COBRAMSEG 2026

ANAIS DO

XXII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA

XI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE JOVENS GEOTÉCNICOS

Eixo Temático:

Fundações

ABMS Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

ABMS Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
Centro-Oeste
Núcleo Regional

COBRAMSEG 2026

ANAIS DO

XXII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA

XI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE JOVENS GEOTÉCNICOS

Eixo Temático:

Fundações

ABMS Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

ABMS Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
Centro-Oeste
Núcleo Regional

Editora Omnis Scientia

Anais do XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2026

Eixo Temático:

Fundações

Volume 1

1ª Edição

RECIFE - PE

2026

Patrocínio Diamante

VALE

Patrocínio Rubi

CZM FOUNDATION EQUIPMENT

Patrocínio Esmeralda

SETE ENGENHARIA

INCOPRE PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO

srk

REDE Sondagens Geotécnicas

Patrocínio Água Marinha

Incotep Sistemas de Ancoragem

Solotrat

SHEIKAN ANCOR-JET FIBRAS

MACCAFERRI

belgo arames

ArcelorMittal

GERDAU O futuro se molda

owntec

geo|soluções

FOA Engenharia e Pré-Fabricados

HUESKER Ideen. Ingenieure. Innovationen.

Terra Dril

Patrocínio Turmalina



















Patrocínio Opala























































Patrocínio Safira









Divulgação

Realização

Apoio

Organização

Comissão Organizadora dos Anais

André Luís Brasil Cavalcante

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha

Michéle Dal Toé Casagrande

José Wilson dos Santos Ferreira

Talita Caroline Miranda

Mario René Rivera Osorto

Comissão Organizadora do Evento

André Luís Brasil Cavalcante (Presidente)

Maurício Martines Sales

Flávio Ornelas

Cristiano Zandoná dos Santos

Paulo da Venda Oliveira

Marcos Massao Futai

José Wilson dos Santos Ferreira

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha

Michéle Dal Toé Casagrande

Comissão Geojovem

José Wilson dos Santos Ferreira (Presidente)

Lídia Bruna Teles Gonzaga

Mateus Teixeira Crippa

Mario René Rivera Osorto

Zharry Ribeiro Bueno

Comissão Científica

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha (Presidente)

Michéle Dal Toé Casagrande (Vice-presidente)

Alexandre Duarte Gusmão

Andrelisa Santos de Jesus

André Pacheco de Assis

Bernadete Ragoni Danziger

Breno Padovezi Rocha

Carlos Alberto Lauro Vargas

Ennio Marques Palmeira

Gilson De Farias Neves Gitirana Jr

José Allan Carvalho Maia

José Camapum de Carvalho

José Fernando Thomé Jucá

Kátia Vanessa Bicalho

Marta Pereira da Luz

Luan Ozelim

Luis Edmundo Prado de Campos

Magnos Baroni

João Paulo Silva de Freitas

Marcos Massao Futai

Maria Das Graças Gardoni Almeida

Maria Eugenia Gimenez Boscov

Marina Bellaver Corte

Paulo José Rocha de Albuquerque

Sandro Lemos Machado

Tácio Mauro Pereira de Campos

Terezinha de Jesus Espósito

Comissão Financeira

Cristiano Zandoná dos Santos

Comissão Consultiva

André Pacheco de Assis

Ennio Marques Palmeira

José Camapum de Carvalho

Comitê Assessor de Congresso (CAC)

Gustavo Simões

Paulo Albuquerque

Vitor Pereira Faro

ABMS — Diretoria Nacional

Roberto Quental Coutinho (Presidente)

Bernadete Ragoni Danziger (Vice-Presidente)

Robson Palha Saramago (Secretário Geral)

Marcos Massao Futai (Diretor Financeiro)

Petrucio Santos Junior (Diretor de Comunicação)

Mauricio Ehrlich (Diretor de Relações Institucionais)

Jairo Pascoal Júnior (Diretor de Normas Técnicas)

Felipe Gobbi Silveira (Diretor AD HOC)

Max Gabriel Timo Barbosa (Diretor AD HOC)

Luiz Antonio Bressani (Diretor AD HOC)

Magnos Baroni (Diretor AD HOC)

ABMS — NRCO

Maurício Martines Sales (Presidente)

Marta Pereira da Luz (Vice-Presidente)

Luiz Carlos de Figueiredo (Secretário Geral)

Cristiano Zandoná dos Santos (Diretor Financeiro)

Thiago Lopes dos Santos (Diretor Eventos Técnicos)

José Wilson dos Santos Ferreira (Diretor GeoJovem Ad hoc)

Editora

Editor-Chefe

Dr. Daniel Luís Viana Cruz

Conselho Editorial

Dr. Amâncio António de Sousa Carvalho – ESS-UTAD – Portugal

Dr. Cássio Brancaleone – UFFS – Brasil

Dr. Marcelo Luiz Bezerra da Silva – UEPa – Brasil

Dra. Pauliana Valéria Machado Galvão – UPE – Brasil

Dr. Plínio Pereira Gomes Júnior – UFRPE – Brasil

Dr. Walter Santos Evangelista Júnior – Ufrpe – Brasil

Dr. Wendel José Teles Pontes – UFPE – Brasil

Assistente Editorial

Thialla Larangeira Amorim

Imagem de Capa

Canva e ChatGPT (OpenAI)

Edição de Arte

Vileide Vitória Larangeira Amorim

Nhatallia Laranjeira Amorim

Revisão

Os autores

Este trabalho está licenciado com uma Licença Creative Commons – Atribuição - Não Comercial - Sem Derivações 4.0 Internacional.

O conteúdo abordado nos artigos, seus dados em sua forma, correção e confiabilidade são de responsabilidade exclusiva dos autores.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Lumos Assessoria Editorial

C749
Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (22. : 2026 : Brasília, DF).
Anais do XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG) : fundações [recurso eletrônico] / coordenador André Luís Brasil Cavalcante ... [et al.]. — 1. ed. — Recife : Omnis Scientia, 2026
Dados eletrônicos (pdf).

Inclui bibliografia.
ISBN 978-65-284-0686-9
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5

1. Engenharia civil (Geotecnia). 2. Mecânica do solo. 3. Ciência do solo. 4. Solos - Conservação. I. Cavalcante, André Luís Brasil.

CDD23: 624.15136

I-0411262

Bibliotecária: Priscila Pena Machado - CRB-7/6971

Editora Omnis Scientia

Av. República do Líbano, nº 251, Sala 2205, Torre A,

Bairro Pina, CEP 51.110-160, Recife-PE.

Telefone: +55 87 99920-5762

editoraomnisscientia.com.br

contato@editoraomnisscientia.com.br

Prefácio

O XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2026, realizado em Brasília, representa mais um importante capítulo na trajetória da Geotecnia brasileira. Promovido pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), o Congresso reafirma sua vocação histórica como o principal espaço nacional de encontro entre pesquisadores, profissionais, estudantes, empresas, instituições públicas e demais atores envolvidos no desenvolvimento da Engenharia Geotécnica no País.

Nesta edição, o tema **"Geotecnia e Mudanças Climáticas: Infraestruturas e Cidades Resilientes"** traduz um dos grandes desafios do nosso tempo. Eventos extremos cada vez mais frequentes, alterações nos regimes de precipitação, movimentos de massa, inundações, erosões e outros processos associados às mudanças ambientais evidenciam a necessidade de repensarmos a forma como concebemos, projetamos, construímos, monitoramos e mantemos nossas infraestruturas e cidades.

Nesse contexto, a Engenharia Geotécnica assume uma responsabilidade ainda maior. Mais do que responder às emergências, somos chamados a antecipar riscos, desenvolver soluções inovadoras, incorporar novas tecnologias e contribuir para a construção de uma sociedade mais segura e resiliente. **A Geotecnia precisa estar presente antes da emergência.**

O COBRAMSEG 2026 foi concebido exatamente com esse espírito: promover o encontro entre conhecimento científico, experiência profissional, inovação tecnológica e os grandes desafios da sociedade. A diversidade e a qualidade dos trabalhos reunidos nestes Anais demonstram a vitalidade da comunidade geotécnica brasileira e sua capacidade de produzir conhecimento relevante nas diferentes áreas da Mecânica dos Solos, Mecânica das Rochas e Engenharia Geotécnica.

Os artigos aqui publicados constituem uma importante representação do conhecimento produzido e aplicado em universidades, centros de pesquisa, empresas, órgãos públicos e instituições de todo o País. Abrangem desde temas clássicos da Geotecnia até abordagens emergentes relacionadas à sustentabilidade, mudanças climáticas, transformação digital, inteligência artificial, instrumentação e monitoramento, gestão de riscos, novos materiais e metodologias de projeto e análise.

Além da apresentação dos trabalhos técnicos, a programação científica do COBRAMSEG 2026 foi enriquecida por conferências, palestras especiais, painéis, mesas-redondas, sessões técnicas, atividades destinadas aos jovens geotécnicos e eventos integrados, proporcionando diferentes oportunidades de intercâmbio entre gerações, instituições e áreas de atuação. Esse ambiente de diálogo constitui uma das maiores riquezas do Congresso e reforça a importância da colaboração para o avanço da nossa profissão.

Brasília, cidade concebida a partir de uma visão de futuro, ofereceu um cenário particularmente simbólico para esta edição. Em um momento em que discutimos resiliência, sustentabilidade e adaptação às mudanças climáticas, reunir a comunidade geotécnica na capital brasileira também nos convida a refletir sobre nossa responsabilidade na construção das infraestruturas e das cidades que

desejamos deixar para as próximas gerações.

A Comissão Organizadora manifesta seu profundo agradecimento aos autores que confiaram seus trabalhos ao Congresso, aos revisores pela criteriosa avaliação das contribuições, aos palestrantes, moderadores e coordenadores de sessões, às Comissões Técnicas da ABMS, às instituições parceiras, às empresas patrocinadoras e expositoras, às equipes de apoio e a todos aqueles que dedicaram tempo, conhecimento e trabalho para tornar possível a realização do COBRAMSEG 2026.

Agradecemos especialmente à **Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – ABMS**, cuja história se confunde com o próprio desenvolvimento da Geotecnia brasileira e cuja atuação continua sendo fundamental para aproximar academia e prática profissional, formar novas gerações e projetar internacionalmente a Engenharia Geotécnica produzida no Brasil.

Aos participantes, nosso reconhecimento por transformarem o Congresso em um verdadeiro espaço de encontro, aprendizado e construção coletiva.

Esperamos que estes Anais ultrapassem os limites temporais do evento e permaneçam como registro do conhecimento, das ideias e das inquietações que mobilizaram a comunidade geotécnica brasileira em 2026. Que os trabalhos aqui reunidos inspirem novas pesquisas, projetos, soluções e parcerias e contribuam para uma Engenharia Geotécnica cada vez mais inovadora, sustentável e comprometida com a sociedade.

Que o COBRAMSEG 2026 seja lembrado não apenas pelo conhecimento que compartilhamos, mas também pelas conexões que construímos e pela visão de futuro que reafirmamos juntos.

André Luís Brasil Cavalcante
Presidente do COBRAMSEG 2026

Sumário

A INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS NA ANÁLISE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS CARREGADAS AXIALMENTE SUBMETIDAS A GRANDES DEFORMAÇÕES.....26

A INFLUÊNCIA DOS RECALQUES DAS FUNDAÇÕES NA REDISTRIBUIÇÃO DE MOMENTOS FLETORES DE VIGAS DE UM EDIFÍCIO.....34

ANÁLISE COMPARATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS HÉLICE CONTINUA POR MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM VITÓRIA-ES.....42

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS E INTERPRETAÇÕES DA CURVA CARGA-RECALQUE NA ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA.....49

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE PREVISÃO SEMI-EMPÍRICA E PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA.....57

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA E RECALQUES MEDIDOS EM OBRA: ESTUDO DE CASO EM CAMPINAS/SP.....65

ANÁLISE DA VARIABILIDADE DOS RESULTADOS DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS RAIZ: COMPARATIVO ENTRE PROVA DE CARGA ESTÁTICA E DINÂMICA.....73

ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE ESTAQUEAMENTO METÁLICO EM OBRA INDUSTRIAL: COMPARAÇÃO ENTRE ENSAIOS PDA E MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA.....81

ANÁLISE DE DESEMPENHO DE UM BLOCO SOBRE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO PELO MÉTODO S+D.....89

ANÁLISE DE PARÂMETROS DE EXECUÇÃO E RESISTÊNCIA EM ESTACAS PRÉ-MOLDADAS: UM ESTUDO DE CASO DE OBRA DE FUNDAÇÃO PROFUNDA NA CIDADE DO RECIFE-PE.....97

ANÁLISE DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA ESCAVADA A TRADO MECÂNICO NA FORMAÇÃO BARREIRAS, JOÃO PESSOA – PB.....105

ANÁLISE DE REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS EM FUNDAÇÃO DE DOLFINS.....114

ANÁLISE DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM UMA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA COM SENSOR DE FIBRA ÓPTICA DISTRIBUÍDA - DFOS.....122

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE *MONOPILE* PARA TORRES EÓLICAS *OFFSHORE* ATRAVÉS DE MODELOS NUMÉRICOS.....130

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA FUNDAÇÃO DE TORRES EÓLICAS *ONSHORE* EM SOLOS TROPICAIS.....138

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO RESIDUAL ARGILOSO ARTIFICIALMENTE CIMENTADO SUBMETIDO A ESFORÇOS DE ESTRUTURAS DE FUNDAÇÕES.....146

ANÁLISE DO DESEMPENHO DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS NA ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE MICROESTACAS ARCOS.....154

ANÁLISE DO EFEITO TCHEBOTARIOFF EM ESTACAS EM ENCONTROS DE PONTE.....162

ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE ESTACAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS CÍCLICOS EM SOLO TROPICAL.....170

ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE RECALQUES EM ESTACAS ESCAVADAS NA REGIÃO DE CAMPINAS/SP.....178

ANÁLISE NUMÉRICA DE FUNDAÇÕES DO TIPO *MONOPILE OFFSHORE* ASSENTES EM AREIA CARBONÁTICA DO LITORAL CEARENSE.....186

ANÁLISES DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA DE 40 METROS DE PROFUNDIDADE EM BALNEÁRIO CAMBORIÚ/ SC.....194

ASPECTOS GEOTÉCNICOS NO PROJETO DA PRIMEIRA LAGOA DE ONDAS ARTIFICIAIS DA CIDADE DE SÃO PAULO.....202

ATRITO NEGATIVO NA ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES: UM PANORAMA TEÓRICO E EXPERIMENTAL DA LITERATURA.....210

AVALIAÇÃO DA APLICABILIDADE DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS NO CÁLCULO DA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO EM DUAS OBRAS NA BAHIA: ESTUDO DE CASO.....218

AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DO DESEMPENHO DE ESTACAS METÁLICAS: ESTUDO DE CASO.....226

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO DIÂMETRO NA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PROFUNDAS POR MÉTODO SEMIEMPÍRICO COM BASE NO SPT.....234

AVALIAÇÃO DA PEGADA DE CARBONO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA EM SOLO COLAPSÍVEL DO DISTRITO FEDERAL.....241

AVALIAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE.....247

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE FUNDAÇÃO RASA EM SOLOS DE BAIXA RESISTÊNCIA COM EMPREGO DE CAMADA DE AREIA COMPACTADA.....255

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS DE PRÉDIOS NO CEARÁ A PARTIR DE RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA.....263

AVALIAÇÃO DO FATOR DE CORREÇÃO *F1* DO MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975) PARA PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ANCORAGENS HELICOIDAIS.....270

AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DA ESCAVAÇÃO POR MEIO DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA INSTRUMENTADAS: ESTUDO COMPARATIVO DE OBRAS VIZINHAS EM GOIÂNIA.....278

AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS ESTRUTURAIS E GEOTÉCNICOS DECORRENTES DO USO DE DIFERENTES MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE WINKLER EM SAPATAS E RADIER.....286

AVALIAÇÃO DOS RECALQUES E DAS DISTORÇÕES ADMISSÍVEIS CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM TRANSPORTADORA DE CORREIA DE LONGA DISTÂNCIA.....293

AVALIAÇÃO NUMÉRICA DE FUNDAÇÃO DIRETA COM O USO DO MÉTODO DO PONTO MATERIAL.....301

CALIBRAÇÃO DO MÉTODO DE DÉCOURT-QUARESMA (1978) PARA ESTACAS MEGA METÁLICAS INJETADAS APLICADA A UM REFORÇO PREDIAL EM CURITIBA/PR.....309

CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS DO SOLO DA REGIÃO OESTE DO PARANÁ POR PROVAS DE CARGA E DIFERENTES MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO.....315

CAPACIDADE DE CARGA DO EXPANDER BODY OBTIDA PELA MODELAGEM DO ENSAIO DINÂMICO DE ENERGIA CRESCENTE.....323

COMPARAÇÃO DE CARGAS NAS ESTACAS EM FUNDAÇÃO DE RADIER SOBRE ESTACAS DESCONECTADAS.....331

COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODO TRADICIONAL E SISTEMA BIM NO DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....337

COMPARAÇÃO ENTRE MODELO DE PREVISÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE E PROVA DE CARGA ESTÁTICA MISTA EM MICROESTACA.....344

CONTRIBUIÇÃO À CONFIABILIDADE DE ESTACAS RAIZ EM SOLOS SEDIMENTARES – PARTE 1: INTERPRETAÇÃO DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA PELO MODELO DE MASSAD.....352

CONTRIBUIÇÃO À CONFIABILIDADE DE ESTACAS RAIZ EM SOLOS SEDIMENTARES DO SUL DO BRASIL – PARTE 2: ATUALIZAÇÃO BAYESIANA E AJUSTES DE COEFICIENTES SEMIEMPÍRICOS.....360

CONTRIBUIÇÃO PARA ESTUDOS E PROJETOS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM PERFIS DE INTEMPERISMO TROPICAL.....369

CONTROLE DE RECALQUES DIFERENCIAIS COM INCLUSÕES RÍGIDAS EM SOLOS COLAPSÍVEIS NO ENCONTRO DE UM VIADUTO.....377

CONTROLE EXECUTIVO E DE QUALIDADE NA EXECUÇÃO DE CORTINA DE ESTACAS SECANTES PARA CONTENÇÃO DE CONTAMINANTES.....385

CORRELAÇÃO N_{SPT}–TENSÃO ADMISSÍVEL EM FUNDAÇÕES RASAS: APLICAÇÃO EM AMBIENTE SIG.....393

CORRELAÇÕES TENTATIVAS PARA EMPREGO DAS LEIS DE CAMBERFORT NA PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS.....401

DESEMPENHO DE MODELOS COMPUTACIONAIS E ABORDAGENS SEMIEMPÍRICAS NA ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA.....409

DESEMPENHO DE UM RADIER ESTAQUEADO: ANÁLISE PARAMÉTRICA E MODELAGEM 3D.....417

DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS UTILIZANDO REDES NEURAIS ARTIFICIAS.....425

DETERMINAÇÃO DA SUPERFÍCIE LIVRE EQUIVALENTE PELA TEORIA DE MEYERHOF PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO DA REGIÃO OESTE DO PARANÁ.....433

DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DE POÇOS DE PETRÓLEO SUBMARINOS.....440

EFEITO SET UP EM ESTACAS METÁLICAS CRAVADAS COM MARTELOS VIBRATÓRIOS E DE IMPACTO – CASO DE OBRA.....452

ENSAYO DE CARGA LATERAL EN PILOTES Y ANALISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO-PILOTE EN ARCILLA DE BAJA PLASTICIDADE.....460

ESTABILIZAÇÃO DO ATERRO DO KM 63 DA RODOVIA FERNÃO DIAS.....468

ESTACA METÁLICA LAMINADA EM GRAU 60 TRABALHANDO POR PONTA.....476

ESTACAS PARCIALMENTE EMBUTIDAS EM ROCHA SUBMETIDAS AO ENSAIO BIDIRECIONAL, ESTUDO DE CASO.....484

ESTUDO COMPARATIVO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA POR MEIO DE PROVAS DE CARGA E MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS EM SOLOS AMAZÔNICOS.....492

ESTUDO COMPARATIVO DE MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM SOLOS ESTABILIZADOS COM CIMENTO.....500

ESTUDO DE CASO – CORRELAÇÃO ENTRE O TORQUE DE INSTALAÇÃO E A CAPACIDADE DE CARGA DA ESTACA HELICOIDAL.....508

ESTUDO DE CASO: ESTABILIZAÇÃO DE FUNDAÇÃO DE MURO DE SOLO REFORÇADO COM COLUNAS DE CCP E DIQUE DE ENROCAMENTO - BR163/364/MT.....519

ESTUDO DO DESEMPENHO DE REFORÇO DE FUNDAÇÃO EM EDIFÍCIO HISTÓRICO DE GOIÂNIA POR MONITORAMENTO DE RECALQUE.....526

ESTUDOS, PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES EM LINGUAGEM POÉTICA.....534

EVOLUÇÃO DAS PRÁTICAS DE COMPARAÇÃO ENTRE PCE E PDA: DO CRITÉRIO DE RUPTURA AO MATCH QUALITY DE RECALQUES (MQR).....542

EXECUÇÃO DE ESTACAS BARRETE ATRAVESSANDO MATACÕES COM A UTILIZAÇÃO DE HIDROFRESA.....550

FRAGILITY ASSESSMENT OF PILE FOUNDATIONS UNDER LIQUEFACTION-INDUCED LATERAL SPREADING USING RANDOM FIELDS IN PLAXIS 3D.....558

FUNDAÇÕES DO SHOPPING MANHATTAN EM BRASÍLIA – CASO DE OBRA.....566

GEOTECHNICAL ASPECTS OF OFFSHORE WIND TURBINE FOUNDATIONS: A REVIEW WITH IMPLICATIONS FOR BRAZILIAN OFFSHORE CONDITIONS.....573

GEOTECHNICAL, GEOLOGICAL AND ENVIRONMENTAL LOADS CONSIDERATIONS FOR OFFSHORE WIND TURBINE FOUNDATIONS IN BRAZIL.....581

IMPACTO DA REVISÃO DA NBR 6122:2019 NO DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO PROFUNDAS DO TIPO HÉLICE CONTÍNUA.....589

INFLUÊNCIA DA VARIABILIDADE GEOTÉCNICA NA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS POR MEIO DE MÉTODOS ESTATÍSTICOS.....597

INFLUÊNCIA DE CARREGAMENTOS SUPERFICIAIS NA MOBILIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA POR ATRITO LATERAL EM ESTACAS.....605

INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM PROJETOS DE FUNDAÇÃO APOIADA SOBRE COLUNAS DE BRITA: ESTUDO DE CASO DE TANQUES DE ETANOL.....613

MÉTODO PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE RECALQUE HORIZONTAL APLICADO A ESTACAS ISOLADAS CARREGADAS LATERALMENTE.....621

MÉTODO PARA PREVISÃO DE RECALQUE EM ESTACAS ISOLADAS.....628

METODOLOGIA DE CALIBRAÇÃO DE INSTRUMENTAÇÃO EM CONDUTOR MODELO.....636

MÉTODOS DE CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA À COMPRESSÃO DE ESTACAS EM AMBIENTE *OFFSHORE* BASEADOS NO ENSAIO DE CONE(CPT).....644

MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS BASEADOS NO SPT EM UM BANCO DE DADOS DE CASOS BRASILEIROS: CAPACIDADE DE CARGA TOTAL DE ESTACAS ESCAVADAS.....652

MODELAGEM GEOMECÂNICA DE UMA ESTACA SUJEITA A CARREGAMENTOS HORIZONTAIS ASSIMÉTRICOS.....660

MODELAGEM NUMÉRICA EM RADIER APOIADO EM COLUNAS DE BRITA CIMENTADA.....668

MODELAGEM PROBABILÍSTICA DA RESISTÊNCIA DINÂMICA DE ESTACAS: AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL EM EMPREENDIMENTO INDUSTRIAL.....676

O EFEITO DA RESISTÊNCIA DINÂMICA NA PROVA DE CARGA ESTÁTICA: ANÁLISE DA DISSIPAÇÃO E CORRELAÇÃO COM ENSAIOS DINÂMICOS (PDA).....684

OBRA DE EDIFÍCIO EM FOZ DO IGUAÇU – PR – GEOLOGIA COMPLEXA NA EXTREMIDADE DE UM DERRAME BASÁLTICO.....692

OBTENÇÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE EM ESTACAS PELO MODELO DE COYLE E REESE SEM ACOPLAMENTO ENTRE FUNÇÕES DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA.....700

OTIMIZAÇÃO DE PROJETO A PARTIR DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA INSTRUMENTADA PRÉVIA.....708

PREVISÃO DE COMPORTAMENTO E CONTROLE TECNOLÓGICO DE UMA FUNDAÇÃO DE UM EMPREENDIMENTO NA CIDADE DE NATAL/RN.....716

PROPOSTA DE UM MÉTODO PARA PREVISÃO DO RECALQUE ELÁSTICO DE FUNDAÇÕES TIPO SAPATA ESTAQUEADA.....724

PROPOSTA PARA DETERMINAÇÃO DA CURVA CARGA RECALQUE EM ESTACAS POR MEIO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS UNIDIMENSIONAL.....732

PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACAS: ANÁLISE COMPARATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA ÚLTIMA POR MÉTODOS TEÓRICOS/ SEMIEMPÍRICOS E MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO.....740

REAVALIAÇÃO DO MÉTODO DE DECOURT-QUARESMA PARA OS SOLOS DE CURITIBA-PR.....748

RECALQUE DE ADENSAMENTO PRIMÁRIO DEVIDO A CARREGAMENTO LINEARMENTE CRESCENTE.....756

REFORÇO DE FUNDAÇÃO COM ESTACAS PRESSOANCORADAS: SOLUÇÃO PARA RECALQUES DIFERENCIAIS EM EDIFÍCIO COM PAREDE DE CONCRETO.....764

REFORÇO ESTRUTURAL EM ESTAÇÃO DE CAPTAÇÃO DE ÁGUA EM LAGES/ SC COM PROPOSTA DE MONITORAMENTO GEOLÓGICO – ESTUDO DE CASO.....772

REGIÃO METROPOLITANA DE BELÉM E A CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÃO DO TIPO HÉLICE CONTÍNUA.....780

TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO VIA EXECUÇÃO DE COLUNAS DE BRITA INJETADAS EM SOLOS COESIVOS E NÃO COESIVOS SOB CONDIÇÃO DE ARTESIANISMO.....788

TRATAMENTO DE SOLOS MOLES COM COLUNAS DE BRITA – ANÁLISE COMPARATIVA DE DIMENSIONAMENTO E INSTRUMENTAÇÃO NA BR-493/ RJ.....796

UMA AVALIAÇÃO DO MODELO HIPERBÓLICO PARA DOIS TIPOS DE SOLOS, COM DIFERENTES COMPACIDADES.....804

VALIDAÇÃO DOS PARÂMETROS DE MODELOS NUMÉRICOS PARA MACIÇOS DE AREIA.....812

VIABILIDADE DO USO DE ESTACAS DE MADEIRA EM FUNDAÇÕES DE PONTES RODOVIÁRIAS NO ESTADO DO AMAPÁ.....820

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/1

A influência de parâmetros geotécnicos na análise de fundações profundas carregadas axialmente submetidas a grandes deformações

Fernando Pinheiro Weber
Eng. De Projetos, Vibra Energia S/A, UFSC, Porto Alegre, Brasil, fp_weber@yahoo.com.br

Henrique Milan
Eng. Civil, UFSC, Florianópolis/SC, Brasil, henriquefmilan@gmail.com

Jose Manuel Guerra Colque
Eng. Civil, UPSA, Florianópolis/SC, Brasil, jose.manuel.guerra.colque@gmail.com

Tiago Luiz Costa da Silva
Mestrando, UFSC, Florianópolis/SC, Brasil, tiagoluizcosta@mpf.mp.br

Gracieli Dienstmann
Prof. Dra, pesquisadora, UFSC, Florianópolis/SC, Brasil, g.dienstmann@ufsc.br

RESUMO: Este trabalho apresenta uma análise integrada do desempenho em estado limite de serviço de uma fundação profunda a partir da combinação de modelagem numérica, resultados de prova de carga e avaliação probabilística da confiabilidade. Inicialmente, os parâmetros geotécnicos foram obtidos a partir de sondagens SPT e organizados em camadas representativas do perfil de solo. Os módulos de elasticidade foram definidos com base nas recomendações de Fellenius, considerando a dependência com o nível de tensões efetivas. A resposta do sistema solo–estaca foi investigada por meio de simulações numéricas para diferentes combinações de rigidez das camadas, permitindo a construção de uma superfície de resposta do recalque em função dos módulos de elasticidade das camadas mais influentes. A calibração do modelo foi realizada utilizando resultados de prova de carga estática, mostrando boa concordância entre os recalques medidos e os valores previstos. Os resultados evidenciam a forte influência da rigidez da camada de apoio no comportamento de deformação da fundação e demonstram o potencial da integração entre modelagem numérica e análise probabilística como ferramenta de apoio à avaliação de desempenho de fundações profundas.

PALAVRAS-CHAVE: Palavras Mais Importantes, Mínimo de Três Palavras, Máximo de Seis Palavras, Separadas por Vírgulas.

ABSTRACT: This paper presents an integrated analysis of the serviceability limit state performance of a deep foundation based on the combination of numerical modeling, load test results, and probabilistic reliability assessment. Initially, geotechnical parameters were obtained from SPT soundings and organized into representative layers of the soil profile. The elastic moduli were defined based on Fellenius recommendations, considering their dependence on the effective stress level. The response of the soil–pile system was investigated through numerical simulations for different combinations of layer stiffness, allowing the construction of a settlement response surface as a function of the elastic moduli of the most influential layers. Model calibration was performed using static load test results, showing good agreement between measured and predicted settlements. The results highlight the strong influence of the stiffness of the bearing layer on the deformational behavior of the foundation and demonstrate the potential of integrating numerical modeling and probabilistic analysis as a supporting tool for the performance assessment of deep foundations.

KEYWORDS: Palavras chaves em inglês seguindo as mesmas regras da versão em português

1 INTRODUÇÃO

O desempenho de fundações de tanques de armazenamento apoiados em solos compressíveis tem sido amplamente discutido na literatura, sobretudo em razão dos riscos associados a recalques totais, diferenciais, distorções fora do plano e danos estruturais em costado, chapas de fundo e conexões de dutos. Estudos clássicos, como os de Marr (1982) e Andreani e Carr (2007), contribuíram para a classificação dos modos de recalque e para a definição de critérios de admissibilidade, posteriormente consolidados em documentos como a API 653 e em recomendações técnicas da PETROBRAS, a exemplo da N-270 e da N-1807.

O desempenho de fundações de tanques de armazenamento apoiados em solos compressíveis tem sido amplamente discutido na literatura, sobretudo em razão dos riscos associados a recalques totais e diferenciais, distorções fora do plano e danos estruturais em cascos, fundos e conexões de dutos. Estudos clássicos, como os de Marr (1982) e Andreani e Carr (2007), contribuíram para a classificação dos modos de recalque e para a definição de critérios de admissibilidade, posteriormente consolidados em documentos como a API 653 e em recomendações técnicas da PETROBRAS, a exemplo da N-270 e da N-1807.

Nesse contexto, o presente trabalho investiga a influência da variabilidade dos parâmetros geotécnicos, em especial do módulo de elasticidade do solo, no comportamento de fundações profundas carregadas axialmente. O estudo foi desenvolvido a partir de um caso de radier estaqueado implantado no Porto de Suape/PE, com estacas hélice contínua de 1,0 m de diâmetro e 15 m de comprimento. A abordagem combina interpretação de sondagens SPT, definição de camadas equivalentes, modelagem numérica da estaca, calibração com prova de carga estática e análise probabilística dos recalques em estado limite de serviço. O objetivo é avaliar a sensibilidade da resposta do sistema à rigidez dos estratos e discutir a calibração dos módulos adotados em projeto.

2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Na área específica do empreendimento analisado neste trabalho, localizam-se dois grupos de tanques de armazenamento de combustíveis da Vibra Energia: um conjunto com fundação superficial (tanques TQ-21, TQ-22, TQ-24 e TQ-25) e outro com fundação em radier estaqueado (tanques TQ-28 a TQ-35), Figura 1. A região apresenta subsolo que varia desde solos residuais mais resistentes aflorantes até aluviões de solo muito mole de mangue, com espessas camadas de sedimentos recentes de origem flúvio-lagunar e marinha, e nível freático raso, em geral entre 2,5 m e 3,5 m de profundidade. Para o projeto com radier estaqueado foram executados 29 furos de SPT até cerca de 40 m, sendo oito sondagens posicionadas aproximadamente no centro dos tanques e as demais distribuídas ao longo dos perímetros. As figuras 1 representa o posicionamento das sondagens e o resumo dos resultados. A figura 2 simula uma seção transversal do terreno com os respectivos resultados



Figura 1 – Parque de tancagem Vibra Energia. Fonte: Relatório Técnico Vibra Energia

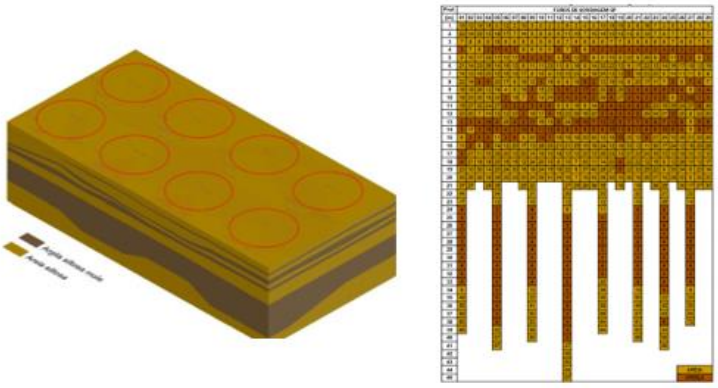


Figura 2 – Modelagem das sondagens e exemplo seção transversal do TQ-34. Fonte: O Autor

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Entre as formulações mais utilizadas para representar a variação do módulo de deformação com o estado de tensões destaca-se a expressão proposta por Janbu (1963), trabalhada por Fellenius (2024), na qual o módulo tangente do solo pode ser expresso em função da tensão efetiva média, por meio de uma relação potencial, equação 1. O módulo de deformação do solo foi estimado a partir da abordagem proposta por Fellenius (2024), baseada na formulação originalmente desenvolvida por Janbu (1963), que relaciona o módulo tangente com o nível de tensões efetivas atuantes no solo. O módulo tangente é expresso conforme expressão 1. Onde "m" é o número do módulo, "j" é o expoente dependente da tensão, σ' é a tensão efetiva média atuante e σ_r é a tensão de referência.

$$M_t = m\sigma_r \left(\frac{\sigma'}{\sigma_r}\right)^{1-j} \tag{1}$$

Nessa formulação, o valor de j tende a ser maior em solos arenosos, refletindo maior sensibilidade da rigidez ao confinamento, e menor em solos argilosos, especialmente em materiais moles, nos quais a rigidez apresenta menor dependência do estado de tensões. Fellenius (2024) apresenta faixas típicas para os parâmetros m e j, que podem ser associadas ao tipo de solo e ao seu grau de compacidade ou consistência.

Do ponto de vista estatístico, os parâmetros geotécnicos apresentam variabilidade significativa em razão da heterogeneidade natural dos depósitos, das incertezas associadas à amostragem e das limitações dos métodos de ensaio. Phoon e Kulhawy (1999a, 1999b) mostram que os coeficientes de variação de parâmetros de resistência e deformabilidade podem situar-se, tipicamente, entre 15% e 30%, dependendo do tipo de solo e da qualidade dos dados disponíveis.

Os autores destacam que a adoção de um único valor determinístico para o módulo de elasticidade pode conduzir a previsões pouco representativas. No presente trabalho, a formulação de Janbu (1963) com contribuição de Fellenius (2024) foi utilizada para definir os módulos de elasticidade das camadas geotécnicas representativas do perfil analisado. Esses módulos constituíram os parâmetros de entrada da modelagem numérica da estaca.

4 METODOLOGIA

A metodologia adotada neste estudo foi estruturada em cinco etapas principais: (i) tratamento dos resultados de SPT na área do tanque TQ-34, especialmente para definir as camadas e condições para simulação numérica (ii) definição de camadas geotécnicas equivalentes e estimativa dos módulos de elasticidade conforme Jambu (1963), (iii) modelagem numérica da estaca, (iv) calibração do modelo com prova de carga estática; (v) análise da probabilidade de falha dos recalques em estado limite de serviço

5 RESULTADOS

5.1 Modelo probabilístico

A variabilidade da deformação do solo foi introduzida por meio determinístico aplicado ao parâmetro m, considerado variável aleatória independente em cada camada. Seguindo recomendações da literatura geotécnica, adotou-se distribuição normal para representar a variabilidade natural dos módulos de elasticidade na superfície de resposta. A Tabela 2 apresenta os módulos de elasticidade utilizados nas análises numéricas. Inicialmente, foram realizadas 12 simulações determinísticas com diferentes combinações dos módulos de elasticidade das camadas 1, 2 e 3, conforme a Tabela 3, com o objetivo de construir uma superfície de resposta do recalque em função dos parâmetros mais influentes. A partir dessa superfície de resposta, foi executada uma etapa probabilística baseada em 20.000 simulações de Monte Carlo, utilizando as distribuições normais dos resultados das simulações numéricas a partir da análise de sensibilidade dos dados. A resposta de interesse considerada foi o recalque correspondente à carga de 4100 kN. A probabilidade de falha foi definida em função da excedência de limites admissíveis de recalque, segundo a função de estado limite $g = s_{adm} - s$; em que s_{adm} é o recalque admissível e sé o recalque obtido na superfície de resposta. Foram analisados limites admissíveis de 70 mm e 80 mm.

Tabela 2 – Módulos de elasticidade utilizados nas simulações

Camada	Profundidade	j	m	E médio (MPa)	$E_{médio}$ (Mpa)	COV E
Camada 1 (C1)	0 – 15 m	0,5	100	17,6		
			115	19,9	21,7	0,15
			125	21,7		
			150	26,0		
Camada 2 (C2)	15 – 23 m	0,75	250	30,4		
			300	36,5	42,6	0,20
			350	42,6		
			400	48,7		
Camada 3 (C3)	23 – 38 m	0	5	0,5		
			10	1,0	1,5	0,30
			15	1,5		
			20	2,0		
Camada4 (C4)	> 38 m	1	—	80 (fixo)		

5.2 Modelagem numérica

Estabelecida a estatigrafia do terreno com base nas sondagens SPT e separadas as camadas conforme item anterior, foi idealizado um perfil para simulação numérica de elementos finitos. O software utilizado para a análise foi o ABAQUS e modelo constitutivo elastoplástico com critério de plastificação de Mohr Coulomb. Na modelagem a malha foi refinada mais próxima a área de influência dos esforços. No topo da estaca foi aplicada um deslocamento de 20cm, compatível com as provas de carga para efeito de comparação. A figura 3 mostra as camadas, malha de elementos finitos. A tabela 3 sintetiza as simulações numéricas para análise de sensibilidade, onde C1, C2, C3 e C4, referem-se as propriedades de módulo das camadas de 1 a 4. Demais

parâmetros adotados no modelo foram considerados fixos (ângulo de atrito foi considerado 31° devido ao objetivo estar concentrado na deformação).

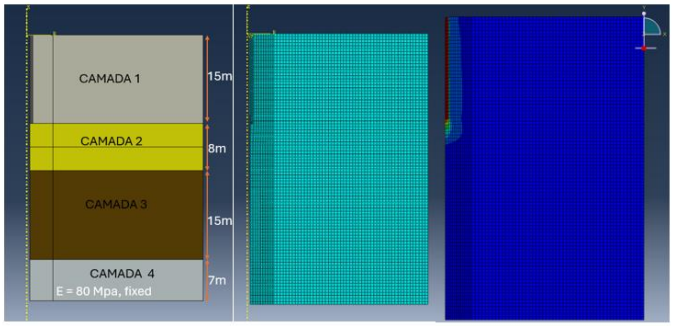


Figura 3. Modelagem de elementos finitos. Fonte: O autor

Tabela 3 – Casos de simulação para análise de sensibilidade

Caso	E (MPa) - Camada 1	E (MPa) - Camada 2	E (MPa) - Camada 3	E (MPa) - Camada 4	Tipo / objetivo
1	21,7	42,6	1,5	80	Sensibilidade: Média
2	17,6	42,6	1,5	80	Sensibilidade: C**1 min**
3	26	42,6	1,5	80	Sensibilidade: C**1 max**
4	21,7	48,7	1,5	80	Sensibilidade: C**2 max**
5	21,7	42,6	0,5	80	Sensibilidade: C**3 min**
6	21,7	42,6	2	80	Sensibilidade C**3 max**
7	17,6	30,4	0,5	80	**Pior caso** (todos min)
8	26	48,7	2	80	**Melhor caso** (todos max)
9	17,6	42,6	0,5	80	Interação: C**1 min + C3 min**
10	26	48,7	3	80	Influência aumento de **C3**
11	26	48,7	4	80	Influência aumento de **C3**
12	26	48,7	6	80	Influência aumento de **C3**

A variação individual dos módulos permitiu avaliar a influência relativa de cada camada na resposta global do sistema solo–estaca. Os resultados, figura 4, indicam que a Camada 2 exerce a maior influência no comportamento do sistema, seguida pela Camada 1, enquanto a Camada 3 apresenta influência significativamente menor. A figura 5 mostra o exemplo da calibração do modelo numérico, comparativo direto entre medida de ensaio e resultado típico numérico obtido.

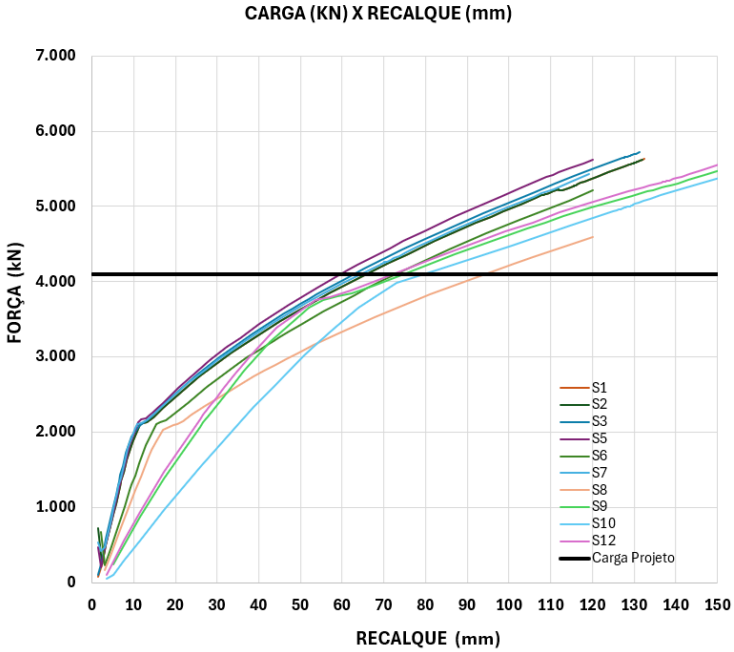


Figura 4. Resultado das simulações numéricas. Fonte: O autor

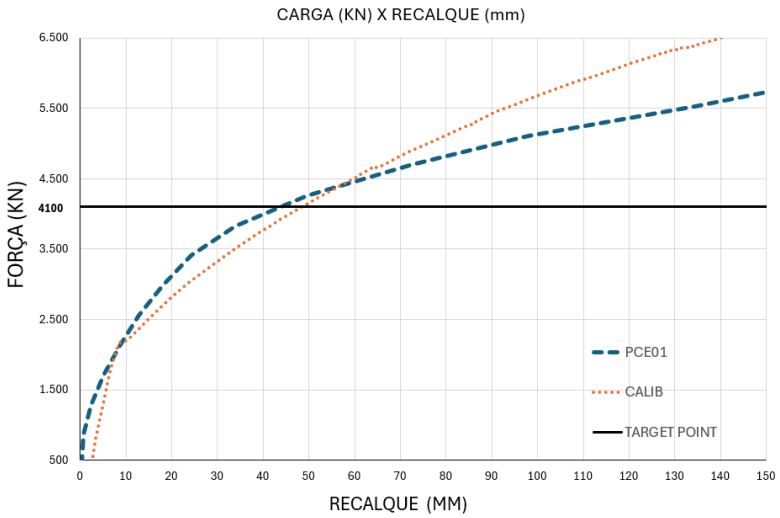


Figura 5. Comparação com modelo calibrado e prova de carga. Fonte: O autor

5.3 Análise de confiabilidade

Na etapa probabilística, foram geradas 20.000 simulações aleatórias dos resultados das superfícies de resposta das camadas, respeitando suas distribuições normais. Para cada simulação, o recalque correspondente foi obtido por interpolação na superfície de resposta previamente construída.

A aplicação da simulação de Monte Carlo resultou na obtenção da distribuição probabilística do recalque para a carga de serviço de 4100 kN. A distribuição obtida apresenta comportamento, com média de 49 mm e desvio padrão de 11,5 mm, refletindo a variabilidade introduzida pelos módulos de elasticidade das camadas.A Figura 6 apresenta as distribuições probabilísticas de recalque resultantes das simulações numéricas já com a análise dos limites admissíveis de serviço. Observa-se que, para o limite de 80 mm, a probabilidade de excedência permanece relativamente baixa, indicando desempenho satisfatório do sistema sob condições de serviço. Para o limite mais restritivo de 70 mm, a probabilidade de falha aumenta significativamente, refletindo a proximidade entre o limite adotado e o valor médio de recalque previsto.

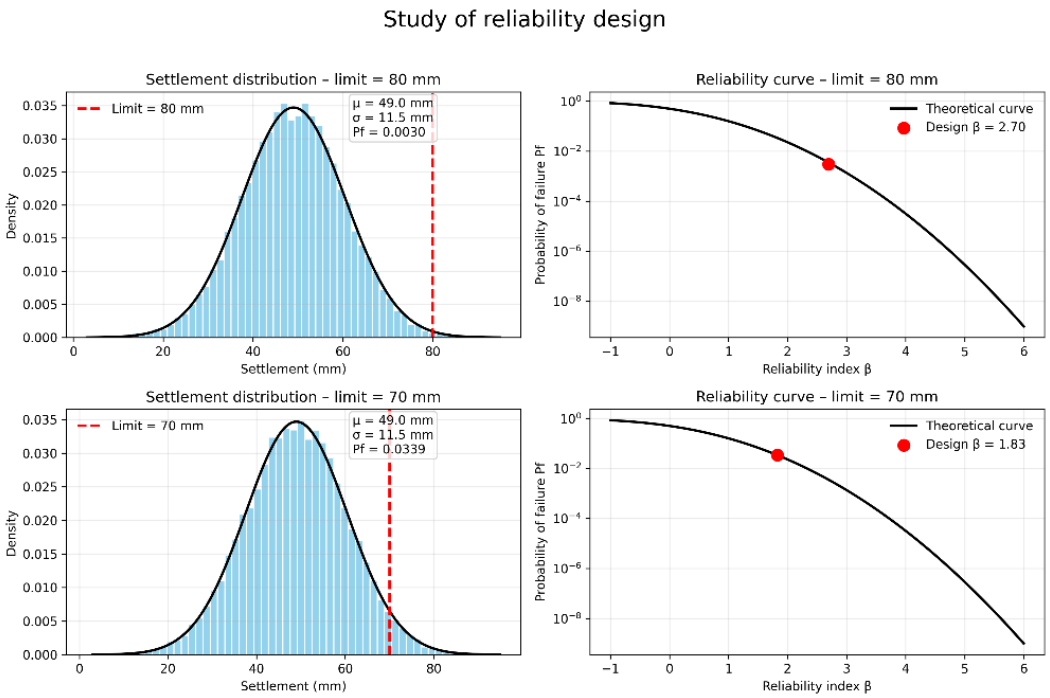


Figura 6. Análises de confiabilidade. Fonte: O autor

A figura 7 apresenta a superfície de resposta do recalque obtida a partir das simulações numéricas realizadas para diferentes combinações dos módulos de elasticidade das camadas 2 e 3. As linhas de contorno correspondem aos limites de recalque de 70 mm e 80 mm, permitindo identificar regiões de desempenho associadas aos critérios de serviço adotados.

Observa-se que reduções no módulo de elasticidade da camada 2 resultam em aumentos significativos no recalque da fundação, evidenciando a forte influência desse estrato no comportamento deformacional do sistema solo–estaca. Por outro lado, variações no módulo da camada 3 produzem alterações menos expressivas na resposta global, o que é consistente com o fato de a ponta da estaca estar posicionada na camada 2.

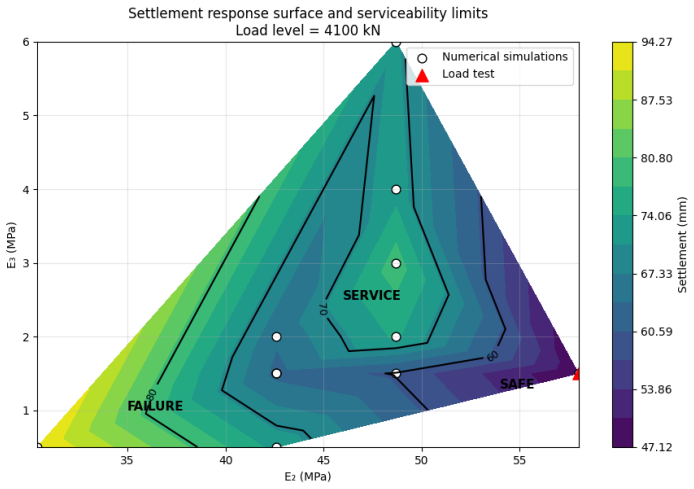


Figura 7. Superfície de resposta do recalque no plano E2 – E3 com contornos de recalque de 60, 70 e 80mm para o nível de carregamento de 4100KN. Fonte: O autor.

6 CONCLUSÃO

A calibração do modelo numérico com base na prova de carga estática resultou em boa concordância entre os valores calculados e medidos, com recalque de aproximadamente 47 mm para o modelo final (E_2 = 58 MPa) frente ao valor observado de 49,6 mm. A análise probabilística, realizada por simulação de Monte Carlo, indicou coeficiente de variação do recalque da ordem de 24%, evidenciando a influência da variabilidade da rigidez das camadas, principalmente da camada de apoio da ponta da estaca. Os resultados mostraram que a probabilidade de falha é fortemente dependente do limite admissível adotado, sendo reduzida para valores da ordem de 80 mm e significativamente mais elevada para limites inferiores a 70 mm. De forma geral, os resultados indicam que a abordagem adotada, combinando modelagem numérica calibrada e análise probabilística, permite avaliar de forma consistente o desempenho em serviço de fundações profundas e fornece subsídios técnicos para definição de critérios de projeto mais compatíveis com o comportamento observado em campo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 12131. *Estacas- Prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Andreani, M.; Carr, G. (2007). *Settlement and Distortion Criteria for Steel Storage Tanks with Emphasis on API 653*. Proceedings of the ASME Pressure Vessels and Piping Conference.

API (2018). *API 653 – Tank Inspection, Repair, Alteration, and Reconstruction*. American Petroleum Institute.

Baecher, G. B.; Christian, J. T. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. Chichester: John Wiley & Sons.

Fellenius, B. H. (2024). *Basics of Foundation Design*. Electronic Edition. Sidney, Canada.

Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In: *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Wiesbaden.

Marr, W. A. (1982). Ground settlement and distortion of structures. In: *Proceedings of the Conference on Settlement of Structures*. ASCE.

Phoon, K. K.; Kulhawy, F. H. (1999a). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), 612–624.

Phoon, K. K.; Kulhawy, F. H. (1999b). Evaluation of geotechnical property variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), 625–639.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/2

A Influência dos Recalques das Fundações na Redistribuição de Momentos Fletores de Vigas de um Edifício

Juliane Cristina Gonçalves
Professora, Faculdade de Engenharia, UFJF, Juiz de Fora, Brasil, juliane.goncalves@ufjf.br

Paulo Eduardo Lima de Santa Maria
Professor, SM Engenheiros Consultores, Rio de Janeiro, Brasil, paulosm@smengenheiros.com.br

Fernando Artur Brasil Danziger
Professor, COPPE e Escola Politécnica, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, danziger@coc.ufrj.br

RESUMO: Os recalques das fundações promovem uma redistribuição de solicitações nos elementos estruturais de uma edificação. Sabe-se que as cintas e as vigas dos pavimentos inferiores são as peças mais afetadas pelos recalques, além dos pilares. É nesse contexto que se insere o presente artigo, o qual tem como objetivo avaliar a influência dos recalques das fundações na redistribuição de momentos fletores das vigas dos primeiros pavimentos de um edifício em fundações profundas. Esse edifício, localizado no município de Teresópolis, sofreu recalques significativos das fundações. Houve monitoramento dos recalques durante e após o reforço das fundações. Para o desenvolvimento do estudo são comparadas as situações da estrutura modelada em elementos finitos com apoios indeslocáveis (situação comum de ser considerada na época do desenvolvimento do empreendimento – ano 2000) e estrutura com recalques medidos impostos nos apoios. De fato, observa-se uma redistribuição de momentos fletores nas vigas dos primeiros pavimentos inclusive ocorrendo mudança de sinal em algumas seções. Esse é um aspecto relevante no projeto porque pode-se incorrer em erro no dimensionamento e detalhamento das vigas caso não se leve em conta os recalques.

PALAVRAS-CHAVE: Recalques, Fundações, Momentos Fletores, Vigas.

ABSTRACT: Foundation settlements cause a redistribution of internal forces in the structural elements of a building. It is well known that tie beams and the beams of the lower floors, in addition to the columns, are the most affected components by these settlements. In this context, the present paper aims to evaluate the influence of foundation settlements on the redistribution of bending moments in the beams of the first floors of a building on deep foundations. This building, located in the municipality of Teresópolis, experienced significant foundation settlements. Settlements were monitored during and after the foundation underpinning. Two situations are compared: (i) the structure modelled using the finite element method with fixed supports (a common assumption at the time the building was designed – 2000), and (ii) the structure with the measured settlements imposed on the supports. Indeed, a redistribution of bending moments is observed in the beams of the first floors, including sign changes in some sections. This is a relevant aspect in design, as neglecting settlements may lead to errors in the sizing and detailing of the beams.

KEYWORDS: Settlements, Foundation, Bending Moments, Beams.

1 INTRODUÇÃO

O comportamento estrutural de edificações resulta da interação entre a superestrutura, as fundações e o maciço de apoio. Os recalques das fundações são reconhecidos na engenharia geotécnica como fatores determinantes no desempenho global das estruturas (Meyerhof, 1953; Poulos & Davis, 1980). Dependendo da magnitude dos recalques e da rigidez da estrutura, observa-se uma redistribuição de esforços solicitantes internos nos elementos estruturais como, por exemplo, esforços normais e momentos fletores nos pilares e momentos fletores nas vigas, particularmente, do cintamento e vigas dos primeiros pavimentos.

Chamecki (1954) em um trabalho pioneiro, no Brasil, propôs uma marcha de cálculo sistematizada para análise da interação solo-estrutura. Através de um processo iterativo com a consideração da rigidez da estrutura e uso de expressões estabelecidas constatou que os recalques diferenciais passavam a ser menos acentuados quando se considerava a rigidez da estrutura no cálculo, o que se ajusta aos resultados das medições em estruturas reais.

Gusmão (1990) corroborou os estudos de interação solo-estrutura obtendo resultados importantes em casos reais e Gusmão Filho (1998) destacou que os recalques diferenciais promovem uma redistribuição de solicitações na estrutura, afetando não apenas os pilares, mas também as vigas, que passam a estar submetidas a esforços adicionais, especialmente nos pavimentos inferiores.

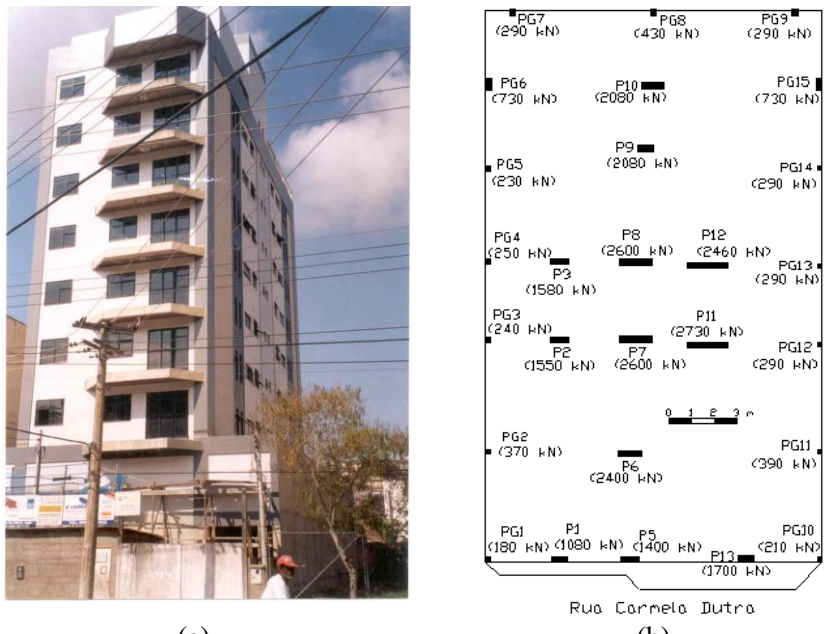
Mais recentemente, pesquisadores como, por exemplo, Gonçalves (2010), Gonçalves *et al*. (2012), Rosa *et al*. (2018) e Alexandre (2023) consideraram o efeito do tempo em suas análises de interação solo-estrutura.

Do ponto de vista normativo, a NBR 6122 (2022) estabelece a necessidade de verificação dos recalques admissíveis e de sua influência na segurança, estabilidade e funcionalidade das edificações. De forma complementar, a NBR 6118 (2023) admite a redistribuição de momentos fletores em estruturas de concreto armado, desde que respeitados os limites associados à ductibilidade e à capacidade resistente dos elementos estruturais. Assim, evidencia-se a interdependência entre os fenômenos geotécnicos e os critérios estruturais normativos.

Nesse contexto, o presente artigo tem como objetivo avaliar a influência dos recalques das fundações na redistribuição, particularmente, de momentos fletores das vigas dos primeiros pavimentos de um edifício em fundações profundas. Busca-se, dessa maneira, contribuir para o aprimoramento das análises estruturais, alinhando-as aos princípios estabelecidos na literatura clássica e às recomendações das normas técnicas vigentes.

2 CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO E SUAS FUNDAÇÕES

O edifício em estudo localiza-se na rua Carmela Dutra, no município de Teresópolis, no estado do Rio de Janeiro. Trata-se de um prédio residencial em concreto armado com 10 pavimentos, sendo 7 pavimentos tipo e 3 de uso comum. A figura 1 (a) ilustra o aspecto da edificação (Danziger *et al*., 2006) e a figura 1 (b) mostra um croqui com a locação dos pilares e suas cargas, calculadas sem a consideração da existência de recalques.



(a) (b)

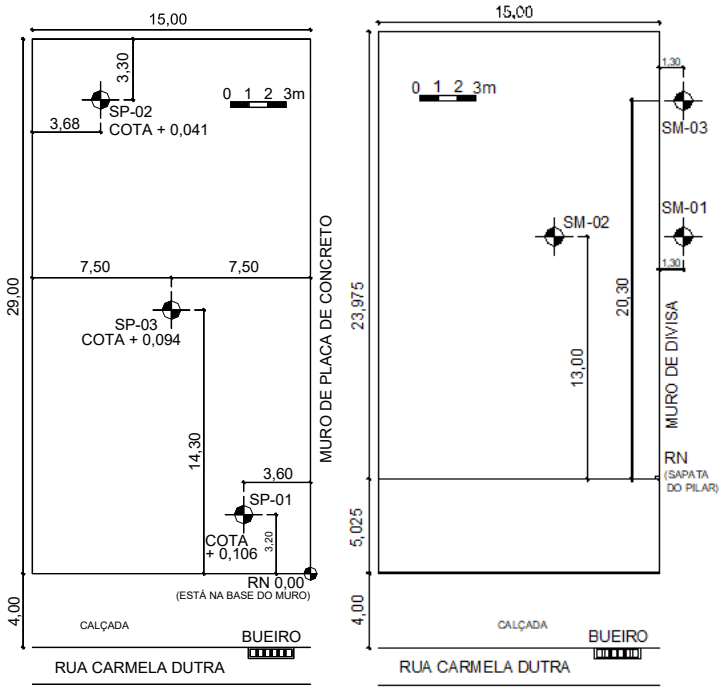
Figura 1. (a) Vista da edificação (Danziger *et al*., 2006) e (b) croqui com a locação dos pilares e cargas de projeto da edificação.

O edifício possui 27 pilares chegando ao nível da fundação, com solicitações variando entre 180 kN e 2730 kN. As menores solicitações referem-se à contribuição apenas dos pavimentos inferiores de uso comum, enquanto as mais elevadas são relativas à lâmina.

As fundações (antes do reforço) são em estacas pré-moldadas, de seção quadrada, com lados de 16 cm, 18 cm, 20 cm, 22 cm e 24 cm. As profundidades atingidas pelas estacas variam entre 4,7 m e 8,2 m.

3 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO TERRENO

Foram executadas seis sondagens, sendo três à percussão (figura 2 (a)) e, posteriormente, três sondagens mistas (percussão e rotativa) (figura 2 (b)). Observa-se a partir das figuras 3, 4a e 4b, que as sondagens indicam uma camada superficial de predominância argilosa, com espessura da ordem de 1,0 m a 1,5 m, em duas sondagens classificadas como aterro, sobrejacente a um pacote argiloso mole, atingindo profundidades entre 2,7 m e 6,0 m. Subjacente ao pacote mole, encontram-se camadas de predominância arenosa, até o solo residual. No caso da SP-1, as camadas arenosas não ocorrem. O solo residual é encontrado entre as profundidades de 6,0 m e 8,2 m. O que seria carecterizado como impenetrável ao trépano varia entre as profundidades de 7,7 m e 10,2 m.



(a) (b)

Figura 2. (a) Planta de locação das sondagens iniciais e (b) planta de locação das sondagens mistas realizadas posteriormente.

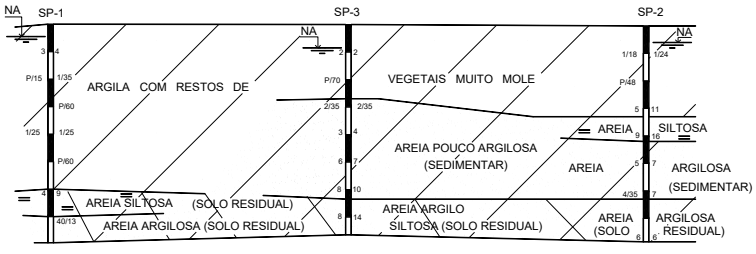
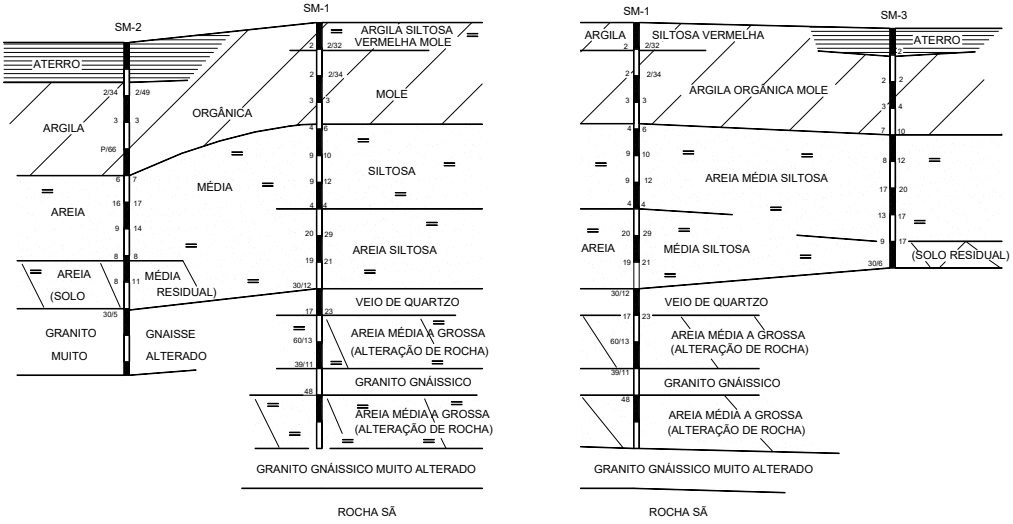


Figura 3. Perfil geotécnico ao longo de SP-1, SP-3 e SP-2.



(a) (b)

Figura 4. (a) Perfil geotécnico ao longo de SM-2 e SM-1 e (b) perfil geotécnico ao longo de SM-1 e SM-3.

4 O PROBLEMA VERIFICADO NA EDIFICAÇÃO

Danziger (2003) apresentou um parecer sobre as fundações desta edificação com a finalidade de esclarecer as possíveis causas do desaprumo medido, da ordem de 8 cm (em 19 de junho de 2003), tomado desde o topo do prédio até o piso da garagem do primeiro pavimento. Este desaprumo é conseqüência de recalques significativos, embora não tenham sido verificadas trincas na edificação.

Foram indicadas três possíveis causas do problema. Primeiramente, as relacionadas ao projeto ou execução da estrutura. Em segundo lugar, as relativas às investigações geotécnicas, no caso analisado, as sondagens; e, por último, as concernentes ao projeto e à execução das fundações, ou seja, às estacas pré-moldadas.

A partir de uma retroanálise dos registros de cravação, foi constatada uma situação de insuficiência de comprimento das estacas ocasionada pela incapacidade do equipamento de cravação de levar as estacas à profundidade necessária, sem comprometer sua integridade estrutural (Danziger *et al*., 2006).

5 MEDIDAS DE RECALQUES

Este edifício teve seus recalques medidos de 2003 até 2005, após a verificação do problema mencionado. Para tanto, foram instalados em alguns pilares no pavimento de acesso, a uma altura de cerca de 1 m do piso, pinos de aço inoxidável que foram usados como referências para os deslocamentos das fundações.

Apesar da situação ideal para uma referência fixa ser a execução de um bench-mark, isto é, uma referência de nível profunda, os custos correspondentes são elevados e por essa razão optou-se pela instalação de dois pinos semi-esféricos em estruturas adjacentes.

Foram empregados níveis Wild NA2 com micrômetro de placa paralela Wild GPM3 e Wild NA3. As miras de ínvar usadas, de 1 m e 2 m de comprimento, são também da Wild. O procedimento de medição dos recalques consiste em se nivelar os pinos dos pilares em relação às referências externas.

A tabela 1 e a figura 5 mostram os resultados dos recalques medidos ao longo do tempo. Nota-se que os valores medidos foram significativos, atingindo o valor médio de 1,2 cm na medição de 24/02/2005. Nota-se, ainda, uma variação de comportamento dos recalques medidos entre as datas 09/10/2003 e 23/10/2003. Esta variação de comportamento está ligada à execução do reforço das fundações neste período.

Tabela 1. Recalques medidos ao longo do tempo.

Pilar	Recalques medidos (cm)										
	30/07/2003	22/08/2003	23/09/2003	09/10/2003	17/10/2003	23/10/2003	22/03/2004	26/04/2004	09/06/2004	04/11/2004	24/02/2005
PG10	0	0,237	0,627	1,212	1,165	1,620	1,934	2,037	2,456	2,512	2,714
P13	0	0,186	0,532	1,065	1,002	1,405	1,639	1,702	-	1,844	1,808
P5	0	0,178	0,373	0,756	0,709	1,064	1,334	1,389	1,553	1,388	1,517
P1	0	0,105	0,241	0,555	0,500	0,799	1,087	1,111	1,327	1,272	1,566
PG1	0	0,032	0,108	-	0,203	0,390	0,678	0,716	0,927	0,707	0,891
PG2	0	0,068	0,123	0,256	0,172	0,302	0,505	0,545	0,845	-	-
PG3	0	0,036	0,013	-	0,052	0,169	0,276	0,360	0,491	0,282	0,386
PG6	0	0,011	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P10	0	0,166	0,120	0,309	0,216	0,285	0,355	0,399	0,475	0,321	0,451
P8	0	0,070	0,096	0,377	0,285	0,450	0,454	-	-	-	-
P12	0	0,189	0,299	0,725	0,617	0,806	0,873	0,939	-	0,785	0,955
P11	0	0,218	0,363	0,815	0,646	0,854	0,967	1,061	1,134	1,018	-
P7	0	0,108	0,186	0,504	0,435	0,640	0,817	0,876	-	0,995	0,874
PG11	0	0,271	0,607	1,034	0,989	1,444	1,801	1,861	2,103	2,149	-
PG12	0	0,199	0,391	-	0,771	1,168	1,432	-	-	-	-
PG13	0	0,232	0,493	0,875	0,833	1,199	1,428	1,496	-	-	-
PG14	0	0,225	0,302	0,616	0,551	0,883	1,041	1,108	1,196	1,033	1,279
PG15	0	0,254	0,343	0,579	0,523	0,840	0,930	0,981	1,065	0,898	1,065
P2	0	-	0,314	-	0,418	0,575	0,824	0,845	1,018	0,760	0,721
P6	0	0,124	0,295	0,648	0,586	0,865	1,244	-	-	1,342	1,431
Média	0	0,153	0,307	0,688	0,562	0,829	1,033	1,089	1,216	1,154	1,204
Tempo (dia)	0	23	55	71	79	85	237	272	377	464	576

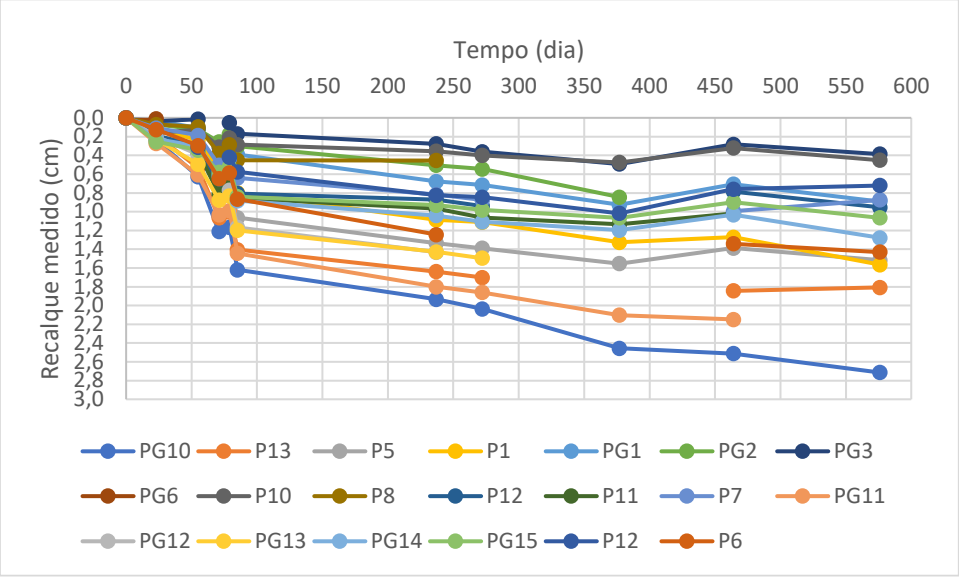


Figura 5. Recalques medidos ao longo do tempo.

6 MODELAGEM DA ESTRUTURA

A estutura foi discretizada em elementos finitos usando-se o programa comercial de análise estrutural SAP2000 (Versão 11). As vigas e os pilares foram discretizados usando-se elementos de barra. Para as lajes foram usados elementos de placa.

Na discretização da estrutura, foram considerados os seguintes pesos específicos dos materiais: concreto - $\gamma \approx 25$ kN/m³; alvenaria - $\gamma \approx 16$ kN/m³ e revestimento - $\gamma \approx 19$ kN/m³. Foi adotado, de acordo com Nunes (2005), um módulo de elasticidade inicial, aos 28 dias, de 25 GPa. Usou-se 0,6 kN/m² para o revestimento das lajes. As sobrecargas adotadas foram de 1,5 kN/m² para as lajes com mais de 12 m² e 2,0 kN/m² para lajes com menos de 12 m², segundo a NBR6120 (2019).

Para as fundações foram admitidas as situações de apoios indeslocáveis e, posteriormente, os recalques medidos foram impostos nos apoios.

A figura 6 ilustra o modelo tridimensional em elementos finitos (Gonçalves, 2010).

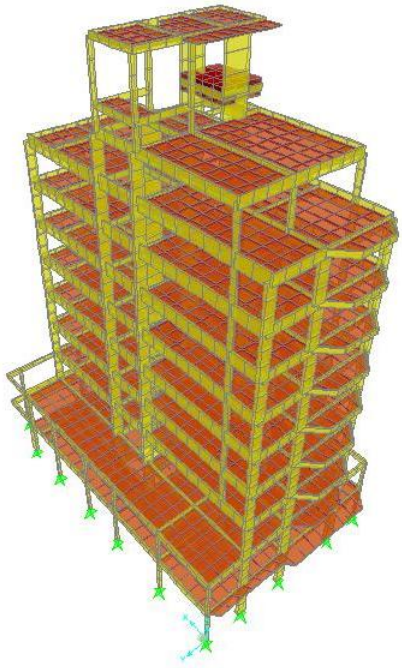


Figura 6. Modelo numérico da edificação (Gonçalves, 2010).

7 MOMENTOS FLETORES NAS VIGAS

A Tabela 2 apresenta, para o primeiro e o segundo pavimentos, os valores dos momentos fletores nas situações de apoios indeslocáveis e de apoios submetidos a recalques, considerando algumas vigas selecionadas. Os momentos fletores que apresentam mudança de sinal com a imposição dos recalques estão destacados em cor cinza. A tabela também indica a variação percentual dos momentos fletores entre a situação de apoios indeslocáveis e a de recalques impostos. Esta variação percentual é calculada tomando-se como referência o valor absoluto do momento inicial, de modo a permitir a comparação entre valores de sinais opostos. Além disso, são apresentadas as áreas calculadas de armadura negativa e positiva, bem como os respectivos números de barras necessárias, considerando barras de aço CA-50 com diâmetro de 16 mm.

A análise dos resultados obtidos evidencia que a consideração de recalques nos apoios exerce influência significativa sobre a distribuição dos momentos fletores nas vigas analisadas, quando comparada à hipótese de apoios indeslocáveis. Observam-se alterações relevantes tanto na magnitude quanto no sinal dos esforços internos, indicando modificações no comportamento estrutural do sistema.

Verifica-se, em diversos trechos, a ocorrência de mudança de sinal dos momentos fletores após a imposição dos recalques. Tal comportamento mostra uma redistribuição dos esforços internos, típica de estruturas hiperestáticas submetidas a deslocamentos impostos nos apoios. Essa inversão de sinal implica a alteração das regiões tracionadas das seções transversais, com potenciais impactos no dimensionamento e detalhamento das armaduras longitudinais.

Além das inversões de sinal, os resultados indicam variações percentuais expressivas entre as situações analisadas, inclusive em casos nos quais os valores absolutos dos momentos fletores iniciais eram reduzidos. Esse aspecto ressalta a necessidade de uma análise criteriosa das variações percentuais, que deve ser realizada em conjunto com a avaliação das magnitudes dos esforços, a fim de evitar interpretações distorcidas quanto à relevância estrutural dos resultados.

Constata-se, ainda, que os efeitos dos recalques não se distribuem de forma uniforme ao longo da estrutura. Algumas vigas e apoios apresentam variações pouco significativas, enquanto outros concentram alterações substanciais nos momentos fletores. Esse comportamento está associado à rigidez relativa dos elementos estruturais, à continuidade do sistema e à interação entre os elementos da superestrutura e as fundações.

Tabela 2. Valores de momentos fletores nas vigas do primeiro e segundo pavimentos.

Situação do apoio	Valor de momento fletor no apoio (kNm)							Seção de maior mom. pos. no vão (kNm)	As, neg. (cm²)	Nº de barras necessárias (ϕ de 16 mm)	As, pos. (cm²)	Nº de barras necessárias (ϕ de 16 mm)
1º Pavimento												
Viga 1 (0,15 m x 0,50 m)												
	PG1	**P1**	**P5**	**P13**	**PG10**							
Apoios indeslocáveis	-0,6	-23,6	-28,5	-61,8	-4,1			27,4	5	3	2	1
Recalques impostos	-16,8	30,3	-92,3	-84,5	19,5			41,2	7	4	3	2
Δ (%)	96	22	69	27	79			33				
Viga 2 (0,25 m x 0,50 m)												
	PG2	**P6**	**PG11**									
Apoios indeslocáveis	-14,4	-133,0	-26,2					98,7	11	6	8	4
Recalques impostos	-4,30	-154,7	-13,4					83,7	13	7	7	4
Δ (%)	-235	14	-96					-18				
Viga 3 (0,20 m x 0,40 m)												
	PG3	**P2**	**P7**	**P11**	**PG12**							
Apoios indeslocáveis	2,4	-24	-12,9	-86,7	-14,3			37,0	10	5	4	2
Recalques impostos	-0,5	-19,1	-55,8	-188,8	20,7			34,3	*		3	2
Δ (%)	-380	-26	77	54	31			-8				
Viga 4 (0,15 m x 0,50 m)												
	PG7	**PG8**	**PG9**									
Apoios indeslocáveis	-42,3	0,5	-54,7					94,8	4	3	8	4
Recalques impostos	-0,3	1,2	-52,0					93,7	4	3	8	4
Δ (%)	-14000	58	-5					-1				
Viga 5 (0,15 m x 0,50 m)												
	PG1	**PG2**	**PG3**	**PG4**	**PG5**	**PG6**						
Apoios indeslocáveis	-13,1	-69,2	-45,7	-31,5	-54,0	-62,8		52,9	6	3	4	3
Recalques impostos	-31,4	-15,6	-127,6	26,3	-7,1	-171,4		60,5	12	7	5	3
Δ (%)	58	-344	64	-20	-661	63		13				
Viga 6 (0,20 m x 0,50 m)												
	P2	**P3**										
Apoios indeslocáveis	-11,4	-75,3						39,9	6	3	3	2
Recalques impostos	-60,5	-18,2						64,1	5	3	5	3
Δ (%)	81	-314						38				
Viga 7 (0,20 m x 0,50 m)												
	P5	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**	**P10**	**PG8**					
Apoios indeslocáveis	-14,8	-59,6	-41,0	-33,0	-57,4	-30,5	0,5	40,0	5	3	3	2
Recalques impostos	-29,7	-38,6	-63,4	-84,5	77,3	-147,2	11,6	83,0	13	7	7	4
Δ (%)	50	-54	35	61	26	79	96	52				
Viga 8 (0,15 m x 0,50 m)												
	PG10	**PG11**	**PG12**	**PG13**	**PG14**	**PG15**						
Apoios indeslocáveis	-14,4	-71,1	-46,0	-30,8	-67,0	-5,8		42,4	6	3	3	2
Recalques impostos	-20,1	-98,2	-9,0	17,6	-146,7	10,1		49,3	16	8	4	2
Δ (%)	28	28	-411	-75	54	43		14				
2º Pavimento												
Viga 9 (0,15 m x 0,50 m)												
	PG1	**P1**	**P5**	**P13**	**PG10**							
Apoios indeslocáveis	-1,4	-6,0	-21,3	-49,2	-5,6			25,9	4	3	2	1
Recalques impostos	-13,4	55	-77,5	-71,3	13,2			45,0	6	2	3	2
Δ (%)	90	89	73	31	58			42				
Viga 10 (0,25 m x 0,50 m)												
	PG2	**P6**	**PG11**									
Apoios indeslocáveis	-8,8	-116,6	-12,4					89,0	10	6	7	4
Recalques impostos	0,40	-144,7	12,5					47,5	12	7	4	2
Δ (%)	-2100	19	1					-87				
Viga 11 (0,20 m x 0,40 m)												
	PG3	**P2**	**P7**	**P11**	**PG12**							
Apoios indeslocáveis	-2,3	-10,6	-7,4	-20,6	-8,8			48,0	2	1	5	3
Recalques impostos	4,0	3,8	-55,0	-162,3	2,2			-17,5	*		2	1
Δ (%)	43	-179	87	87	-300			-174				
Viga 12 (0,15 m x 0,50 m)												
	PG7	**PG8**	**PG9**									
Apoios indeslocáveis	-14,6	-28,0	-15,7					21,0	2	1	2	1
Recalques impostos	10,5	-0,3	-12,0					21,4	1	1	2	1
Δ (%)	-39	-9233	-31					2				
Viga 13 (0,15 m x 0,50 m)												
	PG1	**PG2**	**PG3**	**PG4**	**PG5**	**PG6**						
Apoios indeslocáveis	-8,6	-28,5	-21,9	-15,9	-18,6	-9,5		18,5	2	3	1	1
Recalques impostos	-18,7	-1,2	-63,7	16,3	3,1	-52,0		29,4	6	7	2	2
Δ (%)	54	-2275	66	2	-500	82		37				
Viga 14 (0,20 m x 0,50 m)												
	P2	**P3**										
Apoios indeslocáveis	-52,5	-66,3						47,8	5	3	6	3
Recalques impostos	-122,2	24,5						79,6	11	6	6	3
Δ (%)	57	-171						40				
Viga 15 (0,20 m x 0,50 m)												
	P5	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**	**P10**	**PG8**					
Apoios indeslocáveis	-17,2	-53,3	-46,7	-31,0	-53,5	14,0	0,1	40,5	4	3	3	2
Recalques impostos	39,5	2,7	-82,9	-114,9	110,6	-168,5	0,3	97,7	16	7	8	4
Δ (%)	56	-1874	44	73	52	92	67	59				
Viga 16 (0,15 m x 0,50 m)												
	PG10	**PG11**	**PG12**	**PG13**	**PG14**	**PG15**						
Apoios indeslocáveis	-8,0	-11,7	-0,8	3,5	-12,3	-1,9		11,2	1	1	1	1
Recalques impostos	13,2	12,5	2,2	-14,8	-10,3	-2,2		19,0	2	1	1	1
Δ (%)	39	6	64	76	-19	14		41				

* Valor de KMD maior que o limite permitido pela NBR 6118/2023. KMD = Md / (bw.d².fcd), onde: Md = momento fletor de cálculo; bw = largura da seção transversal da viga; d = altura útil da viga e fcd = resistência de cálculo do concreto.

8 CONCLUSÕES

Os resultados evidenciam, para o edifício em estudo, que a consideração dos recalques nos apoios altera de forma significativa a distribuição dos momentos fletores nas vigas dos primeiro e segundo pavimentos, em comparação à hipótese de apoios indeslocáveis. Observam-se variações relevantes na magnitude e no sinal dos esforços, caracterizando uma redistribuição típica de estruturas hiperestáticas submetidas a deslocamentos impostos. As mudanças de sinal indicam alterações nas regiões tracionadas das seções, com implicações diretas no dimensionamento das armaduras. Verificam-se também variações percentuais expressivas, cuja interpretação deve considerar simultaneamente os valores absolutos dos esforços. Os efeitos dos recalques não são uniformes ao longo da estrutura, dependendo da rigidez relativa dos elementos e da interação solo–estrutura. Dessa forma, a análise demonstra que a desconsideração dos recalques pode levar à avaliação imprecisa dos momentos fletores, reforçando a importância de sua inclusão em análises estruturais. Vale ainda ressaltar que a análise ora apresentada considerou os recalques efetivamente medidos, que se iniciaram quando o prédio já havia apresentado recalques significativos. Caso tivessem sido considerados todos os recalques, é possível que uma situação ainda mais preocupante tivesse sido verificada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alexandre, L.J. (2023) *Interação Solo-Estrutura em Edifícios com a Consideração do Efeito do Tempo*. Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, 206 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR-6120. Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações. ABNT, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR-6122. Projeto e Execução de Fundações. ABNT, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR-6118. Projeto de Estruturas de Concreto. ABNT, Rio de Janeiro.

Chamecki, S. (1954) Consideração da Rigidez da Estrutura no Cálculo dos Recalques da Fundação. In: *I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, v. 1, pp. 35-80, Porto Alegre.

Danziger, F.A.B. (2003) *Parecer sobre as Fundações do Edifício Beverly Hills*. Relatório COPPETEC PEC – 4764 – i – 01.

Danziger, F.A.B., Danziger, B.R. e Marra, L.C.R. (2006) A Importância do Item 7.8.3.6.1 da NBR-6122/1996 que Limita a Carga de Trabalho de Estacas Pré-Moldadas – Associação a um Caso de Insucesso. *Anais XIII COBRAMSEG,* Curitiba.

Gonçalves, J.C. (2010) *A Influência dos Recalques das Fundações no Comportamento de Edificações ao Longo do Tempo*. Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, 301 p.

Gonçalves, J.C., Santa Maria, P.E.L., Danziger, F.A.B. e Carvalho, E.M L. (2012) O Efeito do Tempo nas Solicitações de Fundações de um Edifício em Fundações Profundas. *Anais XVI COBRAMSEG,* Porto de Galinhas.

Gusmão, A.D. (1990) *Estudo da Interação Solo-Estrutura e sua Influência em Recalques de Edificações*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, 189 p.

Gusmão Filho, J.A. (1998) *Fundações do Conhecimento Geológico à Prática da Engenharia*. 1 ed. Recife: Ed. Universitária – UFPE, 345 p.

Meyerhof, G.G. (1953) Some Recent Foundation Research and its Application to Design. *Structural Engineering*, v. 31, pp. 151-167, Londres.

Nunes, F.W.G. (2005) *Resistência e Módulo de Elasticidade de Concretos Usados no Rio de Janeiro*. Dissertação M.Sc., COPPE/UFRJ, 110 p.

Poulos, H.G. & Davis, E.H. (1980) *Pile Foundation Analysis and Design*. New York: Wiley.

Rosa, L.M.P., Danziger, B.R. and Carvalho, E.M.L. (2018). Soil-structure Interaction Analysis Considering Concrete Creep and Shrinkage. *IBRACON Structures and Materials Journal* 11: 564-585.

SAP 2000 (2010) CSI Analysis Reference Manual v. 11.0. *Computers and Structures Inc*., California, USA, 415 p.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/3

Análise Comparativa da Capacidade de Carga em Estacas Hélice Continua por Métodos Semiempíricos e Prova de Carga Estática em Vitória-ES

Mateus Falcão Paulo
Bacharel em Engenharia Civil, Instituto Federal do Espírito Santo – Vitória, Brasil, mateusfa47@gmail.com

Morgana Moreschi
Professora, Instituto Federal do Espírito Santo – Vitória, Brasil, morgana.moreschi@ifes.edu.br

Carla Therezinha Dalvi Borjaille Alledi
Professora, Instituto Federal do Espírito Santo - Vitória, Brasil, borjaille@ifes.edu.br

RESUMO: A estimativa da capacidade de carga de estacas é fundamental para a segurança estrutural e a otimização econômica de projetos de fundações, especialmente em áreas de aterro hidráulico, onde a heterogeneidade estratigráfica pode comprometer as previsões por métodos semiempíricos. Este trabalho apresenta uma análise comparativa entre resultados de provas de carga estática e estimativas obtidas por métodos semiempíricos aplicados às estacas hélice contínua executadas na região da Enseada do Suá, em Vitória-ES. Foram realizadas cinco provas de carga estática em estacas com diâmetros de 40 e 50 cm e comprimentos entre 20 e 24 m. Como as curvas carga × recalque não apresentaram ruptura nítida, as cargas últimas foram estimadas por extrapolação utilizando o método de Van der Veen (1953) e o método da NBR 6122 (2022). Paralelamente, utilizou-se os métodos de Aoki e Velloso (1975), Laprovitera (1988), Monteiro (1997), Décourt e Quaresma (1996), Alonso (1996) e Antunes e Cabral (1996) para estimativa da capacidade de carga. As cargas definidas através da extrapolação da curva carga x recalque variaram entre 2200 kN e 3300 kN, para as estacas com diâmetros de 40 e 50 cm. Os métodos de Décourt e Quaresma (1996) e Antunes e Cabral (1996) apresentaram as melhores aproximações, com tendência levemente conservadora, enquanto os demais métodos mostraram resultados superiores à prova de carga. Os resultados evidenciam a importância da calibração dos métodos semiempíricos por meio de provas de carga em solos de aterro hidráulico.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas hélice contínua, Prova de carga estática, Métodos semiempíricos, Capacidade de carga, Aterro hidráulico.

ABSTRACT: Estimating the load-bearing capacity of piles is fundamental for structural safety and economic optimization of foundation projects, especially in hydraulic fill areas, where stratigraphic heterogeneity can compromise predictions using semi-empirical methods. This work presents a comparative analysis between the results of static load tests and estimates obtained by semi-empirical methods applied to continuous flight auger piles executed in the Enseada do Suá region, in Vitória-ES. Five static load tests were performed on piles with diameters of 40 and 50 cm and lengths between 20 and 24 m. As the load × settlement curves did not show a clear rupture, the ultimate loads were estimated by extrapolation using the Van der Veen method (1953) and the NBR 6122 method (2022). In parallel, the methods of Aoki and Velloso (1975), Laprovitera (1988), Monteiro (1997), Décourt and Quaresma (1996), Alonso (1996), and Antunes and Cabral (1996) were used to estimate the load-bearing capacity. The loads defined through extrapolation of the load-settlement curve varied between 2200 kN and 3300 kN for piles with diameters of 40 and 50 cm. The methods of Décourt and Quaresma (1996) and Antunes and Cabral (1996) presented the best approximations, with a slightly conservative tendency, while the other methods showed overestimations of different magnitudes. The results highlight the importance of calibrating semi-empirical methods through load tests on hydraulic fill soils.

KEYWORDS: Continuous flight auger piles, Static load test, Semi-empirical methods, Bearing capacity, Hydraulic fill.

1 INTRODUÇÃO

A estaca hélice contínua monitorada destaca-se pelo rápido processo executivo, baixo nível de vibração e boa adaptação a solos heterogêneos e com lençol freático elevado (VELLOSO; LOPES, 2010), características que favorecem sua aplicação em áreas urbanas densamente ocupadas, como a região metropolitana da Grande Vitória-ES. A avaliação da capacidade de carga desse tipo de estaca, por meio de ensaios de prova de carga estática (PCE) e métodos semiempíricos, é fundamental para garantir a confiabilidade dos projetos e a segurança das estruturas (CINTRA; AOKI, 2010).

Na Grande Vitória, a estaca hélice contínua tem sido amplamente utilizada como solução de fundação (ALLEDI *et al.*, 2015), reforçando a necessidade de estudos que comparem métodos de previsão com resultados experimentais obtidos em campo. Este artigo apresenta uma análise integrada entre métodos semiempíricos e provas de carga estática realizadas em obra, contribuindo para o aprimoramento das práticas de dimensionamento de fundações na região.

Este artigo tem como objetivo comparar os resultados obtidos em ensaios de prova de carga estática com as estimativas de capacidade de carga axial fornecidas por seis diferentes métodos semiempíricos aplicados a estacas hélice contínua. A análise é realizada considerando as condições geotécnicas específicas de um aterro hidráulico localizado na cidade de Vitória, Espírito Santo, permitindo verificar a adequação dos métodos estudados a esse tipo de ambiente geotécnico.

2 METODOLOGIA

O estudo de caso refere-se a um edifício residencial localizado na região da Enseada do Suá, em Vitória-ES. A edificação possui aproximadamente 21.500 m² de área construída, distribuída em um subsolo, térreo, pavimentos do 2º ao 6º andar e cobertura, sendo o subsolo implantado a cerca de 3,06 m abaixo do nível da rua. A estrutura é composta por aproximadamente 223 pilares apoiados em fundações profundas do tipo estaca hélice contínua, com diâmetros de 40 cm e 50 cm, totalizando 550 estacas, das quais 142 possuem diâmetro de 40 cm e 408 de 50 cm. As estacas apresentam comprimentos variando entre 10 m e 24 m, definidos de acordo com as condições geotécnicas locais, de modo a garantir a estabilidade e a segurança da edificação.

A Tabela 1 abaixo apresenta as características principais de cada PCE, bem como a respectiva sondagem SPT utilizada como referência:

Tabela 1. Características gerais das estacas ensaiadas (PCE-01 a PCE-05).

Identificação	Diâmetro (cm)	Comprimento (m)	Carga de ensaio (kN)	SP
PCE-01	Ø50	24	2132,0	SPT-203
PCE-02	Ø40	20	1128,0	SPT-205
PCE-03	Ø50	22	2006,0	SPT-209
PCE-04	Ø50	24	2210,0	SPT-214
PCE-05	Ø50	23	2014,0	SPT-213

A investigação geotécnica da obra foi realizada por meio de ensaios de Sondagem a Percussão do tipo S.P.T.; as sondagens realizadas evidenciaram, na porção superficial, a ocorrência de solo predominantemente arenoso com presença de fragmentos de conchas. Em seguida, foi identificada uma fina camada de argila mole, situada em torno de 15 m de profundidade, com valores de N_{SPT} variando entre 1/45 e 4. Abaixo dessa camada, o perfil geotécnico apresenta um material arenoso compacto, com N_{SPT} médio da ordem de 30 e recorrente presença de fragmentos de conchas, estendendo-se até a profundidade final investigada, aproximadamente 24m.

A Figura 1 apresenta o perfil geotécnico representativo da área estudada.

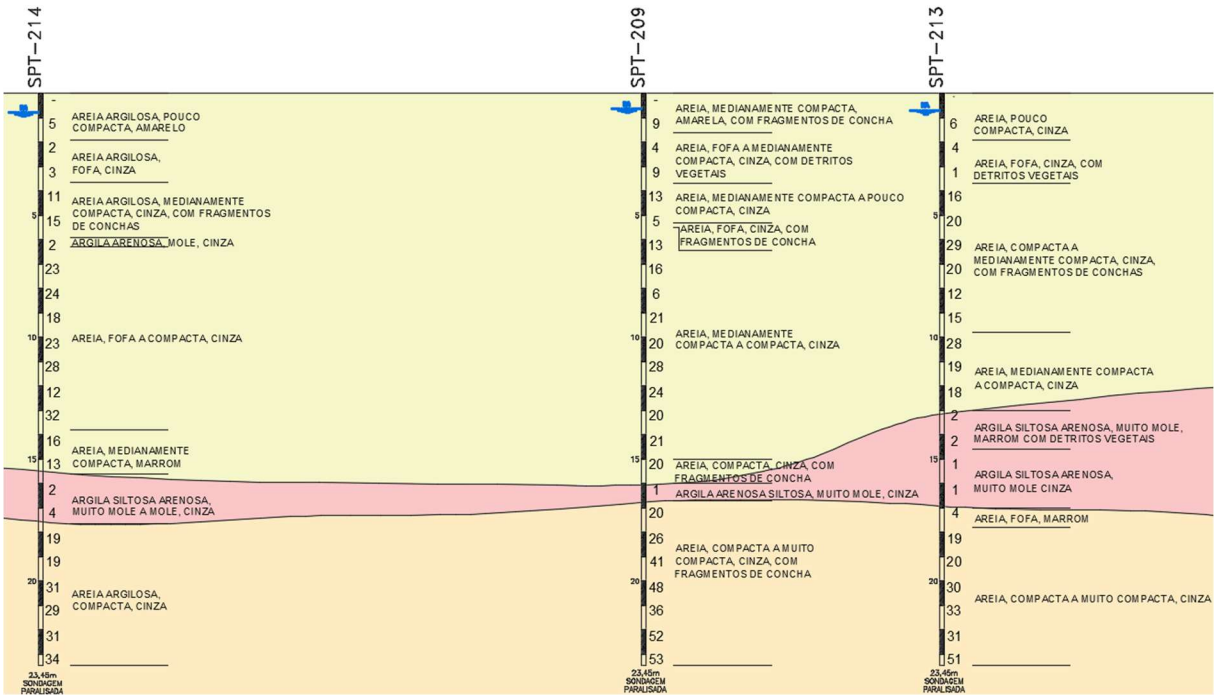


Figura 1. Perfil geotécnico típico do terreno.

O perfil geotécnico apresentado na Figura 1 ilustra três das cinco sondagens de referência utilizadas. Ressalta-se que as sondagens SPT-203 e SPT-205, embora não plotadas graficamente neste corte, apresentam características estratigráficas e índices de resistência análogos às sondagens apresentadas, confirmando a homogeneidade do perfil geotécnico na área de estudo.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Extrapolação da Curva Carga x Recalque

Os ensaios de prova de carga estática realizados não atingiram a ruptura física da interface estaca x solo durante o carregamento. Dessa forma, a determinação da carga de ruptura dos ensaios de prova de carga foi obtida por meio de procedimentos de extrapolação da curva carga x recalque. Para esse fim, empregaram-se duas abordagens distintas e complementares: o método de Van der Veen (1953) foi aplicado para a extrapolação da curva carga-recalque, permitindo a estimativa da carga de ruptura última do sistema estaca-solo. Paralelamente, utilizou-se o critério da NBR 6122 para a determinação da ruptura convencional, estabelecendo o limite de recalque admissível.

O ponto de interseção entre a curva resultante da extrapolação pelo método de Van der Veen (1953) e a reta de ruptura definida pela NBR 6122 foi adotado como a carga de ruptura convencional do ensaio. A Figura 2 ilustra os gráficos carga x recalque dos cinco ensaios realizados, incluindo as extrapolações segundo o método de Van der Veen e a reta da norma.

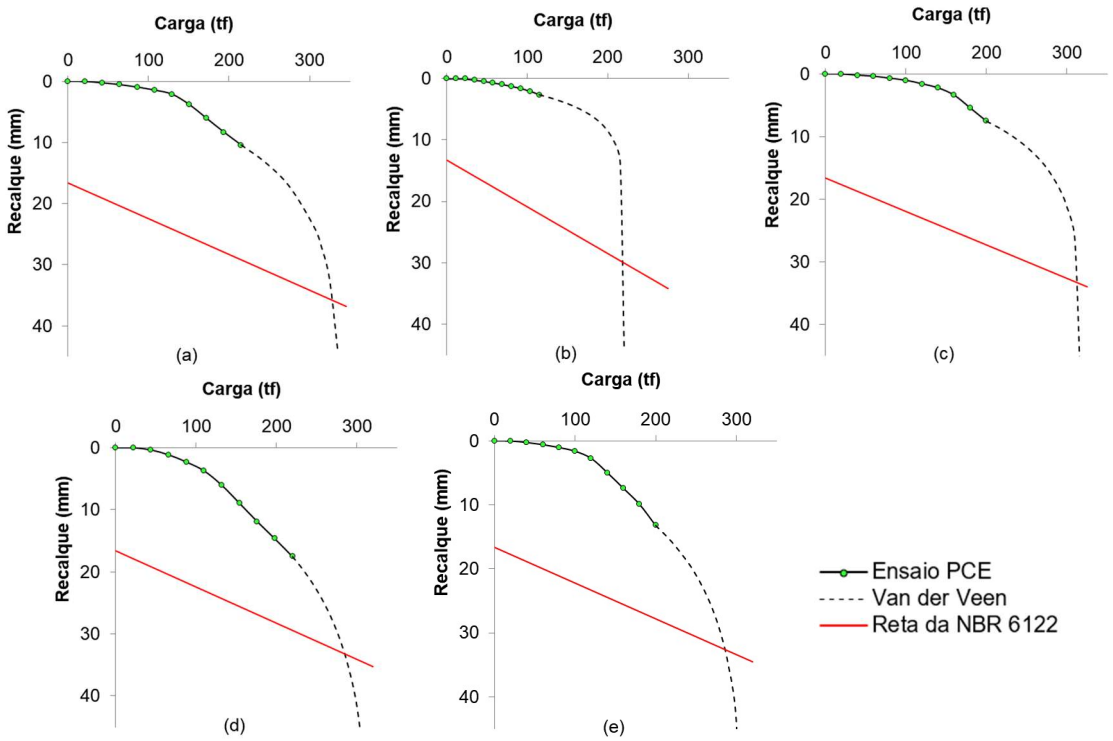


Figura 2. Extrapolação pelo método de Van der Veen e aplicação da NBR: (a) PCE-01; (b) PCE-02; (c) PCE-03; (d) PCE-04; (e) PCE-05.

3.2 Métodos Semiempíricos

Foram aplicados os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975), Laprovitera (1988), Monteiro (1997), Décourt e Quaresma (1996), Alonso (1996) e Antunes e Cabral (1996) para cada ensaio de prova de carga, com o objetivo de estimar a capacidade de carga por atrito lateral (P_L), carga de ponta (P_P) e a carga de ruptura (P_R) que é o somatório de P_L e P_P das estacas a partir dos parâmetros obtidos nas sondagens SPT.

Os resultados estimados pelos métodos encontram-se apresentados nas Tabelas 2 a 6, onde são comparados com a carga de ruptura determinada pela extrapolação da curva carga x recalque (P_{PC}) dos respectivos ensaios de prova de carga, permitindo a avaliação do grau de aproximação de cada método em relação ao comportamento observado em campo.

Tabela 2. Carga de ruptura pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga do Ensaio PCE-01.

Método	Carga (kN)			P_{PC} (kN)	P_R / P_{PC}
	P_L	P_P	P_R		
Aoki e Velloso (1975)	1939,1	2650,7	4589,9	3300,0	1,39
Aoki e Velloso mod. Laprovitera (1988)	1243,3	1590,4	2833,8		0,86
Aoki e Velloso mod. Monteiro (1997)	2259,3	1290,0	3549,3		1,08
Décourt e Quaresma (1978)	2186,0	620,5	2806,5		0,85
Alonso (1996)	238,15	106,52	344,67		1,04
Antunes e Cabral (1996)	1924,6	785,4	2710,0		0,82

Tabela 3. Carga de ruptura pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga do Ensaio PCE-02.

Método	Carga (kN)			P_{PC} (kN)	P_R / P_{PC}
	P_L (kN)	P_P (kN)	P_R (kN)		
Aoki e Velloso (1975)	1061,7	2261,9	3323,7	2200,0	1,51
Aoki e Velloso mod. Laprovitera (1988)	647,7	1357,2	2004,8		0,91
Aoki e Velloso mod. Monteiro (1997)	1226,7	1100,8	2327,5		1,06
Décourt e Quaresma (1978)	1200,1	497,6	1697,7		0,77
Alonso (1996)	129,32	76,34	205,66		0,93
Antunes e Cabral (1996)	1002,8	502,7	1505,4		0,68

Tabela 4. Carga de ruptura pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga do Ensaio PCE-03.

Método	Carga (kN)			P_{PC} (kN)	P_R / P_{PC}
	P_L	P_P	P_R		
Aoki e Velloso (1975)	1902,8	4516,0	6418,8	3120,0	2,06
Aoki e Velloso mod. Laprovitera (1988)	1145,0	2709,6	3854,6		1,24
Aoki e Velloso mod. Monteiro (1997)	2194,1	2197,8	4391,9		1,41
Décourt e Quaresma (1978)	2042,0	1225,2	3267,3		1,05
Alonso (1996)	208,99	150,21	359,20		1,15
Antunes e Cabral (1996)	1788,9	785,4	2574,3		0,83

Tabela 5. Carga de ruptura pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga do Ensaio PCE-04.

Método	Carga (kN)			P_{PC} (kN)	P_R / P_{PC}
	P_L	P_P	P_R		
Aoki e Velloso (1975)	2125,8	2002,8	4128,5	2860,0	1,44
Aoki e Velloso mod. Laprovitera (1988)	1607,3	1769,1	3376,4		1,18
Aoki e Velloso mod. Monteiro (1997)	2177,3	1201,7	3378,9		1,18
Décourt e Quaresma (1978)	2115,3	486,0	2601,3		0,91
Alonso (1996)	230,50	128,12	358,62		1,25
Antunes e Cabral (1996)	1924,6	785,4	2710,0		0,95

Tabela 6. Carga de ruptura pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga do Ensaio PCE-05.

Método	Carga			P_{PC} (kN)	P_R / P_{PC}
	P_L	P_P	P_R		
Aoki e Velloso (1975)	1480,2	4025,2	5505,4	2880,0	1,91
Aoki e Velloso mod. Laprovitera (1988)	909,5	2415,1	3324,6		1,15
Aoki e Velloso mod. Monteiro (1997)	1712,80	1958,9	3671,8		1,27
Décourt e Quaresma (1978)	1725,30	981,7	2707,0		0,94
Alonso (1996)	180,28	138,92	319,19		1,11
Antunes e Cabral (1996)	1770,40	785,4	2555,8		0,89

3.3 Análise dos Resultados

Os resultados obtidos mostram que os métodos Décourt e Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996) foram os que apresentaram melhor aproximação às cargas extrapoladas, com comportamento levemente conservador e baixa variabilidade entre os cinco ensaios analisados.

Os métodos Aoki e Velloso modificado por Laprovitera (1988) e Aoki e Velloso modificado por Monteiro (1997) apresentaram resultados intermediários. Aoki e Velloso modificado por Laprovitera (1988) manteve boa proximidade com as cargas de referência, com pequenas superestimações pontuais, enquanto Aoki e Velloso modificado por Monteiro (1997) mostrou valores superiores aos extrapolados, embora três dos cinco ensaios tenham apresentado, no máximo, 20% de diferença.

O método de Alonso (1996) apresentou valores de resistência superiores aos resultados em quatro dos cinco ensaios analisados. Ainda assim, as estimativas permaneceram próximas dos valores obtidos em campo. A maior diferença registrada foi de aproximadamente 25% acima do valor medido. Esse comportamento indica que o método tende a fornecer resultados superestimados.

O método Aoki e Velloso (1975) foi o mais discrepante, apresentando valores de resistência significativamente superiores da capacidade de carga, comportamento também relatado em estudos anteriores. Em todos os métodos avaliados, observou-se predominância marcante da resistência de ponta. A norma exige que o executor garanta a mobilização dessa parcela, caso contrário, apenas a resistência de fuste pode ser considerada no dimensionamento. Quando se considera exclusivamente o atrito lateral, todos os métodos tornam-se conservadores em relação às cargas observadas.

Por fim, destaca-se que os ensaios de prova de carga não foram instrumentados para separar diretamente as parcelas de resistência de fuste e de ponta, o que limita a avaliação individual dessas contribuições. Além disso, o comportamento do aterro hidráulico, por ser um material artificialmente depositado e potencialmente heterogêneo, pode diferir de perfis naturais, influenciando a resposta das estacas e a aplicabilidade dos métodos semiempíricos.

4 CONCLUSÃO

As cinco provas de carga estática analisadas neste estudo de caso não apresentaram ruptura nítida, sendo a carga última estimada por extrapolação das curvas carga x recalque pelo método de Van der Veen (1953) e pela reta da Norma NBR 6122:2022, resultando em valores entre 220 kN e 330 kN.

Entre os métodos semiempíricos avaliados, Antunes e Cabral (1996) e Décourt e Quaresma (1996) apresentaram, de modo geral, melhor concordância com os resultados de campo, destacando-se pela tendência conservadora e maior uniformidade entre os ensaios. Em contrapartida, o método de Aoki e Velloso (1975) apresentou estimativas significativamente superiores à capacidade de carga, alcançando uma razão de P_R/P_{PC} de aproximadamente 2,06 no ensaio PCE-03, isto é, mais que o dobro, evidenciando uma resistência calculada superior àquela observada para as condições estudadas e a necessidade de cautela em sua aplicação sem calibração local.

As modificações propostas por Laprovitera (1988) e Monteiro (1997), bem como o método de Alonso (1996), apresentaram estimativas, em geral, ligeiramente superiores às cargas *in situ*, porém mais ajustadas que o método original de Aoki e Velloso (1975). De forma geral, os resultados evidenciam a importância da validação regional dos métodos semiempíricos e reforçam o papel das provas de carga como instrumento fundamental para a calibração de parâmetros e aumento da confiabilidade no dimensionamento de fundações profundas em solos costeiros.

AGRADECIMENTO

Os pesquisadores agradecem ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Espírito Santo e à empresa Base Engenharia Geotécnica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alledi, C.T.D.B., Minette, E.; Albuquerque, P. J. R.; Polido, U. F. (2015). *Estaca hélice contínua instrumentada: previsão de carga de ruptura por métodos semiempíricos vs. prova de carga.* Geotecnia, n. 135, p. 115-127.

Alonso, U.R. (1996). *Estacas hélice contínua com monitoramento eletrônico: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T.* III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE, São Paulo: ABMS. Vol.2, pp.141-151.

Antunes, W R., Cabral, D.A. (1996). *Carga resistente de estacas hélice contínua.* III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2: 105 - 110.

Aoki, N., Velloso, D. (1975). *An aproximate method to estimate the bearing capacity of piles.* V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires. Vol. 1, pp.367-376.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 12131. *Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro.

Décourt, L., Quaresma, A R. (1978). *Capacidade de carga de estaca a partir de valores de SPT*. In: CBMSEF, 6, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro, v. 1, p. 45-53.

Cintra, J., C., A., Aoki, N. (2009). *Fundações por estacas: projeto geotécnico.* 1. ed. São Paulo, SP.

Laprovitera, H. (1988) *Reavaliação de método semi-empírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir de Banco de Dados*. Dissertação de Mestrado, COPPE-UFRJ. Rio de Janeiro, 1988.

Monteiro, P. F. (1997) *Capacidade de carga de estacas - método Aoki-Velloso*, Relatório interno de Estacas Franki Ltda, 1997.

Van Der Veen, C. (1953). *The Bearing Capacity of a Pile, Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, vol. II.

Velloso, D. A., Lopes, F. R. (2010). Fundações: Volume 2– *Fundações Profundas.* São Paulo: Editora Oficina de Textos.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/4

Análise Comparativa entre Métodos Semi-Empíricos e Interpretações da Curva Carga-Recalque na Estimativa de Capacidade de Carga em Estacas Hélice Contínua.

Maurício José Azevedo Pinto dos Santos
Professor e Mestre em Geotecnia, IFF, Rio de Janeiro, Brasil, mauriciojaps@hotmail.com

Fernanda de Melo Alves
Engenheira Civil, Centro Universitário La Salle, Niterói, Brasil, fernandameloa@outlook.com

Kathleen Cristina de Almeida Azevedo
Mestranda em Geotecnia, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, kathleencaa@gmail.com

Nathalia Lourenço Sá
Graduanda em Engenharia Civil, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, nathalialourenco.saas@gmail.com

Arthur Pereira de Moraes Silva
Graduando em Engenharia Civil, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, arthur.moraes@poli.ufrj.br

RESUMO: A estaca tipo hélice contínua, moldada in loco, executada por meio de um trado helicoidal contínuo, é uma das mais difundida atualmente por sua facilidade executiva e por não causar perturbações aos vizinhos, sendo bastante utilizada especialmente nos centros urbanos. As provas de carga estáticas são realizadas em estacas com o principal objetivo de avaliar o comportamento previsto em projeto em termos de capacidade de carga e recalques previstos. Nesse sentido, o presente trabalho apresenta uma comparação entre as previsões de capacidade de carga por meio dos métodos Aoki e Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Velloso (1981), com os resultados de provas de carga estáticas realizadas em duas estacas do tipo Hélice Contínua Monitorada de 500 mm de diâmetro. Utilizou-se as metodologias de Van der Veen (1953), modificada por Aoki (1976), e as diretrizes estabelecidas pela ABNT NBR 6122 na extrapolação da curva carga-recalque, para as interpretações das curvas carga x recalque e obtenção da carga de ruptura. Os resultados de previsão da capacidade de carga por meio de metodologias semi-empíreicas e por meio da interpretação da prova de carga estática mostraram-se bastante aderentes entre si.

PALAVRAS-CHAVE: Capacidade de Carga, Estaca Hélice Contínua, Fundações Profundas, Prova de Carga Estática, Curva Carga-Recalque.

ABSTRACT: The continuous flight auger (CFA) pile, molded in situ, executed using a continuous helical auger, it is one of the most widely used types today due to its ease of execution and and because it does not cause disturbance to neighbors, being particularly useful in urban centers. Static load tests are performed on piles with the main objective of evaluating the behavior predicted in the design in terms of load capacity and predicted settlements. In this sense, the present work intends a comparison between the load capacity predictions using the Aoki and Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), and Velloso (1981) methods, with the results of static load tests performed on two piles with 500 mm diameter. The methodologies of Van der Veen (1953), modified by Aoki (1976), and the guidelines established by ABNT NBR 6122, were used in the extrapolation of the load-settlement curve, for obtaining the ultimate load. The results of predicting the load capacity using semi-empirical methodologies and through the interpretation of the static load test proved to be quite consistent with each other.

KEYWORDS: Load Capacity, Continuous Flight Auger, Deep Foundation, Static Load Test, Load-Settlement Curve.

1 INTRODUÇÃO

A estimativa da capacidade de carga em fundações e dos comprimentos das estacas é extremamente importante na etapa de projeto, podendo-se prever com mais precisão o custo total da edificação, bem como também é importante na qualidade e segurança da fundação a ser executada, especialmente em se tratando de estacas escavadas, como é o caso da estaca hélice contínua.

O presente estudo tem como objetivo comparar os resultados da previsão da capacidade de carga de estacas hélices contínuas, executadas em maciço predominantemente arenoso, por meio dos métodos semi empíricos, como Aoki e Velloso (1975) e Velloso (1981), com os resultados de capacidade de carga obtidos a partir das provas de carga estáticas realizadas, interpretadas pela curva carga-recalque pelas metodologia de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), pelo método indicado por Davisson (1972) e pelo critério da norma de fundações ABNT NBR 6122/2022.

Com relação a estimativa da capacidade de carga, escolheu-se os métodos de Aoki Velloso (1975), Décourt-Quaresma e Velloso (1981) por serem difundidos e amplamente utilizados nacionalmente. Os dois ensaios de provas de carga estática apresentados no presente trabalho foram do tipo “lento”, realizados em estaca de concreto do tipo Hélice Contínua Monitorada com diâmetro de 500 mm.

2 ESTUDO DE CASO

A investigação geológico-geotécnica disponível, na região de implantação da edificação, foi composta por furos de sondagem à percussão, que indicaram, de modo geral, uma mais superficial composta por aterro argiloso com areia fina e média, siltosa, variando de 0,65 m a 2,90 m de espessura.

Subjacente ao aterro, observou uma camada predominantemente de areia fina, média e grossa, variando de 2,20 m e 8,80 m de espessura, e índice de resistência à penetração (Nspt) da ordem de 8 a 15 golpes. Alguns furos indicaram também lentes de argila areno-siltosa, de consistência mole, com espessuras da ordem de 1,00 m. O nível d’água observado se apresentou com profundidades na ordem de 1,00 m.

Os boletins próximos às estacas submetidas às provas de carga estáticas são os mostrados na Figura 1, sabendo-se que a estaca A está executada próximo ao SP-01 e a estaca B próxima ao SP-02.

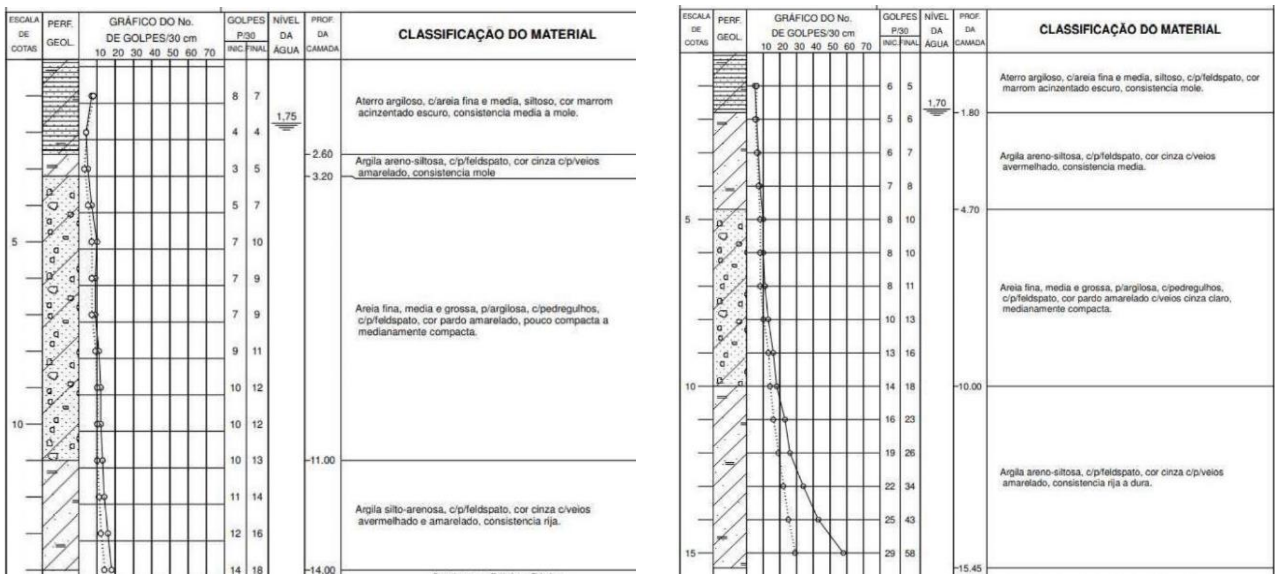


Figura 1 – Boletins de sondagens dos furos SP-01 (esquerda) e SP-02 (direita)

3 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA

Para a previsão de capacidade carga proposta pela metodologia de Aoki e Velloso (1975), considerando-se os fatores F1 e F2 conforme sugerido por Monteiro (1997), assim como os parâmetros k e α. Conforme os autores, pode-se determinar a capacidade de carga em estaca através da equação 1 mostrada a seguir, sabendo-se que Ap é a Área da ponta da estaca; k um coeficiente função do tipo de solo, que relaciona o ensaio SPT com o CPT; N_P o índice de resistência à penetração na cota de apoio da fundação; N_L o índice de resistência à penetração médio na camada de espessura Δl; U o perímetro do fuste da estaca calculado com o diâmetro equivalente da mesma; ΔL a Profundidade e camada analisada e α o coeficiente função do tipo de solo, que relaciona o ensaio SPT com o CPT.

$$Pr = \frac{A_P K N_P}{F_1} + \frac{U \Sigma \alpha K N_L \Delta L}{F_2} \qquad (1)$$

Décourt -Quaresrna, (1978) apresentaram um método para estimar a capacidade de carga de estacas a partir do ensaio SPT, podendo-se obter a capacidade de carga (R) da estaca, sabendo-se que é a soma das parcelas de resistência lateral (Rl) e de resistência de ponta (Rp), como apresentado na equação 2 abaixo. Adota-se o valor de N_p a média entre o valor de NSPT correspondente a ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior. Além disso, ométodo utiliza o parâmetro C, que é um fator determinado pelo tipo de solo, além dos coeficientes α e β que são dependentes do tipo de solo e estaca.

$$R = \alpha C N_P A_P + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) U \qquad (2)$$

Com relação a limitação de parcela de ponta, na atualização mais recente da ABNT NBR 6122, de 2022, a parcela de ponta deve ser considerada desde que o executor garanta os procedimentos mínimos executivos especificados. Na condição em que se considera a parcela de ponta, ela deve ser limitada pela parcela lateral. Caso contrário, deve-se atribuir a resistência nula para a ponta. O presente trabalho considerou a limitação em 20% da parcela de ponta nas análises e interpretações utilizadas, ou seja, a carga admissível prevista foi limitada ao valor de 1,25 vezes o atrito lateral disponível. Além disso, a carga admissível obtida por meio das metodologias semi-empíricas foi considerada como a parcela de atrito lateral ao longo do fuste disponível utilizando-se o coeficiente de segurança igual a 2,0, como preconizado na norma ABNT NBR 6122.

4 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

O comportamento de uma estaca quando submetido à prova de carga, pode não apresentar ruptura nítida, ou seja, pode representar a denominada ruptura física, em que é necessário a extrapolação da curva carga x recalque. No caso dos ensaios de prova de carga em que não se observa uma ruptura nítida, é necessário o uso de critérios e metodologias para a interpretação e definição do valor da capacidade de carga de estacas.

Nesse sentido, de acordo com o método de Van Der Veen (1953), o critério de ruptura que associa a curva carga x recalque (P x ρ), é apresentado na equação 3 mostrada abaixo.

$$\alpha . P + \ln (1 - P/R) = 0 \qquad (3)$$

Os parâmetros α e R são duas constantes determinadas em um processo por tentativas, adotando-se valores para R e desenhando-se os respectivos gráficos de –ln (1– P/R) contra ρ (recalque). Conforme a metodologia de Van Der Veen (1953), a partir de uma regressão linear, o gráfico que mais se aproximar de uma reta indicará o valor procurado de R e o valor de α, sendo α o coeficiente angular da reta.

Mais tarde, Aoki (1976) propôs uma modificação ao método de Van der Veen (1953), adicionando uma equação de forma a impor que a curva ajustada passasse pela origem do sistema de coordenadas, mostrada na equação 4 a seguir:

$$Q = Qult\,(1 - e^{-(\alpha p + b)}) \quad (4)$$

Nessa equação, o autode escreve que b é o intercepto, no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semilogarítmica. Com esse recurso, pode-se obter um valor de referência que proporciona o melhor ajuste da curva carga vs. recalque, a partir dos pontos intermediários e finais do carregamento.

Um método bastante usual nos Estados Unidos, geralmente conservativo, é o de Davisson (1972), que sugeriu o valor da carga limite como sendo fundçaõ do recalque na cabeça da estaca que exceda o encurtamento elástico da estaca por um valor de 4 mm somado a uma parcela correspondente ao diâmetro da estaca dividido por 120, como mostrado na equação 5.

$$\rho = \frac{D}{120} + 4(mm) + \frac{P.L}{EA} \quad (5)$$

Conforme a norma de projeto de fundações (NBR6122), a não ocorrência da ruptura nítida ocorre quando a carga de ruptura da estaca é superior à carga máxima que se pretende aplicar (por exemplo, por limitação de reação) ou quando a estaca ou tubulão é carregada até apresentar recalques elevados, mas que não configuram uma ruptura nítida como descrito.

Portanto, caso não haja a ruptura nítida, a carga de ruptura pode ser convencionada como aquela que corresponde, na curva carga × deslocamento ao recalque obtido pela equação 6:

$$\rho = \frac{D}{30} + \frac{P.L}{EA} \quad (6)$$

As estacas A e B, localizadas ao redor das sondagens SP1 e SP2, respectivamente, foram submetidas à verificação de desempenho por meio das provas de carga estática. O sistema de reação foi composto por 4 estacas projetadas com capacidade de carga à tração ao menos de 50% superior a carga prevista para o ensaio. Os tirantes utilizados com comprimento compatível e o sistema de vigas de reação principal e secundárias projetadas para suportar 1,5 vezes a máxima carga prevista em cada tirante.

O resultado do ensaio de prova de carga estática para a estaca A, de profundidade aproximada igual a 13,60 metros, situado próximo ao furo de sondagem SP-1, é apresentado na Figura 2.

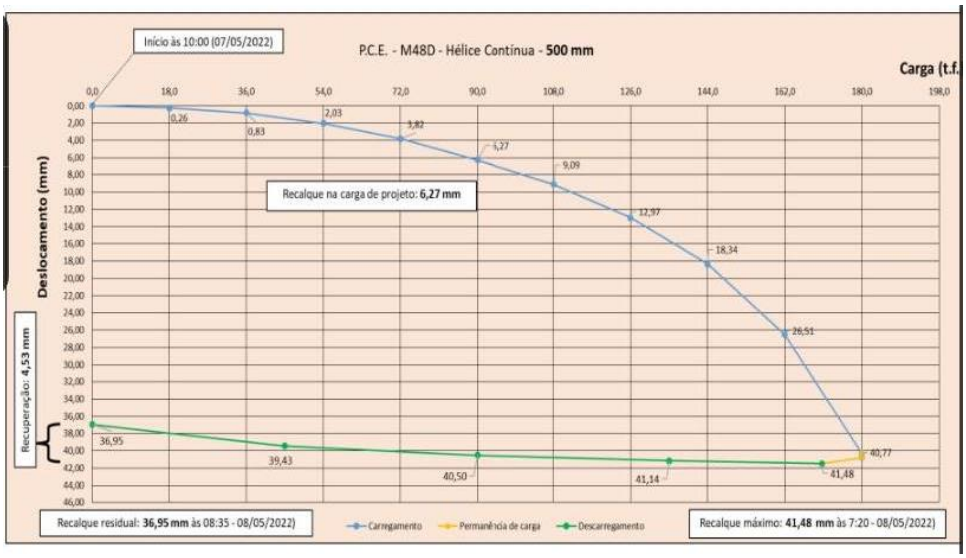


Figura 2 – Curva carga vs. recalque – Estaca A

A figura 3 apresenta os resultados obtidos no ensaio de prova de carga estática para a estaca B, de profundidade aproximada de 17,30 metros, situado próximo ao furo de sondagem SP-2.

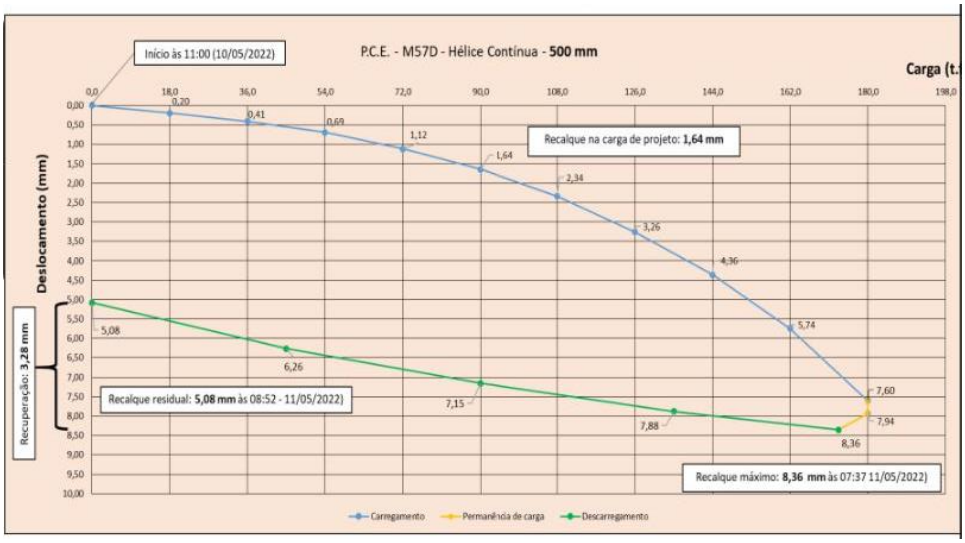


Figura 3 – Curva carga vs. recalque – Estaca B

5 INTERPRETAÇÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE

A interpretação da curva Carga x Recalque foi realizada baseando-se no método de Van Der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), para as provas de carga estáticas realizadas nas estacas A (sondagem de referência SP-1) e a estaca B (sondagem de referência SP-2).

As soluções gráficas desenvolvidas para se obter os parâmetros α e R para os dois ensaios dispomníveis estão apresentadas nas figuras 4 e 5. Como pode se observar, os valores de capacidade de carga obtidos são iguais a 1962 kN, coincidentemente, para ambas as estacas A e B ensaiadas, através do método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976). As curvas carga x recalque interpretadas são apresentadas em seguida na figura 6 para os dois ensaios analisados.

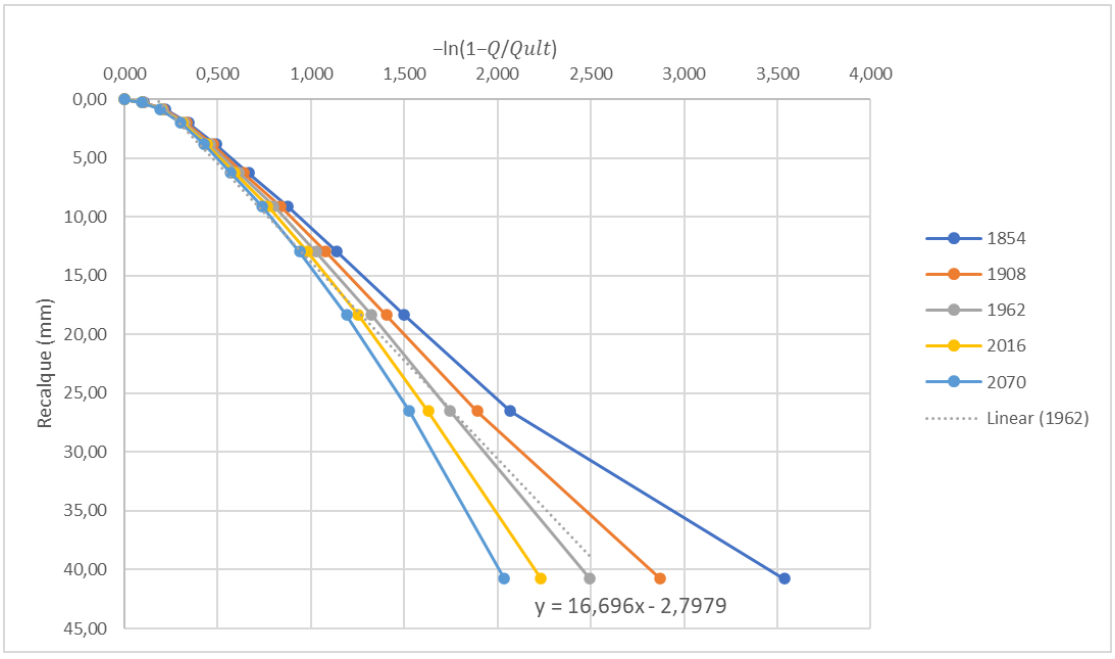


Figura 4 – Curva carga x recalque para a Estaca A

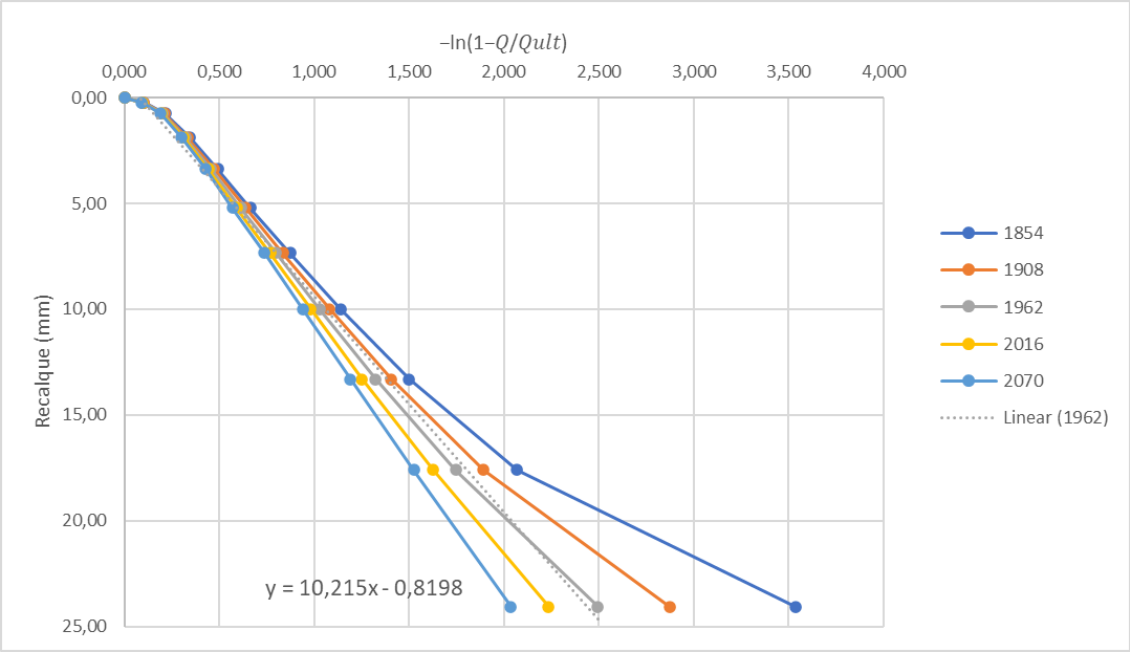


Figura 5 – Curva carga x recalque para a Estaca B

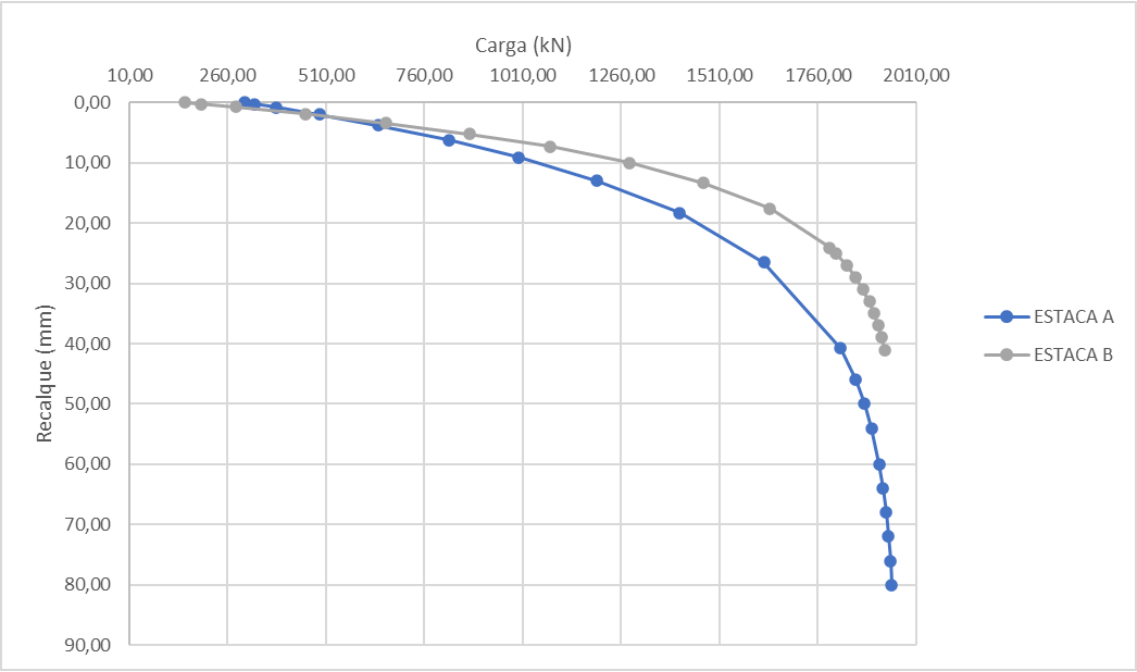


Figura 6 – Curva carga x recalque interpretada

A norma brasileira NBR 6122 de 2022 estabele um critério de ruptura convencional para qualquer porva de carga em que não se observa o tipo de ruptura nítida, sendo possível estimar o valor da carga limite a partir da equação 6 apresentada.

Adotando-se as estacas hélices contínuas, de diâmetros iguais a 500 mm, com módulos de elasticidade iguais a 21 GPa, comprimentos de 13,60 m e 17,30 m para as estacas A e B, respectivamente, chega-se pela metodologia preconizada na NBR 6122 os valores de 1520 kN para a estaca A e 1790 kN para a estaca B.

Por outro lado, consiserando-se o proposto por Davisson (1972), e fazendo uso da equação 5 mostrada, obtem-se os valores de carga limite iguais a 1250 kN e 1550 kN, respectivamente, para as estacas A e B.

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A partir dos resultados obtidos, podemos apontar, para as análises e resultadas ao redor da Estaca A, que os métodos semi-empíricos apresentaram previsões conservadores comparadas com os dados obtidos pelas interpretações da curva carga x recalque, como mostrado na Figura 8. Ainda, o método de Davisson (1972) foi o que estimou valor menor da carga de ruptura dentre os métodos utilizados na interpretação da curva carga x recalque. Do mesmo, o método de Velloso (1981) preveu valores mais conservadores da capacidade de carga da Estaca A com o maciço de fundação representado pela sondagem SP-01.

Destaca-se que, no caso da Estaca A, os três métodos semi-empíricos considerados na previsão de capacaidade de carga produziram valores próximos e inferiores a média da carga de ruptura determinada pelas metodologias que interpretam o resultado da prova de carga estaca.

Já para a Estaca B, pode-se observar uma boa aproximação entre as previsões de capacidade de carga através dos métodos semi-empíricos, empregados com base na sondagem SP-02, com os resultados da interpretação da prova de carga. Do mesmo modo que para a Estaca A, obteve-se valores mais conservadores considerando a metodologia semi-empírica de Velloso (1981) e a proposição de Davisson (1972) para a determinação da carga de ruptura atráves da prova de carga estática.

Ressalta-se que é imprescindível para obras com grandes quantidades de estacas a realização do ensaio de prova de carga estática, para a comparação da carga projetada com a carga real ensaiada, representando melhor o comportamento das fundações sobre as solicitações da carga de trabalho.

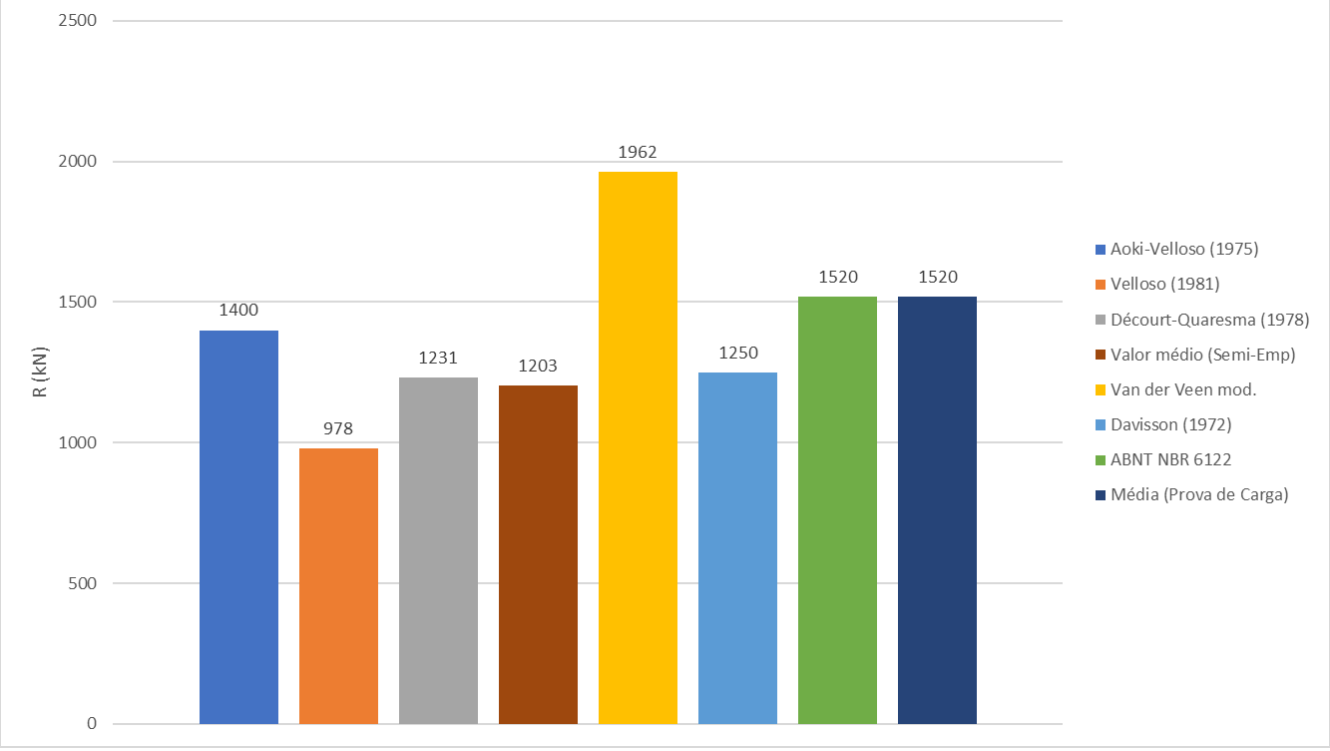


Figura 7 – Gráfico comparativo a capacidade de carga da Estaca A

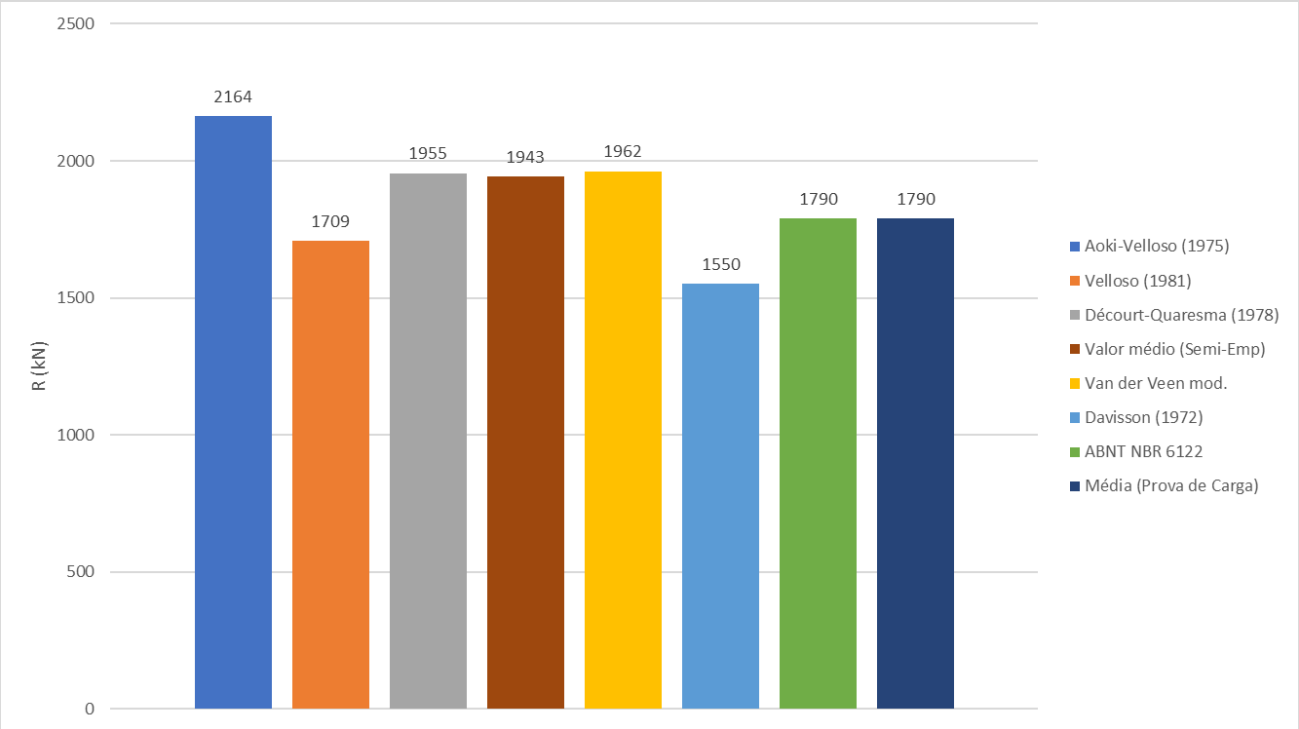


Figura 8 – Gráfico comparativo a capacidade de carga da Estaca B

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AOKI, N; VELLOSO, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: V pan american csmfe, 5, Buenos Aires. Proceeding. Buenos Aires, v. 1, p. 367-376.

AOKI, N. (1976). Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. Notas de Aula, Universidade Gama Filho.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2022.

DAVISSON, M.T. (1972). High Capacity Piles. Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, Chicago.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. (1978) Carga resistente de estacas a partir de valores de SPT. In: COBRAMSEF, 6., 1978. Anais, Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v.1, p. 45-53.

MONTEIRO, P. F. (1997). Capacidade de carga de estacas – método Aoki-Velloso, Relatório interno de Estacas Franki Ltda..

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: ICSMFE, 3., 1953, Zurich. Proceedings... Zurich, 1953. V2, 9. 84 – 90.

VELLOSO, P. P. C. Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento, Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, 1981.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/5

Análise comparativa entre previsão semi-empírica e prova de carga estática em Estaca Hélice Contínua

Gustavo Frota Pereira Müller
Egresso do Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, Campina Grande - PB, Brasil, gustavo.frota.muller@gmail.com

Vitor Braga de Azevedo
Doutorando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, Campina Grande - PB, Brasil, vitorba.eng@gmail.com

Auanny Alícia Alves da Silva
Mestranda em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, Campina Grande - PB, Brasil, auannyaliciasilva@gmail.com

Thiago Lucena Dias
Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, Campina Grande - PB, Brasil, thiago.lucena.dias@gmail.com

Carina Silvani
Professora, Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, Campina Grande - PB, Brasil, carina.silvani@professor.ufcg.edu.br

RESUMO: A estaca Hélice Contínua (HC) consolida-se como uma solução preferencial de fundação profunda em ambientes urbanos, justificada pela sua elevada produtividade e mínima geração de vibrações. Para a previsão da sua capacidade de carga, frequentemente se recorre a métodos semi-empíricos, os quais estimam as parcelas de resistência lateral e de ponta a partir de bases teóricas correlacionadas aos ensaios *in situ*. Embora seja uma metodologia consolidada e amplamente empregada, é notável que ainda persiste um baixo grau de confiabilidade sem a aplicação conjunta da Prova de Carga Estática (PCE), visto que é o ensaio que melhor representa o comportamento real da estaca. Não obstante a sua empregabilidade, o elevado custo inerente restringe o seu uso a obras de maior porte. Diante deste contexto, o presente trabalho avalia a acurácia de nove métodos semi-empíricos de previsão – Aoki e Velloso, Décourt e Quaresma, Teixeira, UFRGS, Vorcaro-Velloso, Antunes e Cabral, Philipponnat, De Ruiter e Beringen, e LCPC – confrontando-os com os resultados de uma PCE instrumentada. A capacidade de carga de uma estaca HC (ϕ = 0,6 m, L = 25 m) foi estimada por todos os métodos e validada pela PCE, cuja interpretação seguiu o critério de Salgado (2022). A carga de ruptura experimental foi de 4346,80 kN, com uma distribuição de cerca de 86% (3744,52 kN) proveniente do atrito lateral e apenas 14% (602,28 kN) da resistência de ponta. Os resultados demonstraram que nenhum método superestimou a capacidade de carga total, confirmando seu caráter conservador. Para a carga total, o método de Teixeira (1996) apresentou a melhor performance com 3437,59 kN (21% abaixo do real), enquanto, para a resistência lateral, o método LCPC (1982) foi o mais preciso, prevendo 2952,92 kN. Em marcante contraste, a resistência de ponta foi significativamente superestimada pela maioria dos métodos, com exceção do LCPC, que subestimou o valor real. Concluiu-se que, embora seguros, os métodos semiempíricos carecem de precisão, especialmente na discriminação das parcelas de carga, reforçando a PCE como ferramenta indispensável para a calibração de modelos e a otimização econômica de projetos com estacas HC.

PALAVRAS-CHAVE: Fundação profunda, Capacidade de carga, SPT, CPT/CPTu, Investigação geotécnica.

ABSTRACT: Continuous Flight Auger (CFA) pile has established itself as the preferred deep foundation solution in urban environments, justified by their high productivity and minimal vibration. Semi-empirical methods are often used to predict their load-bearing capacity, estimating lateral and tip resistance based on theoretical data correlated with in-situ tests. Although it's a well-established and widely used methodology, a low degree of reliability persists without the combined application of a Static Load Test (SLT), as this test best represents the pile's actual behavior. Despite its applicability, the high inherent cost restricts its use to larger-scale projects. Given this context, the present work evaluates the accuracy of nine semi-empirical prediction methods – Aoki and Velloso, Décourt and Quaresma, Teixeira, UFRGS, Vorcaro-Velloso, Antunes and Cabral, Philipponnat, De Ruiter and Beringen, and LCPC –, comparing them with the results of an instrumented pile test. The load capacity of an HC pile (ϕ = 0.6 m, L = 25 m) was estimated by all methods and validated by the pile test, whose interpretation followed the Salgado criterion (2022). The experimental failure load was 4346.80 kN, with a distribution of approximately 86% (3744.52 kN) from lateral friction and only 14% (602.28 kN) from tip resistance. The results demonstrated that no method overestimated the total load capacity, confirming its conservative nature. For the total load, the Teixeira method (1996) showed the best performance with 3437.59 kN (21% below the actual value), while for lateral resistance, the LCPC method (1982) was the most accurate, predicting 2952.92 kN. In stark contrast, the tip resistance was significantly overestimated by most methods, with the exception of LCPC, which underestimated the actual value. It was concluded that, although reliable, semi-empirical methods lack precision, especially in discriminating load components, reinforcing the importance of the SLT as an indispensable tool for calibrating models and economically optimizing projects with deep-helix piles.

KEYWORDS: Deep foundation, Bearing capacity, SPT, CPT/CPTu, Geotechnical investigation.

1 INTRODUÇÃO

A comparação entre métodos de previsão de capacidade de carga e resultados obtidos em campo tem se tornado um tema central na engenharia de fundações profundas, sobretudo no caso de estacas hélice contínua monitorada (CFA). Esse tipo de fundação tem sido amplamente utilizado em obras urbanas devido à elevada produtividade executiva e ao controle tecnológico durante a perfuração e concretagem, fatores que favorecem o desempenho geotécnico e a rastreabilidade dos parâmetros de execução. Estudos recentes ressaltam que a análise integrada entre dados de sondagem, parâmetros construtivos e ensaios de campo é fundamental para compreender o comportamento dessas estacas e aprimorar o dimensionamento geotécnico (Russo *et al*., 2025; Sakellariadis *et al*., 2026).

No contexto de projeto, a estimativa da capacidade de carga de estacas CFA é frequentemente realizada por métodos semiempíricos baseados em correlações com ensaios de campo, como o SPT e o CPT. Entretanto, pesquisadores ressaltam que a aplicação direta dessas metodologias pode resultar em variações significativas quando comparadas com resultados de ensaios em escala real, sobretudo em função das condições geológico-geotécnicas locais, bem como das características executivas das estacas. Trabalhos que analisam estacas hélice contínua demonstram que a comparação entre previsões teóricas e medições de campo constitui etapa essencial para avaliar a confiabilidade dos modelos de cálculo e identificar possíveis ajustes metodológicos (Fernandes *et al*., 2022; Saraiva Júnior, 2022).

Nesse cenário, a prova de carga estática destaca-se como o principal ensaio para avaliar diretamente a resposta carga–recalque de estacas, permitindo verificar a mobilização das resistências de ponta e de fuste e validar as estimativas obtidas em fase de projeto. Investigações recentes evidenciam que análises comparativas entre métodos semiempíricos e resultados de provas de carga contribuem para a identificação de tendências conservadoras ou superestimadas nas previsões de capacidade de carga, além de fornecer subsídios para calibração regional dos métodos de dimensionamento (Saraiva Júnior, 2022).

Dado o exposto, o presente estudo concentra-se na análise comparativa entre previsões obtidas por métodos semiempíricos e os resultados de prova de carga estática em estaca hélice contínua, buscando avaliar a acurácia dessas metodologias e discutir sua aplicabilidade no contexto geotécnico analisado. A investigação fundamentou-se em evidências experimentais recentes e em dados de campo, contribuindo para

o avanço do conhecimento sobre o comportamento de fundações profundas e para o aprimoramento das práticas de projeto e verificação de desempenho de estacas CFA.

2 METODOLOGIA

2.1 Estudo de campo experimental

A área de estudo situa-se na porção sul do município de Balneário Camboriú, no litoral de Santa Catarina. A caracterização estratigráfica, fundamentada pela sondagem mista SM-03 (Figura 1), evidencia um perfil sedimentar heterogêneo com interfaces bem definidas.

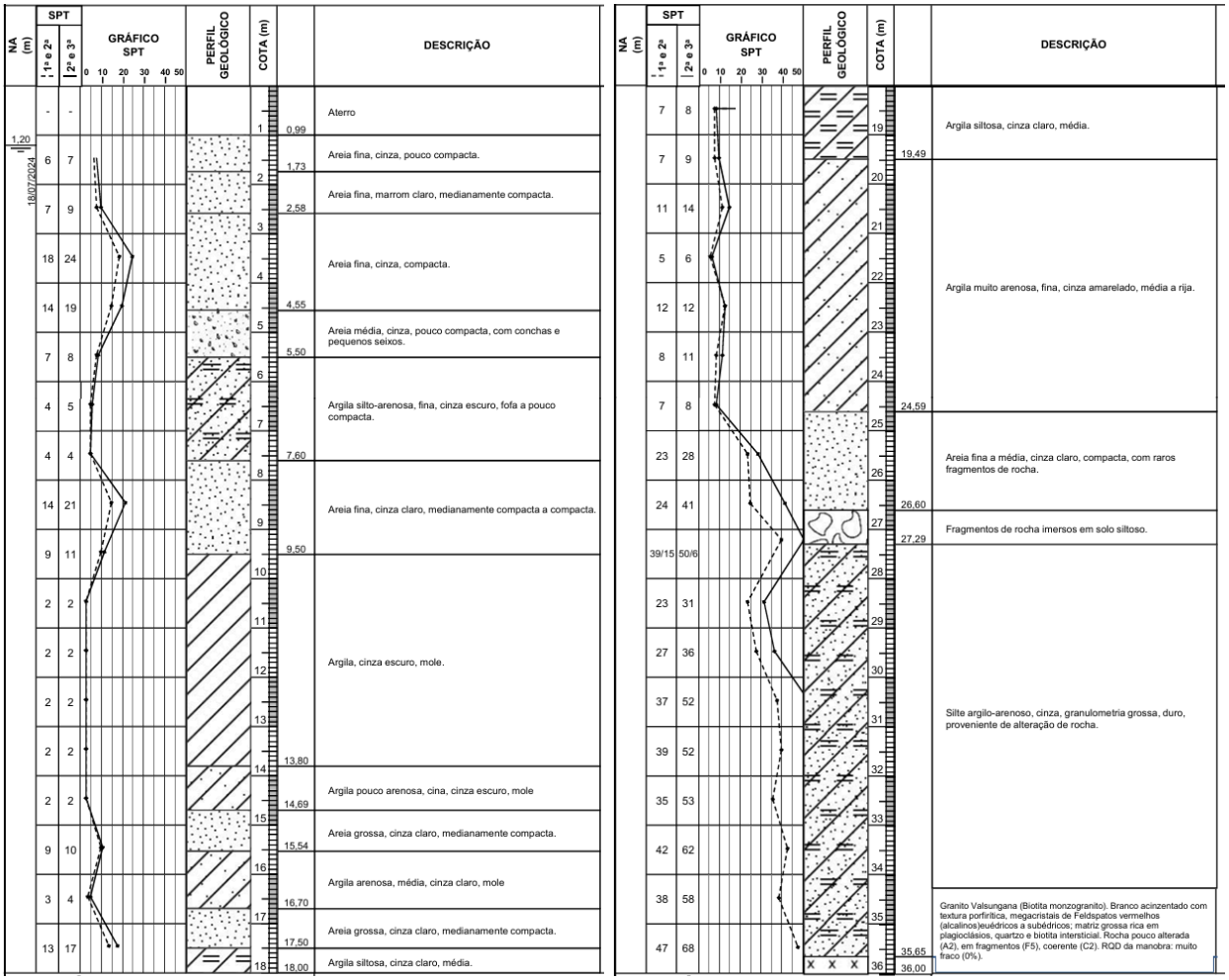


Figura 1. Sondagem mista do campo experimental.
Fonte: BC-ETS (2024).

O subsolo apresenta uma alternância de estratos arenosos e argilosos, com presença leve de frações siltosas, além de variações significativas de compacidade e consistência ao longo da profundidade, destacando-se a ocorrência de uma camada de argila mole com 5,0 m de espessura. A Figura 2 expõe a segunda sondagem da região feita por um CPTu, sendo possível observar que o comportamento do solo se assemelha bastante ao observado na sondagem mista.

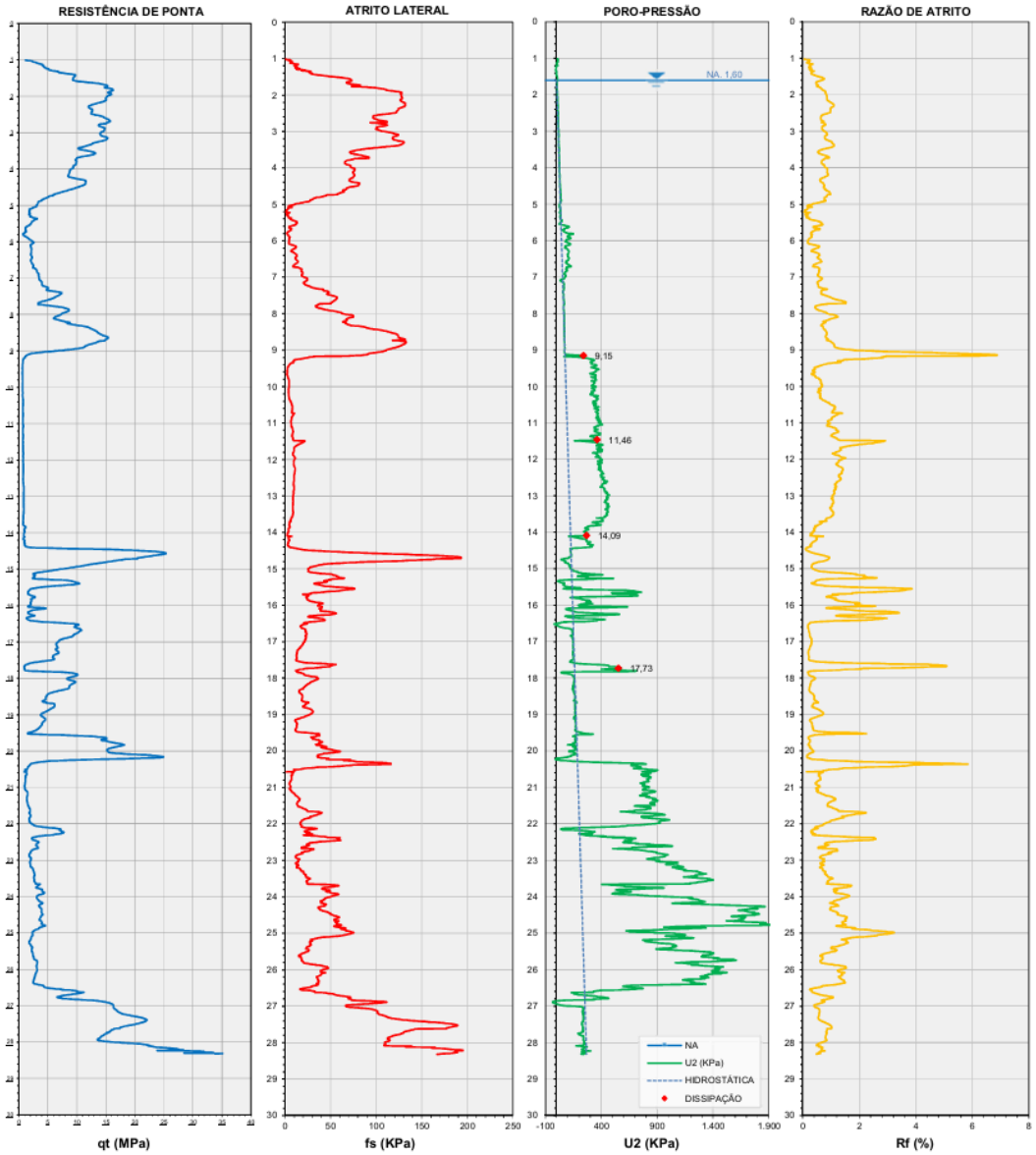
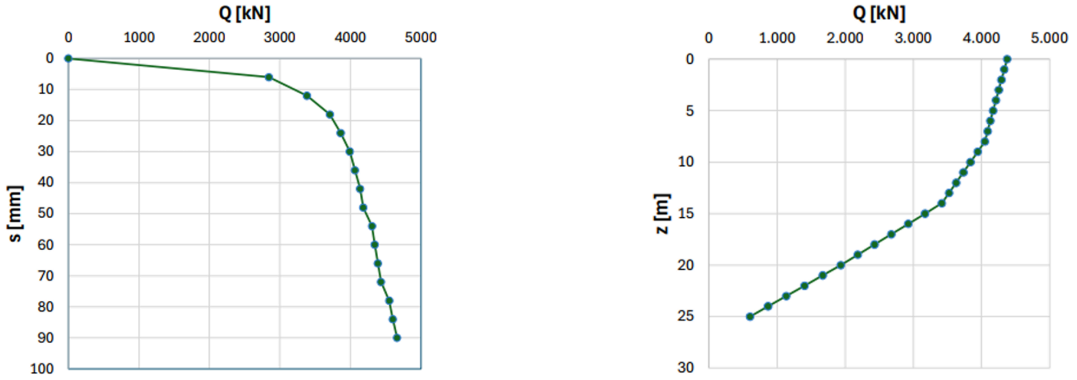


Figura 2. Sondagem CPTu do campo experimental.
Fonte: BC-ETS (2024).

2.2 Análise da estaca experimental vs. PCE

A estaca experimental, designada EC1, foi executada através da técnica de hélice contínua monitorada. O elemento possui diâmetro nominal de 0,6 m e comprimento total de 25,0 m, moldado com concreto de classe C40. Para o monitoramento da distribuição de carga em profundidade, a estaca foi instrumentada com sensores destinados à medição da tensão axial, instalados ao longo do fuste, obedecendo a um espaçamento vertical equidistante de 1,0 m.

O comportamento carga-recalque real foi obtido através de PCE, conduzida pelo BC Experimental Testing Site (BC-ETS). A Figura 3(a) apresenta a evolução dos recalques em função dos estágios de carregamento, já a Figura 3(b) detalha a distribuição da tensão axial ao longo do fuste para o deslocamento de referência de 60 mm, pois, para a definição da carga de ruptura, adotou-se o critério de Salgado (2022), que convenciona a ruptura ao recalque com valor igual a 10% do diâmetro. Com base nessa carga limite, procedeu-se à decomposição da resistência total, discriminando as parcelas mobilizadas por atrito lateral e resistência de ponta.



(a) (b)

Figura 3. Estaca experimental: (a) comportamento carga vs. recalque;
(b) carga axial ao longo do fuste para 60 mm de deslocamento.
Fonte: BC-ETS (2024).

2.3 Cálculo da capacidade de carga

A estimativa da capacidade de carga axial da estaca foi conduzida através de métodos semi-empíricos consagrados. Com base nos resultados do ensaio SPT, aplicam-se as metodologias de Aoki e Velloso (1975) atualizada por Monteiro (1997), Décourt e Quaresma (1978), Teixeira (1996), UFRGS (Lobo *et al*., 2012), Vorcaro-Velloso (2000) e Antunes e Cabral (1996). Paralelamente, para as previsões via CPTu, adotaram-se as proposições de Philipponnat (1980), De Ruiter e Beringen (1979) e LCPC (Bustamante e Gianeselli, 1982). Todas as análises consideraram a geometria real da estaca submetida à prova de carga estática.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os dados obtidos foram estruturados sob a premissa de carga última nominal, desconsiderando-se limitações, coeficientes de ponderação ou fatores de segurança para permitir o confronto direto com a ruptura física observada em campo. Para um recalque de 60 mm conforme Salgado (2022), a carga de ruptura (Qu) da estaca teste foi estabelecida em 4346,80 kN com resistência por atrito lateral (Ql) de 3744,52 kN (86,14%) e resistência de ponta (Qp) de 602,28 kN (13,86%).

3.1 Capacidade de carga estimada por métodos baseados em SPT

A fim de definir os parâmetros gerais tratados a posteriori, ressalta-se que a análise foi realizada entre as cotas -1,00 m e -26,00 m, onde a estaca hélice foi apoiada na camada de areia fina a média presente no relatório de sondagem mista. A primeira camada de aterro foi desconsiderada. Com abordagem teórica embasada no ensaio SPT, seis métodos semi-empíricos foram aplicados para estimar a capacidade de carga, conforme a Tabela 1.

Tabela 1. Capacidade de carga estimada por métodos baseados em SPT.

Método	Ql (kN)	%	Qp (kN)	%	Qu (kN)
Aoki e Velloso (1997)	1.458,97	52	1.365,11	48	2.824,08
Décourt e Quaresma (1978)	1.890,28	69	845,67	31	2.735,95
Teixeira (1996)	1.806,66	53	1.630,93	47	3.437,59
Lobo et al. (2012) - UFRGS	1.408,18	46	1.673,03	54	3.081,21
Vorcaro-Velloso (2000)	-	-	-	-	3.238,00
Antunes e Cabral (1996)	1.505,47	58	1.109,00	42	2.614,47

Para Aoki e Velloso com a contribuição de Monteiro (1997), utilizaram-se fatores de escala $F_1 = 3$ e $F_2 = 3,8$, com zona de influência de 7D acima e 3,5D abaixo da ponta, assim como um NSPT limitado a 40. O método resultou em capacidade total de 2.824,08 kN, com a distribuição mais equilibrada entre atrito lateral e resistência de ponta.

No método de Décourt e Quaresma (1997), adotou-se coeficiente característico C = 40, fatores $\alpha = 0,3$ e $\beta = 1,0$, com limitação $3 \leq NSPT \leq 50$ e é válido ressaltar que o NSPT médio utilizado para resistência lateral foi calculado desconsiderando trechos utilizados na estimativa de ponta. A capacidade total foi de 2.735,95 kN, cuja parcela predominante se apresentou no atrito lateral na margem de 69%.

Teixeira (1996) partiu da utilização de coeficientes $\alpha = 27$ tf/m² e $\beta = 0,4$ tf/m². Este método apresentou a maior capacidade de carga total entre todos os métodos baseados no SPT (3.437,59 kN), havendo uma contribuição equilibrada entre lateral e ponta com diferença de apenas 3%.

Quanto ao método UFRGS, estabelecido por Lobo et al. (2012), a consideração da energia de cravação do SPT foi feita com base nos coeficientes $\alpha = 1,0$ e $\beta = 0,6$, com eficiências energéticas $\eta_1 = 0,76$, $\eta_2 = 1,00$ e $\eta_3 = 1 - 0,0042 \times l$. Dessa forma, o resultado final foi uma capacidade de carga total igual a 3.081,21 kN, sendo o único método SPT com predominância na resistência de ponta (54%).

Para Vorcaro-Velloso (2000), utilizou-se a média dos valores de NSPT ao longo do fuste e, na ponta, o valor fixo de 28. Infelizmente, este método de cálculo semi-empírico não permite a separação das parcelas de atrito e resistência de ponta, resultando somente no valor total de 3.238,00 kN.

Por fim, o método de Antunes e Cabral (1996) baseou-se na adoção de valores conservadores de β_1 (areia 4,0%, silte 2,5%, argila 2,0%) e $\beta_2 = 2$, assim como a resistência de ponta foi limitada a 40 kgf/cm². Por consequência, o método obteve como resultado a menor capacidade de carga total em 2.614,47 kN com 58% de contribuição por atrito lateral.

3.2 Capacidade de carga estimada por métodos baseados em CPT/CPTu

De maneira similar, a estimativa de carga para CPT/CPTu adotou as seguintes premissas adicionais: diâmetro da estaca de 0,60 m, área da base de 0,28 m² e perímetro equivalente de 1,88 m. A camada superficial foi desconsiderada devido à execução de pré-furo. A ponta da estaca foi apoiada na cota -26,00 m, apresentando os parâmetros qc = 2.880 kPa, fs = 41,42 kPa, u_2 = 1.456,05 kPa e qt = 3.923,30 kPa. Conforme Schnaid e Odebrecht (2012), os valores de qc foram corrigidos para qt, utilizando coeficiente de calibração $\alpha = 0,714$ com dados em intervalos regulares de 0,01 m, considerando o efeito da poropressão.

Desse modo, os resultados foram consolidados na Tabela 2, na qual podemos observar a aplicação dos três métodos indicados anteriormente na metodologia referentes aos ensaios de piezocone.

Tabela 2. Capacidade de carga estimada por métodos baseados em CPT/CPTu.

Método	Ql (kN)	%	Qp (kN)	%	Qu (kN)
Philipponnat (1980)	2.470,89	74	885,87	26	3.356,76
De Ruiter e Beringen (1979)	1.758,90	68	823,45	32	2.582,35
Bustamante e Gianeselli (1982) - LCPC	2.952,92	89	364,22	11	3.317,14

Quanto à Phillipponnat (1980), utilizou-se $\alpha pp = 0,4$ para resistência de ponta com zona de influência de 3D (1,8 m) acima e abaixo da ponta, resultando em qcp igual a 7.909,54 kPa. Para atrito lateral, aplicou-se $\alpha fp = 1,5$ e valores variáveis de αsp conforme tipo de solo. Logo, a capacidade total foi de 3.356,76 kN com contribuição lateral predominante.

No método De Ruiter e Beringen (1979), adotou-se Nkt = 20 para camadas argilosas e siltosas, com $\alpha = 1$ para argilas normalmente adensadas e, em camadas arenosas, fp foi definido como o menor valor entre fs, qc/300 e 120 kPa; havendo uma limitação na resistência de ponta no valor de 15.000 kPa. O método resultou na menor capacidade total entre os métodos CPT e, apesar de haver predominância no atrito lateral, seu valor também foi o menor possível quando comparado com os métodos de Philipponnat e LCPC.

E para o método LCPC (1982), com classe na classificação de estaca I-A com kc = 0,4 e zona de influência de 1,5D (0,90 m) acima e abaixo da ponta, obtivemos a maior estimativa de atrito lateral com 89% da capacidade total e, consequentemente, a menor resistência de ponta.

4 CONCLUSÕES

Quanto à transferência de carga lateral, observa-se que a totalidade dos métodos semi-empíricos subestimou a capacidade de carga de fuste, evidenciando um conservadorismo intrínseco às correlações de base. É possível observar que nenhum método superou o valor real de campo de 3.744,52 kN. Dentre as opções disponíveis, o método LCPC (1982) apresentou a maior acurácia com o valor de 2.952,92 kN, obtendo uma taxa de erro de 21,1%. Seguido por Philipponnat (1980) com desvio de 34,0%, a situação encontrada corrobora para a superioridade do ensaio de piezocone na caracterização contínua da resistência ao cisalhamento da interface solo-estaca. Analogamente, há uma notável discrepância nos métodos baseados em SPT, particularmente no método da UFRGS com desvio de 62,4%, fato este que sugere que as correlações dinâmicas não capturam adequadamente o incremento de tensão horizontal gerado pelo processo executivo da estaca HC. É possível interpretar que a introdução do concreto sob pressão e a extração do trado promove uma expansão da cavidade que otimiza o atrito lateral, fenômeno este que o LCPC, ao utilizar coeficientes de ajuste baseados em qc contínuo, consegue mimetizar com maior fidelidade em comparação às outras metodologias.

A análise da carga de ponta revela uma inversão no comportamento das previsões dos métodos semi-empíricos. À exceção do LCPC (1982), todos os demais métodos superestimaram a resistência da ponta, sendo mais notável em Teixeira (1996) e UFRGS com margem de erro superior a 170%. Cientificamente, essa superestimação é atribuída à hipótese de mobilização total da resistência de ponta que, em estacas de grande comprimento e em perfis arenosos, exigiria níveis de recalque significativamente superiores a 60 mm. O comportamento observado na PCE demonstra que a estaca EC-01 atuou predominantemente como um elemento de fricção, onde a rigidez do fuste limitou o deslocamento necessário para a ativação plena do bulbo de tensões na ponta, diminuindo a iminência de possíveis recalques. E o método LCPC, ao adotar o conceito de “resistência de ponta equivalente” integrada em uma zona de influência restrita de até 1,5D, demonstrou ser o mais condizente para esta tipologia de fundação.

Para uma avaliação global final, o resultado da carga total de ruptura obtida no PCE, totalizando 4.346, 80 kN, validou o critério de segurança em todas as metodologias avaliadas. O método de Teixeira (1996), embora tenha apresentado a melhor aproximação numérica com um erro de apenas 21%, obteve esse resultado através de um efeito de compensação estatística, dado que a subestimação do atrito lateral foi mitigada pela superestimação da carga de ponta. Após o método de Teixeira (1996), os valores de maior proximidade à PCE foram Vorcaro-Velloso com desvio de 25,5% e o método LCPC de Bustamante e Gianeselli (1982) com 23,7%. Em contrapartida, a metodologia de De Ruiter e Beringen (1979) apresentou o maior índice de conservadorismo, com um erro residual negativo de 40,6% em relação à carga de ruptura experimental. Tal discrepância evidencia uma subestimação severa da capacidade portante, indicando que a adoção irrestrita deste método em fase de projeto resultaria em um superdimensionamento antieconômico, subutilizando quase metade do potencial de resistência mobilizável da estaca.

Sob a ótica da engenharia geotécnica, conclui-se que a variabilidade entre as previsões e o real reforça a necessidade de calibração local dos coeficientes semi-empíricos. A superioridade do método LCPC na discriminação das parcelas de carga (lateral e ponta) indica que ensaios de investigação contínua (CPTu) permitem um dimensionamento mais otimizado, reduzindo as incertezas diagnósticas que frequentemente levam ao superdimensionamento de fundações profundas em ambientes urbanos e, por consequência, ao comprometimento do orçamento das obras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Antunes, W.R., Cabral, D.A. (1996) Capacidade de carga em estacas hélice contínua. In: *III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE III*. São Paulo, SP, Brasil, v. 2, p. 105-109.

Aoki, N., Velloso, D.A. (1975) An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: *5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Buenos Aires, Argentina, v. 1, p. 367-376.

BC-ETS (2024) *BC-ETS 01: Geotechnical investigations and instrumented pile load test results*. BC Experimental Testing Site, Balneário Camboriú, SC. Disponível em: https://www.bc-ets.com.br/documentos. Acesso em: 19 jun. 2026.

Bustamante, M., Gianeselli, L. (1982) Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT. In: *2nd European Symposium on Penetration Testing – ESOPT II*. Amsterdam, Netherlands, v. 2, p. 493-500.

De Ruiter, J., Beringen, F.L. (1979) Pile foundations for large North Sea structures. *Marine Geotechnology*, 3(3), p. 267-314.

Décourt, L., Quaresma, A.R. (1978) Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: *VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – COBRAMSEG VI*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, v. 1, p. 45-53.

Fernandes, K., Lemos, L.F., Santos, L.M., Barrot, V.P., Peixoto, V.F., Seko, K.R.C. (2021) Carga admissível de estacas hélice contínua monitorada: análise comparativa entre prova de carga estática e métodos semiempíricos. *Revista Mackenzie de Engenharia e Computação*, 20(1), p. 73-100.

Lobo, B., Schnaid, F., Rocha, M.M., Howie, J.A. (2012) Analysis of sampler-soil interaction mechanism on dynamic penetration tests. In: *4th International Conference on Site Characterization – ISC IV*. Porto de Galinhas, PE, Brasil, v. 1, p. 873-880.

Monteiro, P.E. (1997) *Capacidade de carga de estacas – Método Aoki-Velloso*. Relatório interno, Estacas Franki Ltda.

Philipponnat, G. (1980) Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé à l'aide du pénétromètre statique. *Revue Française de Géotechnique*, 10, p. 55-64.

Russo, G. et al. (2025) Drilling parameters as predictors of the measured full scale performance of CFA piles by using statistical analysis of CPT profiles: a case study. *Soils and Foundations*.

Sakellariadis, L. et al. (2026) Recent advances in the analysis and design of CFA piles based on field monitoring and numerical modeling. *Geotechnical Engineering Journal*.

Salgado, R. (2022) *The Engineering of Foundations*. 2 ed. McGraw-Hill Education.

Saraiva Júnior, R. (2022) *Avaliação da capacidade de carga e recalque de uma estaca hélice contínua instrumentada por diferentes métodos de previsão*. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG.

Schnaid, F., Odebrecht, E. (2012) *Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. 2 ed. Oficina de Textos.

Teixeira, A.H. (1996) Projeto e execução de fundações. In: *III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE III*. São Paulo, SP, Brasil, v. 1, p. 33-50.

Vorcaro, M., Velloso, D.A. (2000) Avaliação de carga última em estacas hélice contínua por regression linear múltipla. In: *XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG XII*. São Paulo, SP, Brasil, v. 4, p. 315-330.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/6

Análise Comparativa entre Prova de Carga Estática em Estaca Hélice Contínua e Recalques Medidos em Obra: Estudo de Caso em Campinas/SP

Roberta Signorini Dias
Mestranda em Engenharia Civil, UNICAMP, Campinas, Brasil, signorini@gmail.com

Paulo José Rocha de Albuquerque
Professor Titular, UNICAMP, Campinas, Brasil, pjra@unicamp.br

RESUMO: Este trabalho apresenta a análise comparativa entre os resultados de uma prova de carga estática em estaca hélice contínua monitorada e os recalques medidos nos pilares durante a execução de um empreendimento imobiliário na região de Campinas/SP. A estaca ensaiada tem 90 cm de diâmetro e 23,8 m de comprimento. O ensaio foi realizado pelo método de carregamento lento, atingindo carga máxima de 7.640 kN. Durante a execução do empreendimento, efetuou-se o monitoramento dos recalques dos pilares, possibilitando a avaliação do comportamento real da fundação. Os deslocamentos obtidos na prova de carga foram comparados aos recalques medidos em blocos formados por grupos de seis estacas do mesmo diâmetro. Essa análise visa compreender a correlação entre o desempenho da estaca isolada ensaiada e o comportamento dos blocos monitorados sob diferentes níveis de carregamento.

PALAVRAS-CHAVE: Prova de carga estática, Estaca hélice contínua, Recalques de fundações, Monitoramento de recalques, Efeito de grupo

ABSTRACT: This paper presents a comparative analysis of the results of a static load test performed on a monitored Continuous Flight Auger (CFA) pile and the settlements measured in columns during the construction of a real estate development located in the Campinas region, São Paulo, Brazil. The tested pile has a diameter of 90 cm and a length of 23,8 m. The static load test was carried out using the Slow Maintained Load (SML) method, reaching a maximum load of 7,640 kN. During the construction phase, column settlements were monitored, allowing the assessment of the actual behavior of the foundation system. The settlements obtained from the static load test were compared with those measured in pile caps composed of groups of six piles with the same diameter. This analysis aims to understand the correlation between the performance of the tested isolated pile and the behavior of the monitored pile groups under different loading levels.

KEYWORDS: Static Load Test; Continuous Flight Auger pile; pile settlement; settlement monitoring; group effect.

1 INTRODUÇÃO

Na prática tradicional da engenharia civil, os projetos estruturais e geotécnicos são frequentemente desenvolvidos de forma independente. O engenheiro estrutural dimensiona a superestrutura assumindo a hipótese de apoios rígidos e indeslocáveis, enquanto o engenheiro geotécnico projeta as fundações para as cargas fornecidas, respeitando limites de recalques pré-estabelecidos. Publicações clássicas de ISE, como as de Meyerhof (1953) e Chamecki (1954), já demonstram que a rigidez relativa solo-estrutura e a variabilidade da compressibilidade do maciço influenciam de forma significativa os recalques diferenciais e a redistribuição de esforços, indicando limitações no modelo que trata a infraestrutura e a superestrutura em análises independentes. Em alguns casos, desconsiderar esta interação pode resultar em estimativas irreais, comprometendo o desempenho das fundações e em casos extremos, a segurança da obra, conforme ressaltam Danziger e Lopes (2021).

Gusmão (1990) e Aoki (1997) discutem as implicações desta abordagem simplificada, apontando que a desconsideração da interação solo-estrutura (ISE) ignora o comportamento do sistema integrado, onde as deformações do solo promovem a redistribuição de esforços nos elementos estruturais.

Nesse cenário, os requisitos da NBR 6122 (ABNT, 2022) quanto à execução de provas de carga estática e ao monitoramento de recalques em obras de determinado porte constituem ferramentas fundamentais para a verificação de desempenho. O monitoramento de recalques funciona como uma prova de carga em escala real, avaliando o comportamento global da fundação e a ISE (AOKI; CHAMECKI, 2015). A obtenção destes dados em campo permite a aferição das premissas de cálculo e a comparação entre os modelos teóricos e o comportamento físico da estrutura.

Um ponto crítico na análise de desempenho refere-se à representatividade de ensaios executados em elementos isolados frente ao comportamento global de fundações em grupo. Nesse contexto, a comparação entre a resposta obtida em uma Prova de Carga Estática (PCE) em estaca isolada (executada previamente) e os recalques monitorados durante a fase construtiva permite, a posteriori, discutir a influência do efeito de grupo e da interação solo-estrutura no comportamento observado, considerando a rigidez da superestrutura e a sobreposição de tensões no maciço.

O presente trabalho tem como objetivo analisar os dados de monitoramento de recalques obtidos durante a execução de um edifício residencial em Campinas/SP e os resultados da PCE realizada previamente. Propõe-se uma análise comparativa entre a curva carga–deslocamento da PCE e os recalques medidos nos pilares associados a três blocos selecionados, discutindo, no contexto específico da obra e sob as condições reais de carregamento ao longo da construção, a ordem de grandeza do efeito de grupo observado e a resposta da fundação.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

No geral, estacas isoladas, dimensionadas para atender aos estados limites últimos, apresentam recalques de pequena magnitude. Entretanto, em estruturas submetidas a cargas elevadas, cujas fundações são constituídas por blocos sobre múltiplas estacas, o comportamento global passa a ser influenciado pelo efeito de grupo e pela redistribuição dos esforços pela superestrutura. Nesses casos, o recalque do conjunto tende a ser superior àquele que cada estaca apresentaria se estivesse isolada, em função da interação entre os elementos e da sobreposição de tensões no maciço de solo (DANZIGER; LOPES, 2021).

2.1. Comportamento e recalque da estaca isolada

A previsão de recalques em estacas está relacionada à deformabilidade do solo e às tensões mobilizadas no maciço sob carregamento. A avaliação desses recalques envolve incertezas associadas às características do maciço, às propriedades geométricas e mecânicas da estaca e ao método executivo, que altera o estado de tensões e a rigidez do solo no entorno.

O processo executivo exerce papel fundamental no comportamento tensão–deformação do solo adjacente. De acordo com Vesic (1977), a execução da estaca pode modificar o estado original de tensões e as propriedades mecânicas do maciço: em estacas cravadas, observa-se, em geral, aumento de rigidez no entorno devido ao adensamento provocado pela cravação; e, em estacas escavadas, pode ocorrer redução de rigidez em função da remoção de material e do alívio de tensões durante a escavação.

O recalque de uma estaca está diretamente relacionado ao mecanismo de transferência de carga para o solo, cuja distribuição ao longo do fuste e na base não é, em geral, conhecida com exatidão. Em função do nível de carregamento aplicado, a forma de transferência de carga pode variar, com diferentes parcelas sendo mobilizadas progressivamente. Por esse motivo, Danziger e Lopes (2021) destacam que os métodos de previsão de recalques devem ser considerados soluções aproximadas, uma vez que dependem de diversas variáveis envolvidas.

A transferência de carga ocorre por meio de duas componentes principais: a resistência por atrito lateral ao longo do fuste e a resistência de ponta na base da estaca. O equilíbrio da carga aplicada no topo da estaca é garantido pela soma das resultantes das tensões cisalhantes mobilizadas no fuste e das tensões normais desenvolvidas na ponta.

O recalque total no topo da estaca pode ser decomposto em três parcelas principais: o encurtamento elástico do fuste; o recalque associado à mobilização do atrito lateral, relacionado ao deslocamento necessário para o desenvolvimento das tensões cisalhantes na interface solo–estaca; e o recalque de ponta, decorrente da compressão do solo imediatamente abaixo da base da estaca.

Dessa forma, ainda que a análise do comportamento de estacas isoladas seja fundamental, sua aplicação direta em fundações profundas compostas por grupos de estacas deve ser feita com cautela, uma vez que o comportamento do conjunto pode diferir significativamente daquele observado em estacas isoladas.

2.2. Recalques em grupos de estacas e ISE

O comportamento de um grupo de estacas difere do somatório do comportamento individual dos seus elementos. A Norma Brasileira de Projeto e Execução de Fundações (NBR 6122, 2022) define efeito de grupo como o processo de interação entre os elementos constituintes da fundação, resultante da transferência simultânea de cargas ao solo.

A interação entre as estacas gera a sobreposição de tensões, afetando o recalque e a capacidade de carga do sistema. Consequentemente, o recalque de um grupo de estacas, para uma carga média por estaca, é maior do que o recalque de uma estaca isolada sob a mesma solicitação, uma vez que essas tensões se distribuem por uma área maior do que aquela mobilizada por uma estaca isolada (DANZIGER; LOPES, 2021).

Esse comportamento é influenciado pela geometria do grupo, pelo espaçamento entre estacas, pelas características de compressibilidade do solo e pela rigidez do bloco de coroamento. Em blocos considerados rígidos, a tendência à uniformização dos recalques pode resultar em uma distribuição não uniforme das cargas, com maior solicitação das estacas periféricas, em função da maior rigidez relativa do solo nessas regiões em comparação ao núcleo do grupo (VESIC, 1977).

Embora existam métodos analíticos e empíricos para a estimativa do efeito de grupo, Danziger e Lopes (2021) alertam que a aplicação direta de formulações teóricas pode conduzir a resultados imprecisos se não forem consideradas as particularidades estratigráficas locais e o método executivo, reforçando a importância do monitoramento de campo para a validação do desempenho real.

Além do efeito de grupo, o comportamento dos recalques em fundações profundas está diretamente associado à ISE, uma vez que a rigidez relativa entre o maciço, o bloco de coroamento e a superestrutura influencia a redistribuição de cargas entre as estacas e o padrão de deformações do sistema como um todo, refletindo-se nos recalques observados nos pilares da edificação.

Nesse contexto, a avaliação dos recalques em grupos de estacas deve considerar não apenas formulações teóricas e empíricas, mas também o comportamento observado em campo, especialmente em obras instrumentadas, nas quais é possível avaliar a resposta real do sistema fundação-solo-estrutura e compará-la aos resultados obtidos em provas de carga estática.

3 ESTUDO DE CASO E CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

Este estudo baseia-se nos dados obtidos durante a construção de um empreendimento residencial, localizado na cidade de Campinas/SP, onde foram realizados a PCE e monitoramento de recalques ao longo da construção. A obra consiste em uma torre residencial com 45 pavimentos, que está inserida no contexto geológico típico da região de Campinas, caracterizado pela presença de solos residuais de diabásio.

As investigações geotécnicas indicaram uma camada superficial de aterro argilo siltoso muito mole com matéria orgânica com espessura de aproximadamente 4 m. Subjacente, foi caracterizada uma camada sedimentar de areia siltosa ou argilosa fofa com N_{spt} máximo de 3 golpes. Por volta de 10 m de profundidade, foi encontrada uma camada de argila dura até cerca de 20 m de profundidade, sobrejacente a uma camada de silte argiloso com areia fina com N_{spt} a partir de 30 golpes, até atingir o impenetrável a percussão.

Para a análise comparativa deste estudo, foram selecionados dados referentes aos blocos com estacas de ø90 cm, visto que a PCE foi realizada em uma estaca deste diâmetro com 23,8 m de comprimento. Os pilares monitorados fazem parte de blocos de coroamento de seis estacas.

O controle de recalques foi realizado por meio de leituras periódicas ao longo das etapas construtivas. Para cada campanha de medição, a carga atuante em cada pilar foi estimada com base no estágio de execução da edificação (percentual de carregamento aplicado até a data da leitura), conforme os registros de monitoramento.

A Figura 1 mostra a planta esquemática das fundações, com destaque para os blocos B17, B18 e B31, selecionados para a análise comparativa. Esses blocos foram escolhidos por apresentarem geometrias semelhantes, número idêntico de estacas (6 estacas) e estarem associados a pilares com níveis de carregamento

da mesma ordem de grandeza, permitindo uma avaliação consistente do efeito de grupo e da interação solo-estrutura. A seleção dos blocos foi condicionada à compatibilidade geométrica e ao diâmetro das estacas, sendo as diferenças de posição em planta inerentes à configuração estrutural do edifício.

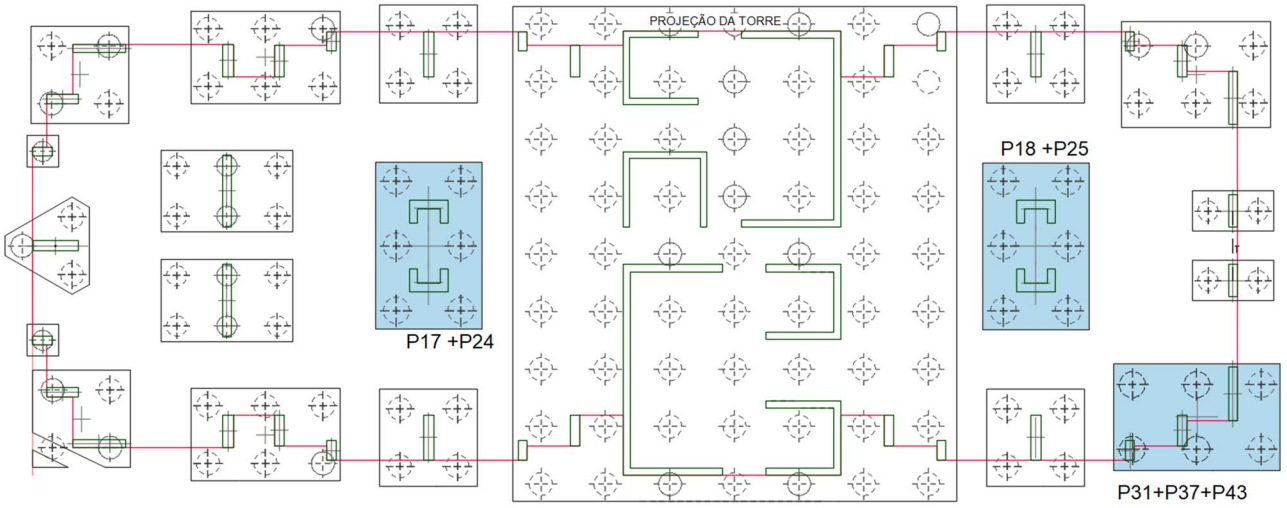


Figura 1. Planta esquemática das fundações e blocos de interesse

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados são apresentados separadamente para a PCE (estaca isolada) e para os blocos monitorados, com posterior comparação em termos de carga média por estaca e recalque observado.

4.1. Curva carga × deslocamento

A prova de carga foi realizada pelo método de carregamento lento, conforme preconizado pela NBR 16.903 (ABNT, 2020). A Figura 2 apresenta a curva carga *vs* deslocamento obtida na Prova de Carga Estática (PCE) realizada na estaca de ø90 cm.

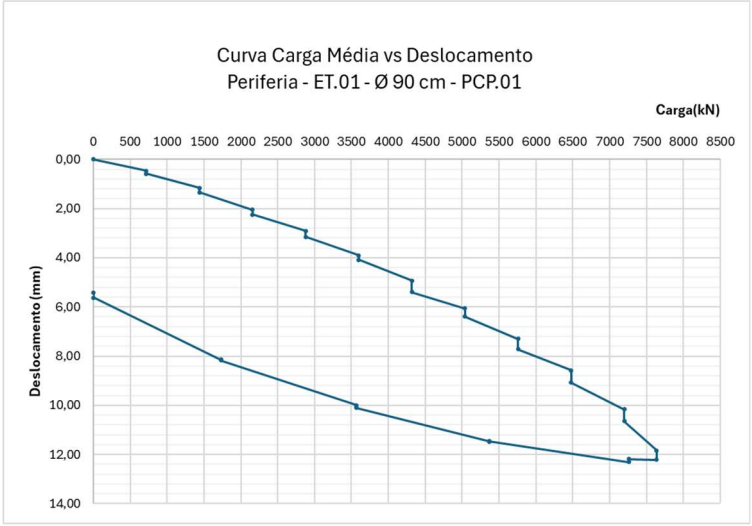


Figura 2. Curva carga *vs* deslocamento

A prova de carga foi executada em 12 estágios, com carga máxima estabilizada de 7.640 kN. Ao final do último estágio de carregamento, o deslocamento total acumulado no topo da estaca foi de 12,31 mm. Após

a conclusão dos estágios de descarregamento, registrou-se um deslocamento residual de 5,41 mm, resultando em uma recuperação elástica de 6,90 mm. Para a carga de trabalho, considerando fator de segurança igual a 2 (3.600 kN), deslocamento correspondente registrado foi de 4,08 mm. Considerando o critério normativo que permite adoção de fator de segurança igual a 1,6 quando da execução de prova de carga estática prévia, o recalque para a carga de trabalho de projeto (4.500 kN) foi de 6,39 mm.

4.2. Recalques medidos nos blocos de seis estacas

Os elementos de fundação analisados consistem em blocos de coroamento de geometria retangular, apoiados sobre seis estacas de diâmetro igual a 90 cm, com espaçamento entre eixos de 2,5 diâmetros, correspondente a 2,25 m. O programa de monitoramento englobou 16 campanhas de leitura. Entretanto, para garantir a homogeneidade da análise comparativa, o estudo do efeito de grupo foi restrito aos dados obtidos até a 15ª campanha de leitura, etapa em que se dispõem de registros simultâneos para a totalidade dos pilares que compõem os blocos B17, B18 e B31. Nessa fase, a estrutura se encontrava em estágio avançado de carregamento, permitindo uma avaliação representativa do comportamento em serviço.

A estimativa das cargas verticais atuantes foi elaborada com base no cronograma físico da obra, considerando o peso próprio da estrutura, bem como as alvenarias e revestimentos executados até a data da referida leitura. A Tabela 1 mostra a consolidação dos dados de carga vertical máxima dos pilares associados a cada bloco, enquanto a Figura 3 ilustra a evolução temporal dos recalques dos blocos analisados, correlacionada com a estimativa da carga média atuante por estaca em cada etapa de leitura.

Tabela 1. Pilares associados e cargas verticais máximas

Bloco	Pilares associados	Carga vertical máxima dos pilares associados (kN)
B17	P17 + P24	23.090
B18	P18 + P25	23.420
B31	P31 + P37 + P43	23.280

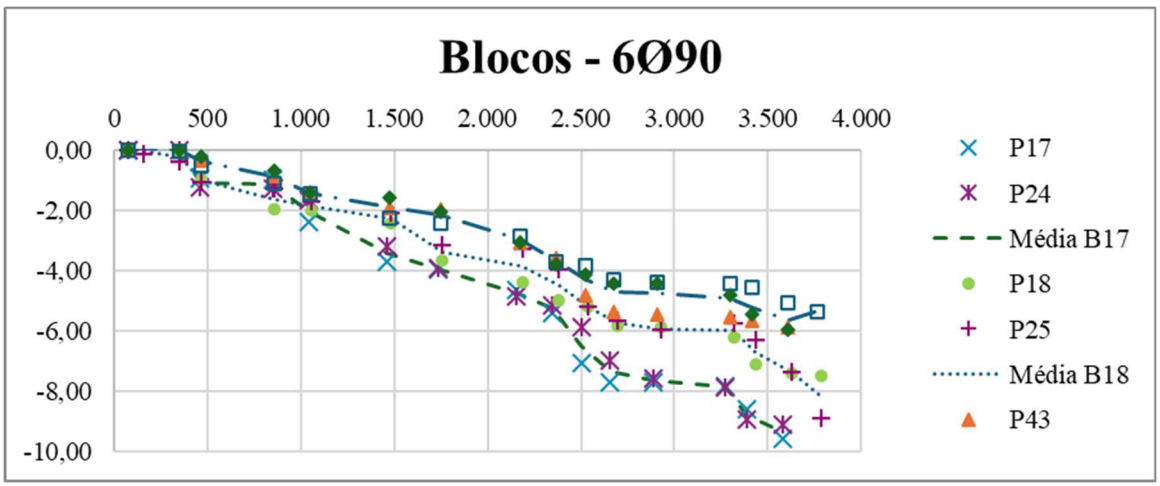


Figura 3. Deslocamentos medidos nos blocos monitorados ao longo da evolução da obra

4.3. Comparação entre prova de carga isolada e blocos

Para viabilizar a comparação direta entre o comportamento da estaca isolada (PCE) e o do grupo (blocos), os dados de monitoramento foram normalizados. A carga total atuante no pilar em cada etapa foi dividida pelo número de estacas do bloco (n=6), obtendo-se a carga média por estaca. A Figura 4 mostra a sobreposição da curva da PCE com os pontos obtidos no monitoramento dos blocos e a Figura 5 a evolução do efeito de grupo nos blocos monitorados. Na Tabela 2 são mostradas as cargas verticais dos pilares associados.

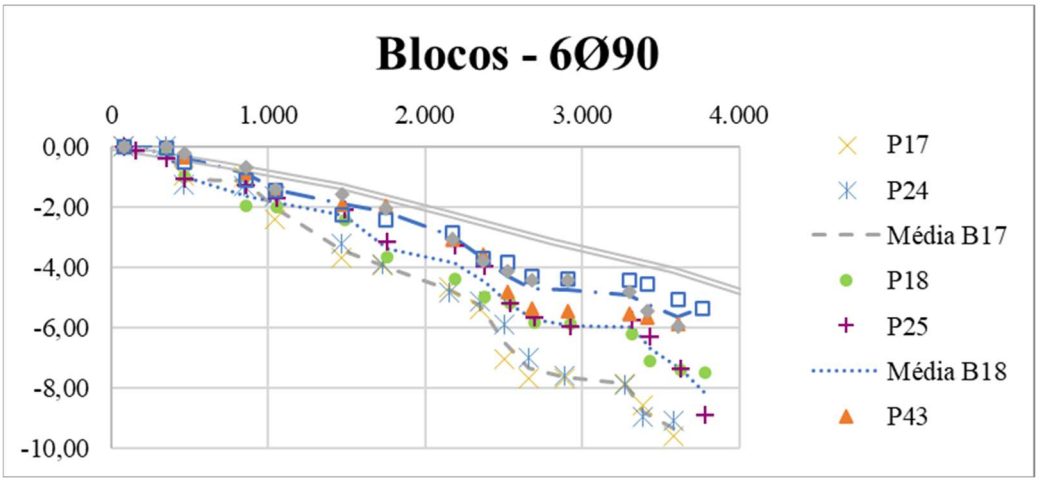


Figura 4. Gráfico Comparativo: curva PCE (linha) *vs.* deslocamentos medidos nos blocos

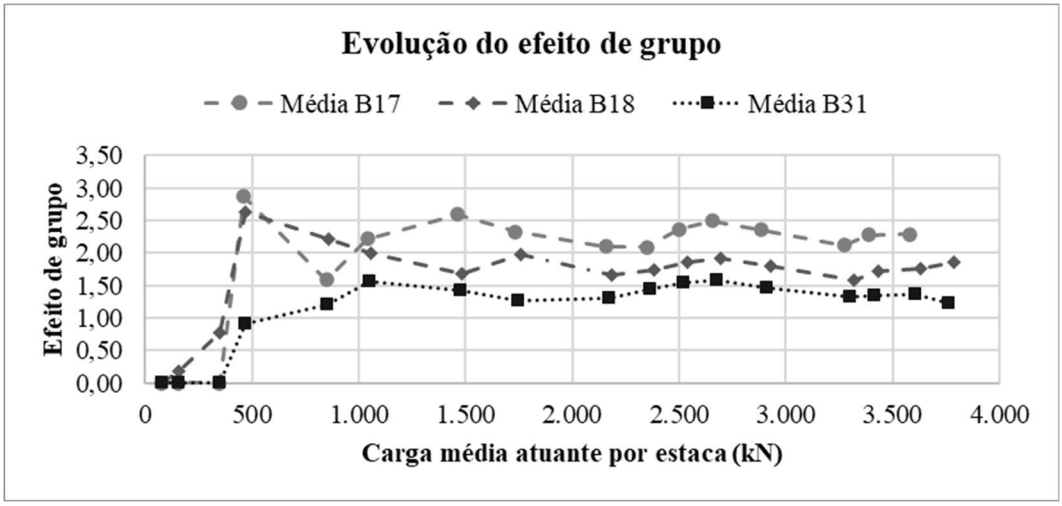


Figura 5. Evolução do efeito de grupo nos blocos monitorados.

Tabela 2. Pilares associados e cargas verticais máximas.

Bloco	Pilares associados	Carga Total Estimada do Bloco no estágio 15 (kN)	Carga média por estaca (kN)	Deslocamento médio do bloco (mm)	Deslocamento equivalente da PCE (mm)	Efeito de grupo
B17	P17 + P24	21474	3578	9,35	4,09	2,29
B18	P18 + P25	21781	3630	7,37	4,17	1,76
B31	P31 + P37 + P43	21650	3608	5,63	4,13	1,36

Os resultados demonstram que para níveis equivalentes de carga média por estaca, os blocos apresentaram deslocamentos superiores aos observados na estaca isolada ensaiada pela PCE, confirmando a influência do efeito de grupo e da ISE. Observa-se que a razão entre os deslocamentos dos blocos e da estaca isolada aumenta com o carregamento, tendendo à estabilização nos estágios mais avançados. Os blocos B17 e B18, localizados em regiões mais próximas ao núcleo da edificação, apresentaram valores médios de efeito de grupo superiores aos do bloco B31, situado em posição mais periférica, sugerindo a influência da configuração estrutural e da redistribuição de cargas no comportamento global da fundação. Pequenas oscilações observadas nos estágios iniciais de leitura são atribuídas à imprecisão inerente ao método de medição e não comprometem a análise comparativa, fundamentada na evolução dos recalques e nas tendências relativas entre os sistemas analisados.

5 CONCLUSÕES

A análise comparativa entre a prova de carga estática em estaca isolada e os recalques monitorados em blocos de seis estacas permitiu avaliar, em escala real de obra, a influência combinada do efeito de grupo e da ISE no desempenho de fundações profundas de edifício de grande porte.

Para níveis equivalentes de carga média por estaca (≈ 3.600 kN), os blocos apresentaram deslocamentos entre 1,36 e 2,29 vezes superiores aos registrados na estaca isolada ensaiada, evidenciando de forma quantitativa a ampliação da zona deformada do solo e a sobreposição de tensões decorrente do funcionamento em grupo.

Observou-se que os blocos situados em regiões próximas ao núcleo estrutural apresentaram maiores razões de efeito de grupo quando comparados ao bloco periférico, sugerindo influência da rigidez global da superestrutura na redistribuição de esforços e no padrão de recalques. Tal comportamento reforça a importância da análise integrada solo-fundação-estrutura.

Os resultados indicam que a extrapolação direta da curva carga *vs* deslocamento de estacas isoladas para fundações em grupo pode conduzir à subestimação dos deslocamentos em serviço, especialmente em edifícios altos, nos quais a interação estrutural exerce papel relevante.

Ressalta-se que a comparação foi realizada com base em cargas estimadas a partir do estágio construtivo e na hipótese de distribuição média por estaca, constituindo uma aproximação representativa, porém sujeita às incertezas inerentes à ausência de instrumentação individual das estacas nos blocos.

De modo geral, o estudo demonstra a relevância do monitoramento de recalques como ferramenta de validação de projeto e como instrumento para compreensão do comportamento real de fundações profundas, contribuindo para práticas de projeto mais realistas e alinhadas à ISE.

6 BIBLIOGRAFIA

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). *ABNT NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). *ABNT NBR 16903: Solo - Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro.

AOKI, N. (1997) Aspectos geotécnicos da interação estrutura - maciço solos - XXVII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. *Anais.* São Carlos.

AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. Verificação de desempenho. In: FALCONI, F.; CORRÊA, C.; SCHMIDT, C.; ANTUNES, W.; ALBUQUERQUE, P.; HACHICH, W.; ORLANDO, C. *Fundações: teoria e prática.* 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. cap. 20.

CHAMECKI, S. (1954). Consideração da rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação. I CBMS. *Anais.* ABMS. 1954. p. 35-80.

DANZIGER, B. R.; LOPES, F. R. F (2021) *Fundações em estacas.* 1.ed. Rio de Janeiro: LTC.

GUSMÃO, A. D. (1990) *Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações*. 1990. Dissertação (Mestrado) — COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

MEYERHOF, G. G. (1953) *Some recent foundation research and its application to design.* The Structural Engineer, Vol.31. p. 151-167

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2010) *Fundações*. São Paulo: Oficina de Textos.

VESIC, A. S. (1977) *Design of pile foundations*. Washington, DC: Transportation Research Board, National Research Council.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/7

Análise da Variabilidade dos resultados de Capacidade de Carga de Estacas Raiz: Comparativo entre Prova de Carga Estática e Dinâmica

Victor Tadeu Lacerda
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, vtl@ufmg.br

Lúcio Flávio de Souza Villar
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, lvillar@etg.ufmg.br

Matheus Albuquerque Salvo
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, matheusalbuquerque@ufmg.br

RESUMO: O dimensionamento de fundações profundas exige a validação da capacidade de carga das estacas por meio de ensaios de campo, sendo a Prova de Carga Estática (PCE) e o Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD/PDA) os métodos mais utilizados no Brasil. A diferença conceitual e operacional entre eles, aliada à inerente heterogeneidade dos solos, introduz uma variabilidade nos resultados de grande influência no dimensionamento de projetos geotécnicos. Este trabalho apresenta uma análise comparativa e quantitativa da variabilidade dos resultados de capacidade de carga obtidos por métodos semi-empíricos e ensaios PCE e ECD, com o objetivo de fornecer subsídios para a interpretação e comparação.
O estudo de caso analisado tem dados públicos e teve seus resultados divulgados durante o evento "Simpósio de PCE, bidirecional e ECD" em agosto de 2025. Foram ensaiadas duas estacas-teste do tipo raiz (ET-01 e ET-02), executadas no campo experimental do Instituto de Engenharia, com diâmetros de 400/310 mm e 500/400 mm, respectivamente, e profundidades médias de 21 metros, em solo caracterizado, predominantemente como argila siltosa.
Os resultados obtidos revelaram que os valores de capacidade de carga determinados pelo ensaio de carregamento dinâmico foram consistentemente superiores aos valores obtidos pela prova de carga estática, mas foram influenciados pela execução das estacas em campo. A análise reforçou a necessidade de entender as condições e limitações de cada ensaio, além das premissas admitidas nos cálculos de capacidade de carga.

PALAVRAS-CHAVE: Capacidade de Carga; Prova de Carga Estática (PCE); Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD); Variabilidade; Fundações Profundas.

ABSTRACT: The design of deep foundations requires validating the load-bearing capacity of piles through field tests, with the Static Load Test (SLT) and the Dynamic Load Test (DLT/PDA) being the most widely used methods in Brazil. The conceptual and operational differences between them, combined with the inherent heterogeneity of soils, introduce variability in the results, which greatly influences the design of geotechnical projects. This study presents a comparative and quantitative analysis of the variability in load-bearing capacity results obtained from semi-empirical methods and SLT and DLT tests, aiming to provide support for interpretation and comparison.
The analyzed case study uses public data whose results were presented during the “Symposium on SLT, Bidirectional Tests, and DLT” in August 2025. Two root-type test piles (ET-01 and ET-02) were tested, executed at the experimental field of the Institute of Engineering, with diameters of 410/300 mm and 500/400 mm, respectively, and average depths of 21 meters, in soil predominantly characterized as silty clay.
The results revealed that the load-bearing capacity values determined by CAPWAP were consistently higher than those obtained from the static load test, but were influenced by the field execution of the piles. The analysis reinforced the need to understand the conditions and limitations of each test, as well as the assumptions adopted in load-bearing capacity calculations.
KEYWORDS: Pile load capacity; Static load test; Pile driving analyzer; Variability; Deep foundations.

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento teórico das estacas, embora fundamentado em métodos de cálculo amplamente consolidados, previstos na NBR 6122 (ABNT, 2022), apresenta o desafio de considerar a natureza heterogênea do solo, cujas propriedades podem variar significativamente mesmo em pequenas profundidades, especialmente em regiões tropicais. Assim, torna-se indispensável a realização de ensaios em campo que permitam confrontar os resultados teóricos de previsão de capacidade de carga dos elementos de fundação com o comportamento real do sistema estaca–solo.

No Brasil, os dois principais métodos empregados para verificação da capacidade de carga de estacas no campo são a prova de carga estática (PCE), regulamentada pela NBR 16903 (ABNT, 2020), e o ensaio de carregamento dinâmico (ECD/PDA), normatizado pela NBR 13208 (ABNT, 2007). Ambos os ensaios possuem importância reconhecida, porém diferem quanto ao procedimento, custo, tempo de execução, instrumentação necessária e grau de precisão dos resultados.

Este trabalho tem como objetivo analisar a variabilidade dos resultados de capacidade de carga obtidos em estacas raiz submetidas a ensaios do tipo PCE e PDA, comparando-os com métodos teóricos de cálculo usualmente utilizados na prática de projeto geotécnico. O estudo se justifica pela necessidade de compreender as possíveis discrepâncias que possam acontecer entre o comportamento previsto em projeto e o desempenho real, especialmente diante de falhas executivas não detectadas inicialmente.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Estudo de Caso

Este estudo é baseado nos resultados obtidos em um campo experimental do Instituto de Engenharia de São Paulo, localizado na avenida Dr. Dante Pazzanese, 120, Vila Mariana, São Paulo/SP. As sondagens aí realizadas apresentaram pequenas variações, tanto na composição das camadas quanto nos índices de resistência a penetração. O solo foi caracterizado, predominantemente, como uma argila siltosa com N_{SPT} de 1 a 40 golpes. Também foi identificada uma camada uniforme de areia argilosa com profundidade média de 10 metros. Os limites de profundidades atingidas também foram parecidos, em média de 30 metros, com exceção do furo S1 que atingiu 40 metros.

No campo experimental foram executadas oito estacas moldadas in loco do tipo raiz, sendo duas estacas-teste e o restante estacas de reação, utilizadas nas provas de carga estáticas. As estacas-teste foram denominadas ET-01 e ET-02 e suas características estão dispostas na Tabela 1.

Tabela 1. Informações das estacas-teste.

Estacas-teste					
Estaca	Tipo	Sistema de perfuração 1º / 2º trecho	Diâmetro 1º / 2º trecho [mm]	Cota de profundidade 1º / 2º trecho [m]	Material
ET-01	Raiz	Rotativa revestida / rotativa tricone	400 / 310	15,50 / 21,70	Argila siltosa dura
ET-02	Raiz	Rotativa revestida / rotativa tricone	500 / 400	15,60 / 21,60	Argila siltosa dura

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Primeiramente foram executadas as provas de carga estáticas (PCE), sintetizadas na Tabela 2, e, após, aproximadamente, quatro meses foram executados os ensaios de carregamento dinâmico (PDA). A metodologia executiva e parâmetros adotados nos ensaios estão em conformidade com as normas técnicas vigentes (ABNT 2007 e ABNT 2020).

Tabela 2. Informações do ensaio PCE.

Ensaio PCE					
Estaca	Tipo	Diâmetro 1º / 2º trecho [mm]	Cota de profundidade 1º / 2º trecho [m]	Carga de ensaio atingida [tf]	Deslocamento máximo [mm]
ET-01	Raiz	400 / 310	15,50 / 21,70	247,3	46,95
ET-02	Raiz	500 / 400	15,60 / 21,60	206,3	68,86

Os ensaios de carregamento dinâmico foram executados com martelo do tipo queda livre com massa igual a 5700 kg. Foi utilizada a metodologia de energia crescente com a diferença de altura de queda entre os golpes de 30 cm. O ensaio na estaca ET-01 teve uma altura máxima de queda de 1,5 m e na ET-02 o último golpe foi aplicado com 2,7 m. As informações e os resultados numéricos dos ensaios PDA, tanto pelo método CASE (PILE, 2006) quanto pelo CAPWAP (PILE, 2006), estão dispostos na Tabela 3 e na Tabela 4, respectivamente.

Tabela 3. Ensaio PDA – Método CASE

Ensaio PDA									
Estaca	Tipo	Diâmetro 1º / 2º trecho [mm]	Profundidade 1º / 2º trecho [m]	Golpe	Altura de queda [cm]	RMX [tf]	EMX [tf.m]	DMX [mm]	Nega [mm]
ET-01	Raiz	400 / 310	15,50 / 21,70	1	30	174	0,47	5	0
				2	60	270	1,39	9	2
				3	90	281	2,29	12	3
				4	120	283	3,05	14	4
				5	150	285	3,90	15	6
ET-02	Raiz	500 / 400	15,60 / 21,60	1	30	217	0,44	4	0
				2	60	233	1,42	7	2
				3	90	234	2,39	9	5
				4	120	228	3,28	11	9
				5	150	222	4,50	14	12
				6	180	239	5,25	16	14
				7	210	250	6,83	20	17
				8	240	255	8,29	24	21
				9	270	287	9,70	27	23

É possível observar que a carga total da estaca foi mobilizada, pois, nos últimos golpes, mesmo com o aumento da energia (EMX) não há um acréscimo expressivo da carga (RMX). Sendo assim, considera-se que o martelo utilizado foi adequado.

Tabela 4. Ensaio PDA – Método CAPWAP

		Ensaio PDA		Método CAPWAP				
Estaca	Tipo	Diâmetro 1º / 2º trecho [mm]	Profundidade 1º / 2º trecho [m]	Golpe	RU [tf]	Q_L [tf]	Q_P [tf]	J_C
ET-01	Raiz	400 / 310	15,50 / 21,70	1	174	154,5	19,4	0,02
				2	270	209,5	60,5	0,35
				3	281	202,3	78,7	0,69
				4	283	191,7	91,3	0,61
				5	285	180,6	104,4	0,60
ET-02	Raiz	500 / 400	15,60 / 21,60	1	225	165,9	59,1	0,00
				2	235	166,1	68,9	0,90
				3	235	163,6	71,4	0,67
				4	228	161,2	66,8	0,68
				5	230	161,3	68,7	0,68
				6	240	164,0	76,0	0,62
				7	250	172,6	77,4	0,58
				8	255	181,1	74,0	0,59
				9	288,8	187,9	100,9	0,52

Nos cálculos da capacidade de carga via métodos semi-empíricos, todas as sondagens foram consideradas representativas do perfil de solo, conforme Figura 1 e Figura 2, pela proximidade dos furos, similaridade das classificações geológicas das camadas e coerência dos índices de resistência à penetração. Assim, os resultados dos cálculos de capacidade de carga foram médias de todas as sondagens.

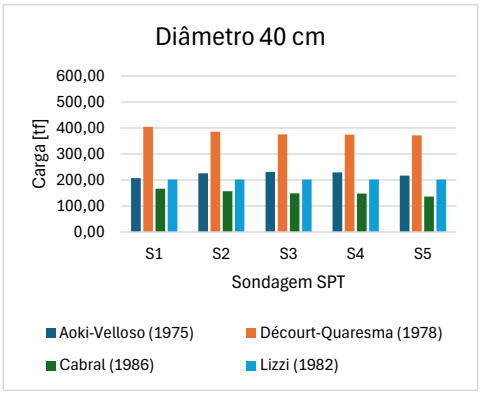


Figura 1. Comparação dos resultados de capacidade de carga para diâmetro de 40 cm.

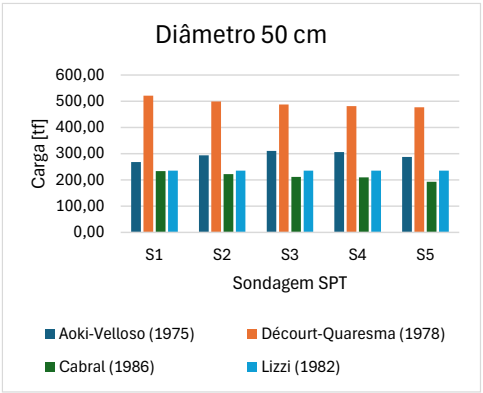


Figura 2. Comparação dos resultados de capacidade de carga para diâmetro de 50 cm.

Primeiramente, foram calculados os valores de capacidade de carga por todos os métodos semi-empíricos para cada uma das cinco sondagens. Foram feitas ponderações a fim de excluir valores discrepantes e com uma análise estatística pelo coeficiente de variação, representado pela divisão do desvio padrão pela média, esses resultados mostraram uma dispersão menor que 10%. Os resultados são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5. Análise estatística dos resultados de capacidade de carga por métodos de cálculo semi-empíricos.

Diâmetro [mm]	Método	Média [tf]	Desvio padrão [tf]	Mínimo [tf]	Máximo [tf]	Coeficiente de variação entre sondagens
400	Aoki-Velloso (1975)	221,7	10,0	206,7	230,6	4,5%
	Décourt-Quaresma (1978)	382,3	13,5	371,7	404,5	3,5%
	Cabral (1986)	151,2	11,2	136,5	166,4	7,4%
	Lizzi (1982)	202,0	0,0	202,0	202,0	0,0%
500	Aoki-Velloso (1975)	293,4	16,7	268,5	311,0	5,7%
	Décourt-Quaresma (1978)	493,5	17,7	477,3	521,3	3,6%
	Cabral (1986)	214,2	15,1	193,2	233,7	7,1%
	Lizzi (1982)	235,0	0,0	235,0	235,0	0,0%

A média dos resultados dos métodos de cálculo semi-empíricos são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6. Resultados dos métodos semi-empíricos.

Diâmetro [mm]	Método	Q_L [tf]	Q_P [tf]	RU [tf]	% Q_L	% Q_P
400	Aoki-Velloso (1975)	169,7	52,0	221,7	77%	23%
	Décourt-Quaresma (1978)	332,3	49,9	382,3	87%	13%
	Cabral (1986)	77,3	73,9	151,2	51%	49%
	Lizzi (1982)	202,0	0,0	202,0	100%	0%
500	Aoki-Velloso (1975)	212,2	81,3	293,4	72%	28%
	Décourt-Quaresma (1978)	415,4	78,0	493,5	84%	16%
	Cabral (1986)	97,5	116,6	214,2	46%	54%
	Lizzi (1982)	235,0	0,0	235,0	100%	0%

A comparação entre os resultados dos métodos semi-empíricos e a carga máxima atingida no PCE, apresentada na Tabela 7, revela a dispersão inerente às estimativas teóricas. As figuras 1 e 2 mostram uma comparação direta dos resultados fornecidos pelos diferentes métodos.

Tabela 7. Comparação dos resultados dos métodos semi-empíricos com carga máxima atingida no PCE.

Diâmetro [mm]	Método	Carga de ruptura [tf]	Variação em relação a carga máxima do PCE	Carga máxima atingida no PCE [tf]
400	Aoki-Velloso (1975)	222	-10,2%	247
	Décourt-Quaresma (1978)	382	+54,7%	
	Cabral (1986)	151	-38,8%	
	Lizzi (1982)	202	-18,2%	
500	Aoki-Velloso (1975)	293	+42,2%	206
	Décourt-Quaresma (1978)	493	+139,3%	
	Cabral (1986)	214	+3,9%	
	Lizzi (1982)	235	+14,1%	

Para a estaca ET-01 (400 mm), o método de Aoki-Velloso (1975) foi o que mais se aproximou da carga máxima fornecida pelo PCE, com uma subestimação de 10,2%. O método de Cabral (1986) foi o mais conservador, enquanto Décourt-Quaresma (1978) superestimou significativamente a carga. Para a estaca ET-02 (500 mm), todos os métodos superestimaram a carga máxima fornecida pelo PCE, sendo Cabral (1986) o mais próximo (+3,9%), porém, ainda assim, não foi conservador.

O ajuste no fator β do método de Décourt-Quaresma (1978) para estacas raiz, conforme sugerido por Polido et al. (2023), melhorou a correlação com os resultados fornecidos pelo PCE, especialmente para a ET-01, conforme pode ser visto na Tabela 8.

Tabela 8. Comparação dos resultados do método de cálculo de Décourt-Quaresma (1978).

Diâmetro [mm]	Método	Q_L	Q_P	RU [tf]	Média [tf]	Desvio padrão [tf]	Mínimo [tf]	Máximo [tf]	Carga máxima PCE [tf]
400	Décourt-Quaresma (1978) β=1,5	332,3	49,9	382,3	382,3	13,5	371,7	404,5	247
	Décourt-Quaresma (1978) β=1,0	241,2	41,8	283,0	283,0	15,4	265,5	304,7	
500	Décourt-Quaresma (1978) β=1,5	415,4	78,0	493,5	493,5	17,7	477,3	521,3	206
	Décourt-Quaresma (1978) β=1,0	297,3	73,2	370,5	370,5	12,1	354,7	384,8	

A comparação entre o ensaio estático (PCE) e o dinâmico (PDA/CAPWAP), mostrada na Tabela 9, também revelou diferenças.

Tabela 9. Comparação da carga máxima mobilizada no PDA x carga máxima atingida no PCE.

Diâmetro [mm]	RU PDA [tf]	Carga máxima PCE [tf]
400	285,0	247,3
500	288,8	206,3

Para a ET-01, o resultado da capacidade de carga obtida pelo PDA e calculado pelo método CAPWAP resultou em um valor 15,3% superior ao valor obtido pela PCE. Para a ET-02, a diferença foi de 39,9%,

indicando que pode ter existido um ganho de resistência notado no ensaio dinâmico que pode ser atribuído às modificações na ponta da estaca causadas pela aceleração dos recalques induzidos durante a execução do PCE. Além disso, pode ter ocorrido uma dissipação dos excessos de poropressão gerados durante o ensaio PCE, pois o PDA foi executado quatro meses após o PCE. Outro fato a ser considerado é a cravação estática da estaca que pode ter contribuído para altos valores de DMX e nega apresentados no ensaio PDA analisado pelo método CASE.

O fato que mais chamou a atenção na comparação dos ensaios PCE foi o desempenho da estaca ET-02. Inesperadamente, a estaca de maior diâmetro atingiu uma capacidade de carga menor (206,3 tf) do que a estaca ET-01 (247,3 tf). Ao analisar as curvas carga x recalque (ver a Figura 3), nota-se uma similaridade de comportamento para ambas as estacas até por volta de 1500 kN e 10 mm de recalque. A partir desse ponto, a estaca ET-02 apresentou um aumento expressivo no recalque com pouco acréscimo de carga, indicando uma ruptura. As análises conduzidas não permitiram esclarecer o motivo pelo qual tal expectativa não se confirmou, não sendo possível, com os dados disponíveis, determinar os fatores que influenciaram o comportamento observado, porém foram feitas considerações a respeito da execução da estaca.

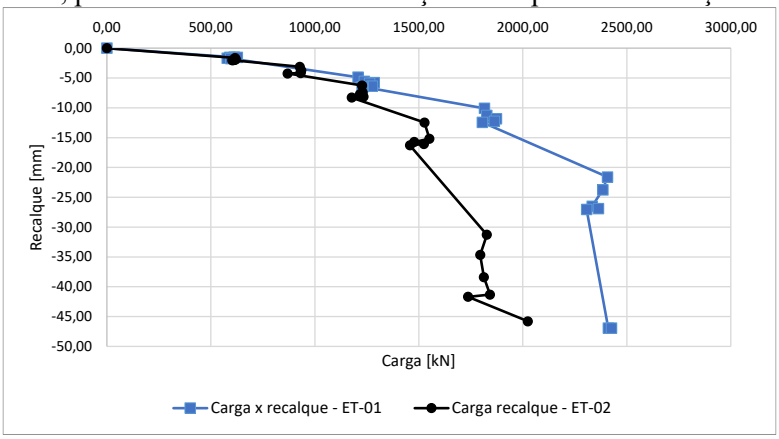


Figura 3. Comparação das curvas carga x recalque ET-01 e ET-02.

Após o término da execução dos ensaios foi feita uma escavação, em torno da estaca ET-02, Figura 4, com objetivo de investigar visualmente o sistema solo-estaca. Observou-se que o eixo central da estaca estava desalinhado com o eixo do bloco (ver a Figura 4), caracterizando um erro grave de execução e preparação do ensaio. Essa excentricidade gera efeitos de flexão quando ocorre a aplicação da carga. Este fator pode ter comprometido a ligação entre o bloco de estabilização e a estaca, e, consequentemente, o alcance de uma carga maior durante o ensaio.



Figura 4. Escavação para inspeção (Fonte: Askinis, 2025).

Outra inconformidade encontrada, ao analisar os boletins de execução, foi a falta de informações sobre o revestimento do segundo trecho das estacas. A ausência de revestimento no trecho final da estaca raiz pode diminuir significativamente a capacidade de carga por atrito lateral, mesmo com procedimentos corretos de lavagem que evitam a contaminação da injeção de argamassa.

4 CONCLUSÕES

A análise comparativa da capacidade de carga de estacas raiz, determinada por métodos semi-empíricos, provas de carga estáticas (PCE) e ensaios de carregamento dinâmico (PDA/CAPWAP), revelou uma variabilidade significativa, ressaltando a complexidade inerente à modelagem do sistema estaca-solo e à definição dos parâmetros geotécnicos.

Para a estaca ET-01 (400 mm), a média dos resultados de todos os métodos semi-empíricos (239 tf) foi próxima da carga máxima medida por PCE (247 tf). O método de Aoki-Velloso (1975) foi o mais coerente (-10,2%). O ajuste do fator β no método de Décourt-Quaresma melhorou a proximidade dos valores previstos e medidos para +14,6%. O ensaio de carregamento dinâmico apresentou resultados de uma carga mobilizada 15,3% maior que a atingida no PCE.

Para a estaca ET-02 (500 mm), a média dos métodos semi-empíricos (309 tf) superou em 50% a carga máxima medida via PCE (206 tf). O método de Cabral (1986) foi o mais próximo (+3,9%). A discrepância é atribuída a fatores executivos, como a excentricidade observada entre a estaca e o bloco de estabilização. O ensaio de carregamento dinâmico resultou em uma carga 39,9% maior que que a fornecida pela PCE.

Em síntese, o estudo concluiu que a variabilidade na determinação da capacidade de carga é um fenômeno multifatorial, regido pela diferença conceitual entre ensaios estáticos e dinâmicos, a sensibilidade dos métodos de interpretação, e, de forma crítica, a qualidade da execução da estaca. Recomenda-se, portanto, que a interpretação da capacidade de carga seja sempre realizada de forma integrada, utilizando a prova de carga estática como referência de carga de ruptura, o ensaio de carregamento dinâmico para controle de qualidade e estimativa da capacidade de carga, e o acompanhamento da execução e ensaios de integridade para mitigar riscos associados a falhas executivas, garantindo maior segurança e otimização no dimensionamento geotécnico.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Instituto de Engenharia do CREA-SP pela realização do evento e ao Geotecnia Brasil pela ampla divulgação de informações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. Proceeding… Buenos Aires, v. 1.

Askinis, A. T. Imagens e arquivos de resultados do Simpósio de PCE, Bidirecional e ECD + Campo de Teste IE. São Paulo: Instituto de Engenharia, 2025. Material disponibilizado pelo autor.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

Cabral, D. A. O uso da estaca raiz como fundação de obras normais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre. Anais […]. Porto Alegre, 1986.

Décourt, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais… Rio de Janeiro, 1978. v. 1. p. 45-54.

Lizzi, F. The static restoration of monuments. Gênova: Sagep Editrice, 1982. 146 p.

Pile Dynamics, I. Case Pile Wave Analysis Program. CAPWAP Manual. 2006.

Polido, U. F.; Alledi, C. T. D. B.; Albuquerque, P. J. R.; França, H. F.; Lemos, S. G. F. P. Capacidade de carga de estacas pelo método Décourt e Quaresma: aspectos relevantes. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE 10, 4–7 dez. 2023, São Paulo. Anais […]. São Paulo, 2023.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/8

Análise de Confiabilidade de Estaqueamento Metálico em Obra Industrial: Comparação entre Ensaios PDA e Método Décourt-Quaresma

Pedro Augusto Silva Oliveira
Engenheiro Civil, CONSAG Engenharia, São Paulo, Brasil, pedro.soliveira@agnet.com.br

Lucas Ribeiro Silva
Engenheiro Civil, CONSAG Engenharia, São Paulo, Brasil, lucas.silva@agnet.com.br

Marco Aurelio Abreu Peixoto da Silva
Engenheiro Civil, M.Sc., CONSAG Engenharia, São Paulo, Brasil, marco.peixoto@agnet.com.br

Matheus Bernini Cecere
Engenheiro Civil, CONSAG Engenharia, São Paulo, Brasil, matheus.bernini@agnet.com.br

RESUMO: A análise de confiabilidade aplicada a fundações profundas representa um avanço complementar às abordagens determinísticas tradicionais que utilizam fatores globais de segurança fixos. Essa abordagem permite quantificar explicitamente a probabilidade de falha e o nível de segurança das fundações, considerando a variabilidade das capacidades de carga e contribuindo para decisões de projeto mais racionais e economicamente consistentes. Neste trabalho, apresenta-se uma análise de confiabilidade aplicada a um estaqueamento metálico de grande porte composto por 277 estacas submetidas a uma carga de trabalho de 1.600 kN por estaca, em uma obra industrial localizada no litoral do Sudeste brasileiro, em região de planície costeira próxima ao delta de um rio. A avaliação da confiabilidade considerou dois conjuntos de dados: resultados de 12 ensaios de carregamento dinâmico (PDA) e capacidades de carga estimadas pelo método semiempírico de Décourt-Quaresma a partir de 14 sondagens SPT. As capacidades de carga foram tratadas como variáveis aleatórias e a análise probabilística baseou-se na função de estado-limite g = R – S. As análises foram conduzidas pelos métodos FORM e FOSM, permitindo estimar o índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de falha (Pf).

PALAVRAS-CHAVE: Confiabilidade, FORM, FOSM, Ensaio de Carregamento Dinâmico (PDA); Estacas.

ABSTRACT: Reliability analysis applied to deep foundations represents an advancement complementary to traditional deterministic approaches that rely on fixed global safety factors. This approach allows the explicit quantification of the probability of failure and the level of safety associated with foundations, considering the variability of load-bearing capacities and contributing to more rational and economically consistent design decisions. In this study, a reliability analysis is presented for a large-scale steel pile foundation system composed of 277 piles subjected to a working load of 1.600 kN per pile, in an industrial project located on the southeastern coast of Brazil, in a coastal plain region near a river delta. The reliability assessment considered two datasets: results from 12 dynamic load tests (PDA) and load-bearing capacities estimated using the semi-empirical Décourt–Quaresma method based on 14 standard penetration tests (SPT). The load-bearing capacities were treated as random variables, and the probabilistic analysis was based on the limit-state function g = R – S. The analyses were conducted using the FORM and FOSM methods, allowing the estimation of the reliability index (β) and the probability of failure (Pf).

KEYWORDS: Reliability Analysis; FORM; FOSM; Dynamic Load Testing (PDA); Piles.

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de fundações profundas no Brasil é tradicionalmente realizado por abordagens determinísticas baseadas em fatores globais de segurança. Essas metodologias, embora consolidadas, não permitem quantificar explicitamente as incertezas associadas às propriedades do solo, aos métodos de previsão de resistência e às condições de execução. A análise de confiabilidade surge como ferramenta complementar ao dimensionamento determinístico, permitindo expressar o desempenho geotécnico em termos de probabilidade de falha e índice de confiabilidade. Essa abordagem possibilita avaliar de forma racional o risco envolvido, incorporando explicitamente a variabilidade das variáveis do problema.

No contexto das fundações profundas, a confiabilidade pode ser avaliada a partir de diferentes fontes de informação, como métodos semiempíricos baseados em ensaios de campo e resultados de ensaios instrumentados. Entre os métodos semiempíricos, destaca-se o método de Décourt-Quaresma, amplamente empregado no Brasil a partir de resultados de sondagens SPT. Por outro lado, os ensaios de carregamento dinâmico constituem uma ferramenta de controle de campo capaz de fornecer estimativas diretas da capacidade de carga das estacas. Neste trabalho, é realizada uma análise de confiabilidade aplicada a um estaqueamento de grande porte executado em uma obra industrial, comparando-se os resultados obtidos a partir de ensaios de carregamento dinâmico com aqueles estimados pelo método de Décourt-Quaresma. A confiabilidade é avaliada por meio dos métodos probabilísticos de primeira ordem FOSM e FORM, permitindo discutir a influência da caracterização probabilística da resistência nos níveis de segurança obtidos.

2 METODOLOGIA

A metodologia baseia-se na comparação entre dois conjuntos de estimativas de capacidade de carga das estacas e na aplicação de métodos de confiabilidade de primeira ordem. A função de estado-limite é definida por:

$$g = R - S \tag{1}$$

onde R é a resistência da estaca e S a solicitação de projeto.

2.1 Local de estudo

O estudo refere-se a uma obra industrial na costa do Sudeste brasileiro, em planície costeira próxima ao delta de um rio. O empreendimento é fundado sobre 277 estacas metálicas HP 310x79, com comprimento médio de 39 m. O subsolo é composto por depósitos sedimentares recentes associados a processos costeiros e fluviais, sendo as estacas cravadas até camadas mais competentes.

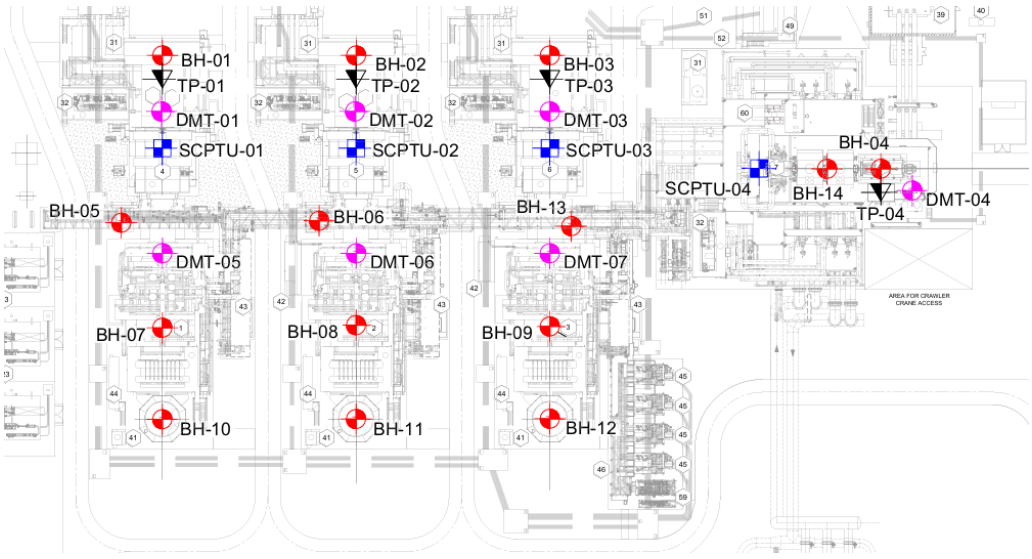


Figura 1. Locação das sondagens na obra industrial.

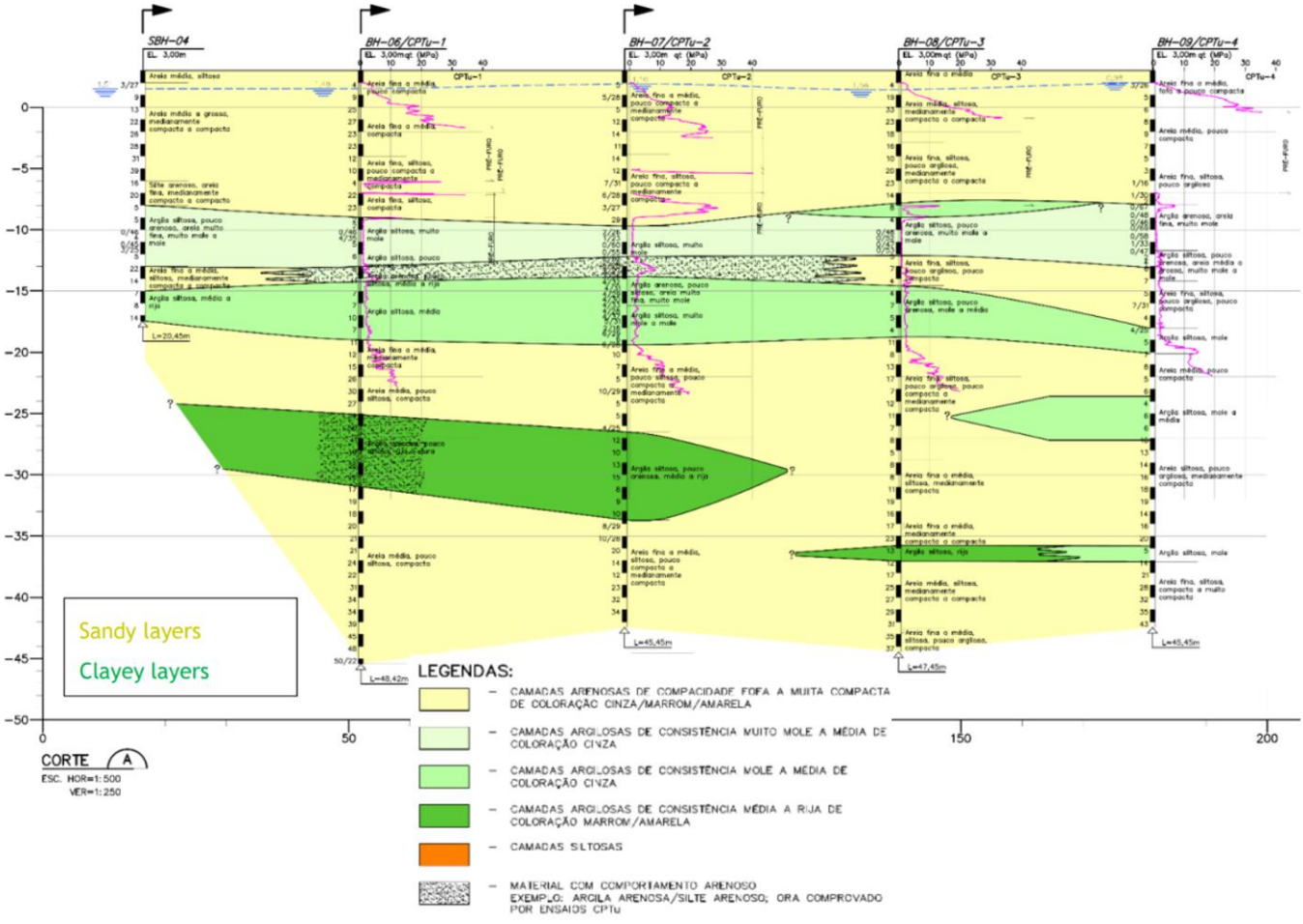


Figura 2. Perfil geotécnico.

2.2 Método Décourt-Quaresma

O método Décourt-Quaresma estima a capacidade de carga axial a partir de correlações com o índice N_{SPT}, decompondo a resistência última em ponta (Qp) e atrito lateral (Qs), que são calculadas em função das tensões unitárias, obtidas por correlações empíricas do tipo:

$$q_p = Cp \,.\, \alpha \,.\, N_{spt} \tag{2}$$

$$f_s = \beta \,.\, N_{spt} \tag{3}$$

Para estacas metálicas, $\alpha = \beta = 1$, sendo $C_p$dependente do tipo de solo (120 kN/m² para argila, 200 kN/m² para silte argiloso, 250 kN/m² para silte arenoso e 400 kN/m² para areia). No presente estudo, as capacidades de carga estimadas pelo método de Décourt-Quaresma foram obtidas a partir de 14 sondagens SPT, sendo os valores resultantes tratados como realizações de uma variável aleatória representativa da resistência das estacas. As capacidades de carga calculadas variam entre 2.135 kN e 3.655 kN.

Tabela 1. Capacidades de carga calculadas.

SPT	Carga de ruptura calculada por Décourt-Quaresma [kN]
SP01	3.652
SP02	3.337
SP03	2.634
SP04	2.876
SP05	3.575
SP06	2.970
SP07	3.252
SP08	3.267
SP09	3.578
SP10	2.722
SP11	3.655
SP12	2.714
SP13	2.860
SP14	2.135

2.3 Ensaio de carregamento dinâmico (PDA)

O ensaio de carregamento dinâmico em estacas, comumente denominado ensaio PDA (*Pile Driving Analyzer*), baseia-se na teoria da propagação unidimensional de ondas em barras elásticas, originalmente desenvolvida por Smith (1960) e posteriormente aprimorada por diversos autores. Inicialmente, a capacidade de carga pode ser avaliada por métodos simplificados, como o método *CASE*, que fornece estimativas rápidas da resistência total. No entanto, para uma análise mais refinada, especialmente em estacas de grande comprimento e em solos estratificados, é empregada a análise *CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program)*.

A análise *CAPWAP* consiste em um procedimento de ajuste iterativo entre os sinais medidos em campo e os sinais calculados por um modelo numérico de propagação de ondas. Nesse processo, são ajustados parâmetros como a distribuição do atrito lateral, a resistência de ponta, o amortecimento do solo e as características do contato estaca–solo, até que se obtenha uma boa concordância entre os registros medidos e simulados. O resultado da análise *CAPWAP* fornece estimativas detalhadas da capacidade de carga estática equivalente da estaca, bem como da parcela de resistência mobilizada ao longo do fuste e na ponta.

Os ensaios PDA foram realizados em 12 estacas metálicas tipo HP 310x79, executadas após o período de cicatrização (*set-up*) do solo, a fim de obter estimativas mais representativa de resistência de longo prazo. As capacidades obtidas variaram entre 2.540 kN e 4.000 kN, conforme compiladas na tabela abaixo:

ENSAIO	Carga de ruptura [kN]
PDA01	2.543
PDA02	3.633
PDA03	3.626
PDA04	2.552
PDA05	3.259
PDA06	2.540
PDA07	4.000
PDA08	2.900
PDA09	3.348
PDA10	3.548
PDA11	3.747
PDA12	3.205

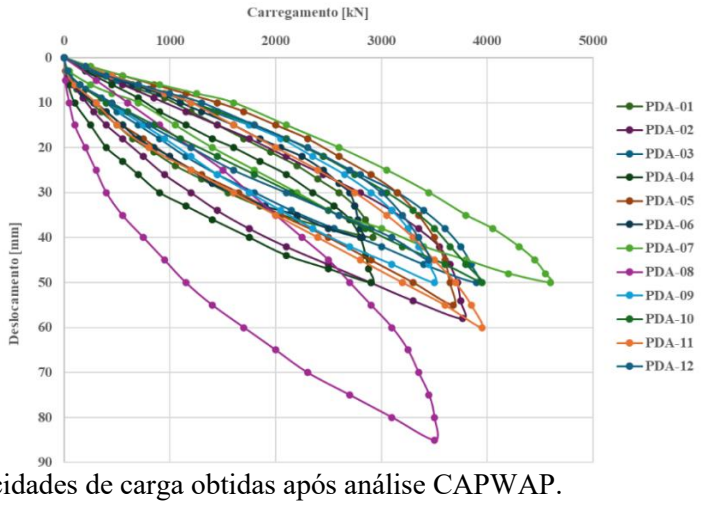


Figura 3. Capacidades de carga obtidas após análise CAPWAP.

2.4 Caracterização estatística da resistência

Foram calculados de forma amostral os parâmetros estatísticos básicos - média, desvio padrão e coeficiente de variação - a partir das amostras disponíveis (12 valores para os ensaios PDA e 14 valores para o método de Décourt-Quaresma). Em seguida, procedeu-se à avaliação da forma das distribuições por meio do cálculo dos coeficientes de assimetria (*skewness*) e de planicidade (*kurtosis*), com o objetivo de verificar a adequação da hipótese de distribuição normal e identificar possíveis desvios desse comportamento. A seguir, apresenta-se um resumo das médias, desvios padrão e coeficientes de variação (COV) obtidos para as duas fontes de dados:

Tabela 2. Média, desvio-padrão e coeficiente de variação da variável resistência.

MÉTODOS	n	μR (kN)	σR (kN)	COV
ECD (PDA)	12	3.242	516	0,16
Décourt-Quaresma	14	3.088	459	0,15

Esses resultados indicam que tanto os ensaios de carregamento dinâmico quanto o método de Décourt-Quaresma fornecem estimativas de capacidade de carga com variabilidade semelhante, embora ligeiramente maior para os ensaios PDA, conforme evidenciado pelo coeficiente de variação. Os coeficientes de assimetria e planicidade foram calculados no *Microsoft Excel* utilizando estimadores amostrais. A assimetria (*skewness)* foi calculada a partir do estimador amostral corrigido, equivalente à função *ASSIMETRIA* do *Excel*, por meio de expressão baseada nos momentos centrais de terceira ordem. Essa abordagem assegura a correção para o tamanho das amostras analisadas. A planicidade (*kurtosis*) foi obtida diretamente por meio da função *CURT*, que fornece o excesso de planicidade em relação à distribuição normal. Os valores obtidos estão apresentados a seguir:

Tabela 3. Coeficientes de assimetria e planicidade.

MÉTODOS	*Skewness*	*Kurtosis*
ECD (PDA)	-0,29	-1,21
Décourt-Quaresma	-0,43	-0,44

Os coeficientes de assimetria obtidos situam-se no intervalo entre −0,5 e +0,5, indicando distribuições aproximadamente simétricas para ambos os conjuntos de dados. Por outro lado, os valores negativos de planicidade, especialmente no caso dos ensaios PDA, indicam distribuições mais achatadas que a normal, com menor concentração de valores em torno da média e caudas menos pronunciadas.

Esses resultados evidenciam que as distribuições das capacidades de carga não seguem rigorosamente o comportamento normal, sobretudo no que se refere à planicidade. Considerando ainda o tamanho das amostras e a natureza física da variável resistência - que é estritamente positiva e resultante de processos geotécnicos complexos - conclui-se que a hipótese de normalidade deve ser adotada com cautela. Assim, embora a aproximação normal seja aceitável para análises preliminares, a aplicação de métodos de confiabilidade capazes de tratar distribuições não normais, como o FORM, pode-se mostrar mais adequada para uma avaliação mais realista do desempenho do estaqueamento.

2.5 FOSM

O método FOSM (*First Order Second Moment*) é uma das abordagens probabilísticas mais tradicionais para a avaliação da confiabilidade estrutural e geotécnica. O método baseia-se na aproximação da função de estado-limite por uma expansão de Taylor de primeira ordem em torno dos valores médios das variáveis aleatórias, utilizando apenas os dois primeiros momentos estatísticos (média e variância).

Para variáveis independentes o índice de confiabilidade é então definido como:

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} \tag{4}$$

A função de estado-limite adotada é linear, $g = R - S$, e a solicitação S é considerada determinística. Nessas condições, o índice de confiabilidade pelo método FOSM assume a forma simplificada:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \tag{5}$$

Portanto:

$$\beta_{FOSM} = \frac{\mu_R - S}{\sigma_R} \tag{6}$$

Embora o método FOSM seja matematicamente simples e de fácil implementação, sua aplicação apresenta limitações quando as variáveis aleatórias não seguem distribuição normal ou quando a função de estado-limite apresenta comportamento não linear. Em particular, quando a resistência é melhor representada por uma distribuição lognormal — situação comum em problemas geotécnicos — o FOSM pode fornecer estimativas conservadoras do índice de confiabilidade, uma vez que a aproximação por momentos não captura adequadamente a assimetria da distribuição.

2.6 FORM

O método FORM (First Order Reliability Method) constitui uma formulação mais geral e rigorosa para a análise de confiabilidade, sendo amplamente empregado em estudos de engenharia estrutural e geotécnica. Diferentemente do FOSM, o FORM não lineariza a função de estado-limite no ponto médio, mas sim no ponto de falha mais provável, também denominado ponto de projeto.

O procedimento do FORM inicia-se com a transformação das variáveis aleatórias do espaço original X para o espaço normal padrão U, no qual todas as variáveis apresentam distribuição normal padrão, com média zero e desvio padrão unitário. Para variáveis originalmente normais, essa transformação é direta. No caso de variáveis não normais, como a lognormal, são utilizadas transformações apropriadas, como o modelo de Nataf. Uma variável lognormal R, por exemplo, pode ser transformada para uma variável normal $Y = \ln(R)$, com parâmetros dados por:

$$\sigma_{lnR}^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma_{lnR}^2}{\mu_R^2}\right) \tag{7}$$

$$\mu_{lnR} = \ln(\mu_R) - \frac{1}{2}\sigma_{lnR}^2 \tag{8}$$

No espaço normal padrão, o índice de confiabilidade β é definido como a menor distância entre a origem e a superfície de falha g(U)=0, sendo obtido pela solução de um problema de otimização. Para funções de estado-limite simples, como g = R – S com solicitação determinística, o cálculo do índice de confiabilidade pode ser expresso de forma analítica:

$$\beta_{FOSM} = \frac{\mu_{lnR} - \ln(S)}{\sigma_{lnR}} \tag{9}$$

quando a resistência é modelada como lognormal.

Uma característica importante do FORM é que, para funções de estado-limite lineares e variáveis normais, os resultados obtidos coincidem com aqueles fornecidos pelo método FOSM. Entretanto, quando ao menos uma das variáveis segue distribuição não normal, como no caso da resistência lognormal, os dois métodos deixam de ser equivalentes, mesmo que a função de estado-limite permaneça linear. Nessas situações, o FORM fornece uma estimativa mais consistente do índice de confiabilidade e da probabilidade de falha.

No presente estudo, o método FORM é empregado como referência para a avaliação da confiabilidade, uma vez que permite incorporar de forma mais adequada a assimetria observada nas distribuições de resistência obtidas tanto pelos ensaios de carregamento dinâmico quanto pelo método de Décourt-Quaresma.

3 RESULTADOS

A caracterização estatística das capacidades de carga obtidas pelos ensaios de carregamento dinâmico (ECD) e pelo método semiempírico de Décourt-Quaresma indicou médias e coeficientes de variação da mesma ordem de grandeza, compatíveis com valores usuais reportados na literatura para fundações profundas. As capacidades obtidas por ECD apresentaram média ligeiramente superior, enquanto o método de Décourt-Quaresma apresentou menor dispersão relativa.

A aplicação do método FOSM, assumindo a resistência como variável normal, resultou em índices de confiabilidade β da ordem de 3,2 para ambos os conjuntos de dados, indicando níveis de segurança semelhantes sob essa hipótese. Já a análise pelo método FORM, com a resistência modelada e assumida como variável lognormal, conduziu a valores de β significativamente superiores, da ordem de 4,4, evidenciando a influência da caracterização probabilística da resistência nos resultados da análise de confiabilidade.

A Tabela 4 apresenta um resumo comparativo dos parâmetros estatísticos e dos resultados das análises de confiabilidade obtidos para cada abordagem considerada.

Tabela 4. Compilado dos resultados.

MÉTODOS	**n**	**μR (kN)**	**σR (kN)**	**COV**	**β (FOSM)**	**Pf (FOSM)**	**β (FORM)**	**Pf (FORM)**
Décourt-Quaresma	14	3.088	459	0,15	3,24	$5{,}9\times10^{-4}$	4,37	$6{,}0\times10^{-6}$
ECD (PDA)	12	3.242	516	0,16	3,18	$7{,}4\times10^{-4}$	4,39	$5{,}6\times10^{-6}$

Observa-se que a diferença entre os índices de confiabilidade obtidos a partir dos ensaios de carregamento dinâmico e do método semiempírico de Décourt-Quaresma é pequena quando comparada ao efeito da hipótese probabilística adotada para a resistência. A modelagem lognormal, aplicada no método FORM, resulta em probabilidades de falha duas ordens de grandeza inferiores às obtidas pelo FOSM, mesmo com função de estado-limite linear.

4 CONCLUSÕES

A aplicação da análise de confiabilidade ao estaqueamento metálico estudado evidenciou o potencial dessa abordagem como complemento às metodologias determinísticas tradicionalmente empregadas no projeto de fundações profundas. A comparação entre as capacidades de carga obtidas por ensaios de carregamento dinâmico (PDA) e pelo método semiempírico de Décourt-Quaresma indicou que, quando caracterizadas estatisticamente, ambas conduzem a níveis de confiabilidade semelhantes, com diferenças relativamente pequenas nos valores médios e nos coeficientes de variação.

Os resultados mostraram que a principal influência sobre o índice de confiabilidade não decorre da origem da estimativa da resistência - experimental ou empírica - mas sim da forma como essa resistência é modelada do ponto de vista probabilístico. A análise pelo método FOSM, baseada na aproximação normal da resistência, resultou em índices de confiabilidade da ordem de $\beta \approx 3{,}2$. Por sua vez, o método FORM, ao permitir o tratamento de distribuições não normais, adotando distribuição lognormal nesse caso, conduziu a valores significativamente mais elevados, da ordem de $\beta \approx 4{,}4$, evidenciando a sensibilidade da análise à caracterização estatística das variáveis envolvidas.

Sob a ótica da aceitabilidade de risco, os níveis de probabilidade de falha obtidos neste estudo situam-se na faixa usualmente associada a obras de engenharia civil e geotécnica de grande porte. De forma conceitual, esses resultados podem ser relacionados aos domínios de aceitabilidade de risco propostos por Baecher e Christian, nos quais fundações e estruturas geotécnicas permanentes são geralmente associadas a

probabilidades anuais de falha da ordem de 10^{-3} a 10^{-4}, dependendo das consequências envolvidas. Embora não se tenha realizado uma análise explícita de consequências neste trabalho, os valores de confiabilidade obtidos são compatíveis com níveis de risco considerados aceitáveis para obras industriais, quando avaliados à luz desse referencial.

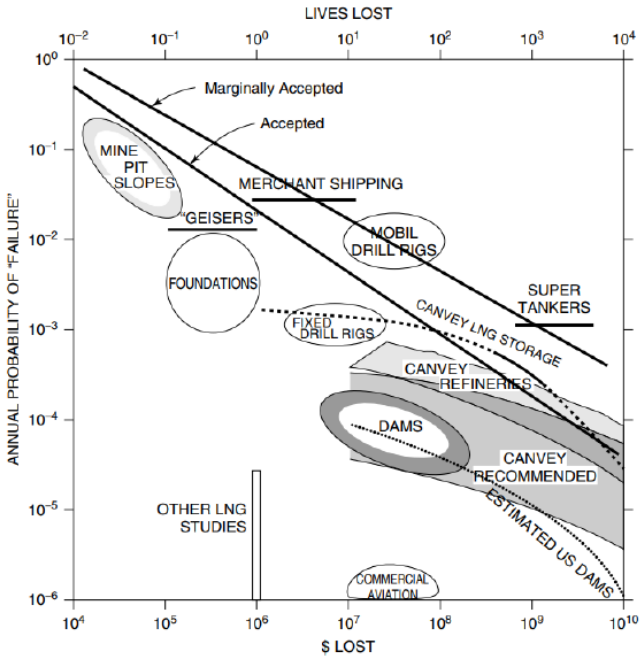


Figura 4. Gráfico de níveis de aceitação de risco (Fonte: Baecher e Christian).

Nesse sentido, a análise de confiabilidade não deve ser interpretada como um critério isolado de verificação, mas como uma ferramenta de apoio à tomada de decisão, permitindo posicionar o projeto em relação a níveis de risco implícitos e explicitando margens de segurança que permanecem ocultas nas abordagens determinísticas tradicionais. A associação entre índices de confiabilidade e domínios de aceitabilidade de risco, conforme discutido por Baecher e Christian, contribui para uma visão mais integrada do projeto, na qual segurança, custo e consequências de falha podem ser avaliados de forma mais racional.

Por fim, conclui-se que a incorporação sistemática de conceitos de confiabilidade ao projeto de fundações profundas representa um avanço metodológico relevante, especialmente em obras de grande porte e elevado impacto econômico. Estudos futuros podem aprofundar essa abordagem por meio da inclusão explícita de análises de consequências, avaliação de risco anualizado e calibração de níveis-alvo de confiabilidade, ampliando a integração entre projeto geotécnico e gestão de risco.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Velloso, D. A., Lopes, F. R. (2010) Fundações. Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil.

Murakami, D. K. (2015) *Novo procedimento para a realização de análise Capwap no ensaio de carregamento dinâmico em estacas pré-moldadas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Escola Politécnica / USP, São Paulo.

Baecher, G. B.; Christian, J. T. (2003) Reliability and statistics in geotechnical engineering. John Wiley & Sons, Chichester. England.

Ang, A. H.-S.; Tang, W. H. (1984) Probability Concepts in Engineering Planning and Design – Volume II: Decision, Risk and Reliability. John Wiley & Sons, New York, USA.

Hasofer, A. M.; Lind, N. C. (1974) Exact and invariant second-moment code format. Journal of the Engineering Mechanics division, v. 100, n. 1, p. 111-121.

Phoon, K. K. (2020) Reliability-based design in geotechnical engineering. CRC Press, Boca Raton, USA.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/9

Análise de desempenho de um bloco sobre estacas pré-moldadas de concreto pelo método S+D

Matheus Bernini Cecere
Engenheiro Civil, CONSAG Engenharia., São Paulo, Brasil, matheus.bernini@agnet.com.br

Marco Aurelio Abreu Peixoto da Silva
Engenheiro Civil, M.Sc., CONSAG Engenharia., São Paulo, Brasil, marco.peixoto@agnet.com.br

Lucas de Araujo Estanqueiro
Engenheiro Civil, CONSAG Engenharia., Rio de Janeiro, Brasil, lucas.estanqueiro@agnet.com.br

Lucas Ribeiro Silva
Engenheiro Civil, CONSAG Engenharia., São Paulo, Brasil, lucas.silva@agnet.com.br

Nathalia Pizzol de Oliveira
Engenheira Civil, Casagrande Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, npoliveira@cagen.com.br

RESUMO: O presente estudo tem por objetivo analisar o desempenho de um bloco de fundação apoiado sobre estacas pré-moldadas de concreto, com ênfase na avaliação da capacidade de carga mobilizada por cada elemento cravado. Para a condução da investigação, foram realizados Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD) com aplicação de energia crescente em estacas testes. A partir dos resultados obtidos nos ECD's, foram determinados os parâmetros do método S+D, possibilitando a estimativa da capacidade de carga das demais estacas por meio das medições de nega e repique registradas durante o processo de cravação. O bloco analisado corresponde à fundação de uma Obra de Arte Especial rodoviária, implantada na região metropolitana do Rio de Janeiro, caracterizada pela ocorrência de depósitos sedimentares constituídos por solos moles. O estudo tem como propósito comparar as capacidades de carga indicadas pelos ECD's com as estimativas calculadas pelo método S+D, visando verificar a aplicabilidade da metodologia proposta na análise do desempenho de estaqueamentos.

PALAVRAS-CHAVE: método S+D, estaca pré-moldada, fundação, solos moles.

ABSTRACT: The present study aims to evaluate the performance of a pile cap supported by precast concrete piles, with emphasis on assessing the load-bearing capacity mobilized by each driven pile. To this end, Dynamic Load Tests (PDA) with progressively increasing energy levels were carried out on selected test piles. Based on the PDA results, the parameters of the S+D method were calibrated, allowing the estimation of the load-bearing capacity of the remaining piles through the set and rebound measurements recorded during the driving process. The analyzed pile cap constitutes the foundation of a highway bridge structure located in the metropolitan region of Rio de Janeiro, Brazil, an area characterized by sedimentary deposits consisting predominantly of soft soils. The study compares the load-bearing capacities obtained from the PDA with those estimated using the S+D method, aiming to assess the applicability of the proposed methodology for evaluating the performance of pile foundations.

KEYWORDS: method S+D, precast piles, foundation, soft soils.

1 INTRODUÇÃO

O estudo apresentado avalia o desempenho das estacas de um bloco de fundação de uma Obra de Arte Especial rodoviária, implantada em uma rodovia na região metropolitana do Rio de Janeiro.

O projeto executivo considerou a cravação de estacas pré-moldadas com diâmetro de 60 cm, sendo que no início das atividades de campo foi executada uma estaca teste com a realização de um ensaio de carregamento dinâmico (PDA), de forma que seja possível considerar no projeto geotécnico um fator de segurança reduzido.

Após a execução do ensaio PDA, os resultados obtidos foram retroanalisados para a aplicação do método S+D na análise de desempenho das demais estacas do bloco de fundação estudado.

2 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

A análise das cartas geológicas permite situar a área de estudo no contexto morfoestrutural da Baixada da Baía de Guanabara, inserida na região metropolitana do Rio de Janeiro, caracterizada pela intensa acumulação de sedimentos flúvio-marinhos de idade quaternária. A área desenvolve-se sobre superfície predominantemente aplainada, correspondente a extensas planícies flúvio-marinhas que incluem ambientes de manguezal, configurando um cenário geotécnico propício à ocorrência de solos moles, com baixa resistência mecânica e elevada compressibilidade.

Os depósitos sedimentares apresentam granulometria variada, abrangendo desde cascalhos até argilas, formados em ambientes fluviais e marinho-costeiros ao longo das calhas dos rios e de amplas planícies deposicionais. Em função de sua idade geológica recente, esses materiais são, em geral, inconsolidados e pouco adensados, destacando-se a presença de argilas orgânicas saturadas, com baixa resistência ao cisalhamento e alta compressibilidade. Conforme indicado pela Carta de Geodiversidade da CPRM (2008), a área caracteriza-se ainda por baixa capacidade de suporte e nível freático subaflorante a aflorante, abrangendo planícies de maré e manguezais, bem como planícies fluviomarinhas holocênicas, compostas por sedimentos argiloarenosos a argilosos, ricos em matéria orgânica, sais e enxofre.

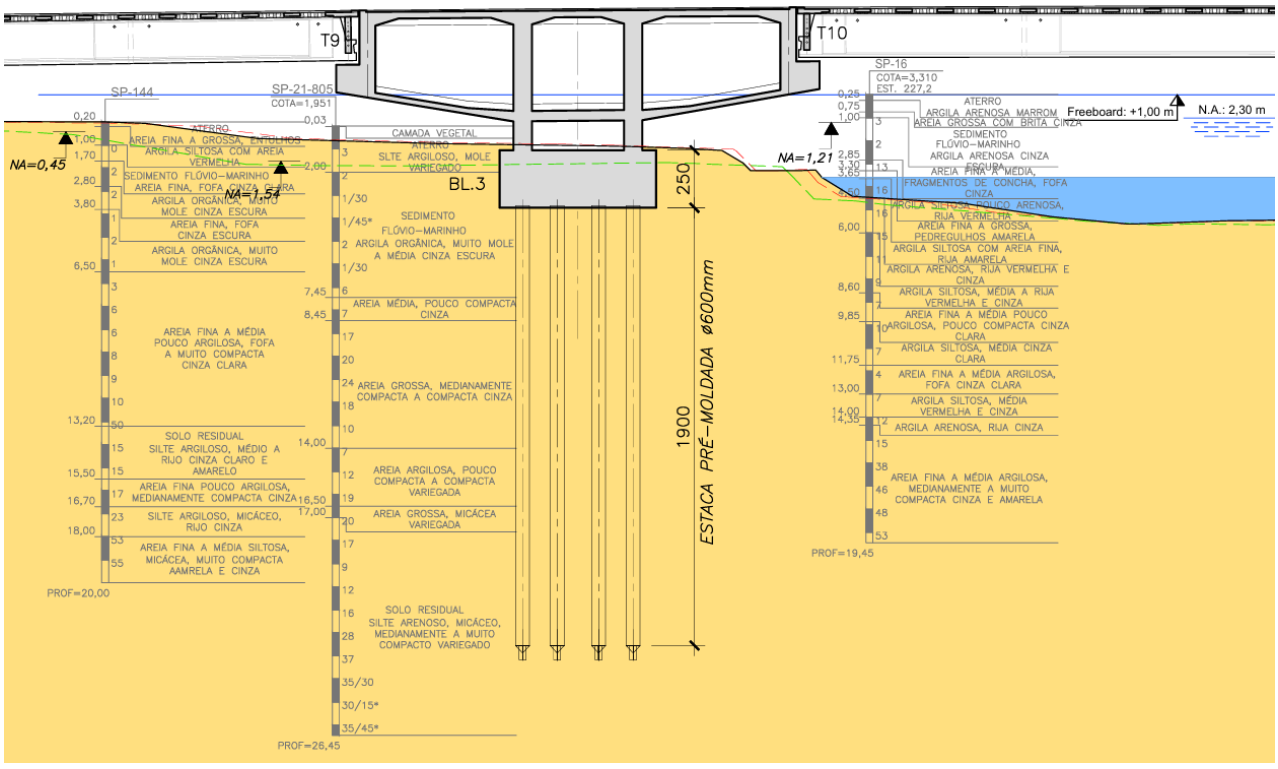


Figura 1 - Boletins de sondagem na região do bloco de fundação analisado.

3 MÉTODOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS

3.1 Método S+D

O método S+D proposto por Aoki (1996 apud Cintra et al. 2013) consiste em calcular a capacidade de carga de estacas cravadas por meio do monitoramento da nega e repique durante o instante final de cravação. Para tanto, deve-se primeiro estabelecer alguns parâmetros geotécnicos por meio de uma retroanálise de um Ensaio de Carregamento Dinâmico executado com energia crescente.

Conforme apresentador por Querelli (2022), o método S+D pode ser escrito da seguinte forma:

$$R_{mx} = \zeta \cdot \frac{\eta \cdot W \cdot h}{s+D} \quad (1)$$

Onde:

Rmx = resistência última geotécnica da estaca
η = eficiência da cravação
W = peso do martelo
h = altura de queda do martelo
s = nega no instante final de cravação

Sendo que os parâmetros η e ζ podem ser calculados através de uma retroanálise de um Ensaio de Carregamento Dinâmico executado com energia crescente.

3.2 Definição de Parâmetros pelo Ensaio de Carregamento Dinâmico

Para a definição dos parâmetros utilizados no método S+D, foi realizado um Ensaio de Carregamento Dinâmico com energia crescente em uma estaca teste, cravada no local do bloco de fundação (estaca E46). O ensaio em questão foi executado 10 dias após a cravação, visando inclusive avaliar o ganho de resistência por set-up.

Tabela 1 - Resultados do ensaio PDA executado com energia crescente na estaca E46 do bloco de fundação.

Table 1

BN	LP m	RMX tn	DMX mm	EMX tn-m	DH m	ETH (%)	ETR (%)	FMX tn	CSX Mpa	CSI Mpa	CSB Mpa	TSX Mpa	BTA (%)	SET mm
AG - BR-493 - Itaboraí - RJ - 3ª Mobilização														
E46														
1	37,00	135,5	5,80	0,68	0,10	84,9	7,1	153,8	8,9	10,9	5,9	1,2	100,0	1,00
2	37,00	201,4	10,34	2,03	0,30	84,7	21,2	243,0	14,1	15,8	9,8	2,1	100,0	1,00
3	37,00	252,0	15,14	4,08	0,60	85,0	42,5	327,5	19,0	21,7	14,4	3,0	100,0	3,00
4	37,00	283,4	18,49	5,85	0,80	91,4	60,9	383,2	22,2	25,6	17,6	3,2	78,0	4,00
5	37,00	302,5	20,96	7,25	1,00	90,6	75,5	422,9	24,5	28,4	20,2	3,6	81,0	6,00
6	37,00	307,0	21,61	7,72	1,10	87,7	80,4	439,8	25,5	29,5	21,0	3,5	80,0	4,91
Maximum	37,00	307,0	21,61	7,72	1,10	91,4	80,4	439,8	25,5	29,5	21,0	3,6	100,0	6,00
@ BN	1	6	6	6	6	4	6	6	6	6	6	5	1	5

Destaca-se que este estudo considerou o ensaio PDA executado com energia crescente com um Match Quality pela análie CAPWAP de 1,78. Assim sendo, os resultados obtidos no Ensaio de Carregamento Dinâmico possuem uma boa qualidade, e podem ser utilizados para o estudo proposto.

```
CAPWAP match quality      =    1.78        (Wave Up Match) ; RSA = 0
Observed: Final Set       =   5.900 mm;    Blow Count      =     169 b/m
Computed: Final Set       =   4.909 mm;    Blow Count      =     204 b/m
Transducer     F3 (D979)  CAL:  91.4; RF: 1.00; F4 (D990)  CAL:  91.3; RF: 1.00
               A3 (K2484) CAL:   325; RF: 1.00; A4 (K6069) CAL:   390; RF: 1.00
```

Figura 2 - Indicação do CAPWAP Match Quality do ensaio PDA executado na estaca teste E46.

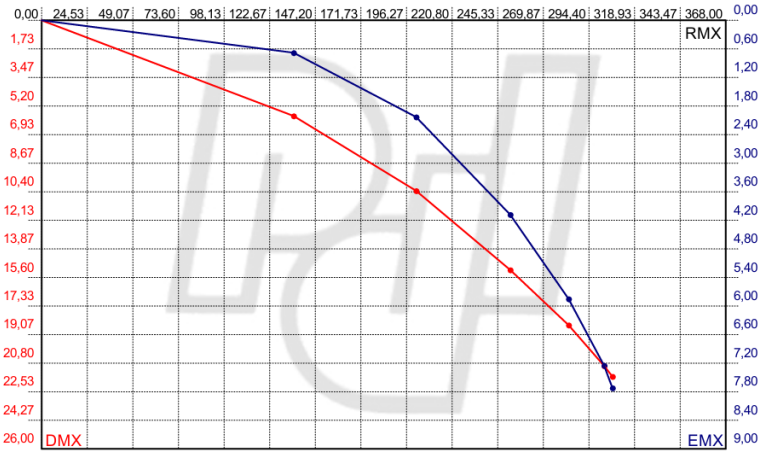


Figura 3 - Resultado do ensaio PDA com energia crescente na estaca teste 10 dias após a cravação.

A partir dos dados obtidos pelo PDA, deve-se então estabelecer a regressão linear encontrada no ensaio entre a Energia Potencial (EMX) e o Deslocamento (DMX).

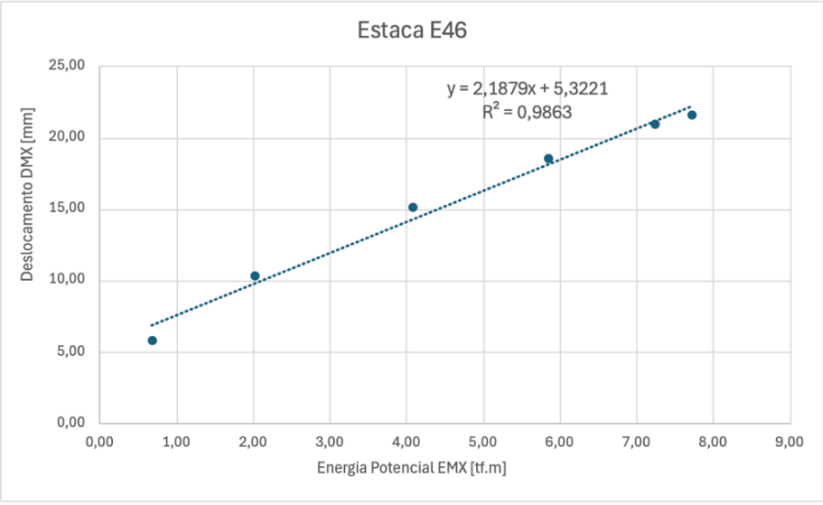


Figura 4 - Regressão linear estabelecida pelo ensaio PDA entre EMX e DMX (Estaca E46).

A partir da regressão linear realizada, calcula-se então os parâmetros “a” e “b”:

$$DMX = a\,.EMX + b \tag{2}$$

A eficiência da cravação é estabelecida a partir da seguinte relação obtida com o ensaio PDA:

$$\eta = \frac{EMX}{DH\,.W} \tag{3}$$

No caso do PDA executado com energia crescente, calcula-se uma eficiência média de 87%.

O parâmetro ζ será calculado a partir dos dados do PDA utilizando a seguinte expressão:

$$\zeta = RMX \,.\frac{(S+DMX)}{EMX} \tag{4}$$

No caso do PDA executado na estaca teste, calcula-se para o parâmetro ζ um valor médio de 1,14.

Tabela 2 - Planilha de cálculo com os valores médios dos parâmetros η e ζ.

ESTACA E46 - PDA NO FINAL DA CRAVAÇÃO (EOD)							a =	2,1879		b =	5,3221	
BN	**DH** [m]	**S** [mm]	**RMX** [tf]	**EMX** [tf.m]	**DMX** [mm]	**W** [tf]	**η**	**ζ**	**Dmx** [mm]	**Rmx** [tf]	**Emx** [tf.m]	**Rmx/RMX**
1	0,10	1,00	135,50	0,68	5,80	8,00	0,85	1,36	6,85	101,94	0,70	0,752
2	0,30	1,00	201,40	2,03	10,34	8,00	0,85	1,13	9,91	220,08	2,10	1,093
3	0,60	3,00	252,00	4,08	15,14	8,00	0,85	1,12	14,50	274,44	4,19	1,089
4	0,80	4,00	283,40	5,85	18,49	8,00	0,91	1,09	17,56	297,02	5,59	1,048
5	1,00	6,00	302,50	7,25	20,96	8,00	0,91	1,12	20,62	300,71	6,99	0,994
6	1,10	4,91	307,00	7,72	21,61	8,00	0,88	1,05	22,15	325,41	7,69	1,060
Média							**0,87**	**1,14**				**1,006**

Onde:

Os parâmetros DH, S, RMX, EMX, DMW e W foram medidos durante o ensaio PDA executado com energia crescente na estaca teste;

Os parâmetros Dmx, Rmx e Emx foram calculados pela formulação do método S+D apresentada anteriormente;

O parâmetro Rmx/RMX avalia se a resistência calculada pelo método S+D está compatível com o valor de RMX medido durante a execução do ensaio PDA;

O valor médio do parâmetro Rmx/RMX ficou em 1,006, o que mostra que o cálculo pelo método S+D está condizente com os valores medidos durante o ensaio PDA.

Dessa forma, para o cálculo da capacidade de carga pelo método S+D para as demais estacas do bloco de fundação analisado serão considerados os seguintes parâmetros:

η = 0,87
ζ = 1,14
W = altura de queda do martelo no instante final de cravação da estaca
H = peso do pilão do martelo utilizado para a cravação da estaca
S = medida de nega no instante final e cravação da estaca

$$Emx = \eta \,.W\,.H = 0{,}87\,.W\,.H \tag{5}$$

$$Dmx = 2{,}1879 \times Emx + 5{,}3221$$

$$Rmx = \zeta \,.\frac{Emx}{(S + Dmx)} = 1{,}14\,.\frac{0{,}87\,.W\,.H}{(S + 2{,}1879\,.0{,}87\,.W\,.H + 5{,}3221)}$$

Onde:

Os parâmetros S, W e H serão medidos durante a cravação das estacas, e podem ser obtidos pelo digrama de cravação dos elementos;



Figura 5 - Execução do ensaio de carregamento dinâmico (PDA) na estaca teste.

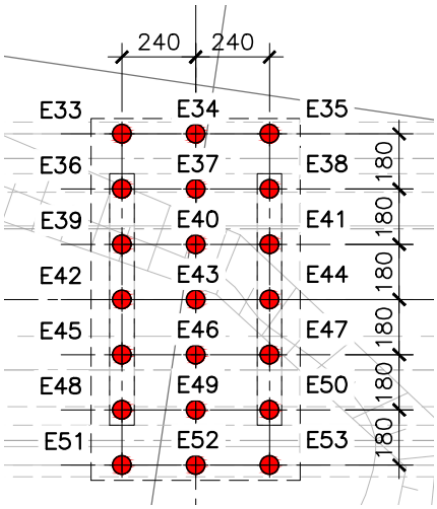


Figura 6 - Arranjo das estacas de fundação no bloco analisado.

3.3 Análise do Set-Up

Conforme informado anteriormente, o ensaio PDA na estaca E46 foi realizado 10 dias após a cravação do elemento de fundação. Assim sendo, os resultados no instante final de cravação (EOD) serão comparados com os resultados no instante da recravação após 10 dias para avaliar o efeito de set-up.

Para avaliar o efeito de set-up nas estacas cravadas foram comparados os valores de Rmx calculados pelo Método S+D no instante final de cravação, com o valor de RMX calculado durante a execução do ensaio PDA (10 dias após a cravação).

Tabela 3 - Avaliação do set-up na estaca E46.

BOLETIM DE CRAVAÇÃO			**MÉTODO S+D**						**ENSAIO PDA**	
Martelo: **8,00 t**			a = **2,1879**			b = **5,3221**				
L [m]	**Alt. de Queda** [m]	**Nega para 10 golpes** [mm]	**η**	**ζ**	**S** [mm]	**Emx** [tf.m]	**Dmx** [mm]	**Rmx** [tf]	**RMX** [tf]	**SET-UP**
37,0	0,60	23	0,87	1,14	2,3	4,19	14,5	285,9	307,0	1,07

Final da cravação (EOD): Rmx = 285,9 tf ; calculado pelo método S+D
Recravação após 10 dias (PDA): RMX = 307 tf ; calculado pelo ensaio PDA

Set-up calculado na estaca:

$$\frac{RMX}{Rmx} = \frac{307\ tf}{285{,}9\ tf} = \mathbf{1{,}07}$$

4 ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA

4.1 Bloco de Fundação Analisado

O presente trabalho analisou o desempenho de um bloco de fundação composto por 21 estacas pré-moldadas de concreto com diâmetro de 60 cm e carga de trabalho de 2000 kN.

Vale pontuar que para estabelecer os parâmetros do método S+D, foi utilizado como base o ensaio PDA executado na estaca teste (E46) com energia crescente.

4.2 Capacidade de Carga das Estacas de Fundação

Ao avaliar os boletins com os diagramas de cravação das estacas pré-moldadas foram calculadas as seguintes capacidades de carga para as estacas de fundação do bloco analisado.

Tabela 4 - Carga admissível calculada para as estacas do bloco de fundação pelo método S+D, considerando o efeito do set-up.

FINAL DA CRAVAÇÃO (EOD)					MÉTODO S+D						CARGA ADMISSÍVEL		
					a = 2,1879			b = 5,3221			FS = 1,60		
Estaca	L [m]	H [m]	W [t]	Nega para 10 golpes [mm]	S [mm]	η	ζ	Emx [tf.m]	Dmx [mm]	Rmx [tf]	SET-UP	Ru [tf]	Carga Adm. [tf]
E33	27,0	0,60	8,0	8,0	0,80	0,87	1,14	4,19	14,50	313,9	1,07	337,1	210,7
E34	27,0	0,60	8,0	10,0	1,00	0,87	1,14	4,19	14,50	309,9	1,07	332,7	208,0
E35	29,5	0,60	8,0	10,0	1,00	0,87	1,14	4,19	14,50	309,9	1,07	332,7	208,0
E36	26,0	0,60	8,0	10,0	1,00	0,87	1,14	4,19	14,50	309,9	1,07	332,7	208,0
E37	27,0	0,60	8,0	8,0	0,80	0,87	1,14	4,19	14,50	313,9	1,07	337,1	210,7
E38	27,3	0,60	8,0	10,0	1,00	0,87	1,14	4,19	14,50	309,9	1,07	332,7	208,0
E39	26,8	0,60	8,0	10,0	1,00	0,87	1,14	4,19	14,50	309,9	1,07	332,7	208,0
E40	26,7	0,60	8,0	13,0	1,30	0,87	1,14	4,19	14,50	304,0	1,07	326,4	204,0
E41	28,0	0,60	8,0	10,0	1,00	0,87	1,14	4,19	14,50	309,9	1,07	332,7	208,0
E42	28,5	0,60	8,0	8,0	0,80	0,87	1,14	4,19	14,50	313,9	1,07	337,1	210,7
E43	25,0	0,60	8,0	10,0	1,00	0,87	1,14	4,19	14,50	309,9	1,07	332,7	208,0
E44	27,0	0,60	8,0	7,0	0,70	0,87	1,14	4,19	14,50	316,0	1,07	339,3	212,1
E45	26,1	0,60	8,0	11,0	1,10	0,87	1,14	4,19	14,50	307,9	1,07	330,6	206,6
E47	24,8	0,60	8,0	8,0	0,80	0,87	1,14	4,19	14,50	313,9	1,07	337,1	210,7
E48	26,0	0,60	8,0	10,0	1,00	0,87	1,14	4,19	14,50	309,9	1,07	332,7	208,0
E49	25,5	0,60	8,0	10,0	1,00	0,87	1,14	4,19	14,50	309,9	1,07	332,7	208,0
E50	24,4	0,60	8,0	10,0	1,00	0,87	1,14	4,19	14,50	309,9	1,07	332,7	208,0
E51	23,5	0,75	8,0	7,0	0,70	0,87	1,14	5,24	16,79	343,2	1,07	368,5	230,3
E52	24,2	0,60	8,0	7,0	0,70	0,87	1,14	4,19	14,50	316,0	1,07	339,3	212,1
E53	23,4	0,60	8,0	10,0	1,00	0,87	1,14	4,19	14,50	309,9	1,07	332,7	208,0
Média	**26,2**									**312,5**			**209,8**

Tendo em vista que foi executada uma prova de carga prévia em uma estaca teste, foi definido para o projeto executivo das estacas de fundação um fator de segurança de 1,60. Tal definição está de acordo com o estabelecido pelo item 6.2.1.2.2 da norma técnica ABNT NBR 6.122:2022.

Para o cálculo das Cargas Admissíveis indicadas na Tabela 4, foi realizado o seguinte cálculo:

- Resistência última geotécnica considerando set-up:

$$Ru = Rmx \times Set - up = 1{,}07 \times Rmx \quad (7)$$

- Carga admissível considerando FS = 1,60:

$$Qadm = \frac{Ru}{FS} = \frac{1{,}07 \times Rmx}{1{,}60} \quad (8)$$

4.3 Retroanálise dos resultados obtidos

Para avaliar se o método S+D conseguiu estimar as Cargas Admissíveis das estacas de forma adequada, foram realizados três Ensaios de Carregamento Dinâmico (PDA) adicionais. Novamente os ensaios foram executados 10 dias após a cravação dos elementos de fundação, de forma que seja possível avaliar as capacidades já considerando o ganho de resistência defido ao efeito de set-up.

A seguir está indicado na Tabela 5 um comparativo das Cargas Admissíveis nas estacas calculadas pelo método S+D com os valores medidos pelos 3 ensaios PDA adicionais.

Tabela 5 - Comparativo das Cargas Admissíveis calculadas pelo Método S+D com os valores do PDA.

Local	Método S+D			Ensaio PDA		
Estaca	Rmx [tf]	Ru [tf]	Qadm FS = 1,60 [tf]	RMX [tf]	Match Quality	Qadm FS = 1,60 [tf]
E37	313,9	337,1	210,7	400,0	2,25	250,0
E47	313,9	337,1	210,7	460,0	1,27	287,5
E49	309,9	332,7	208,0	437,7	1,06	273,6

A seguir está indicado como exemplo o resultado obtido com o ensaio PDA na estaca E37, executado como forma de avaliar a acurácia do método S+D.

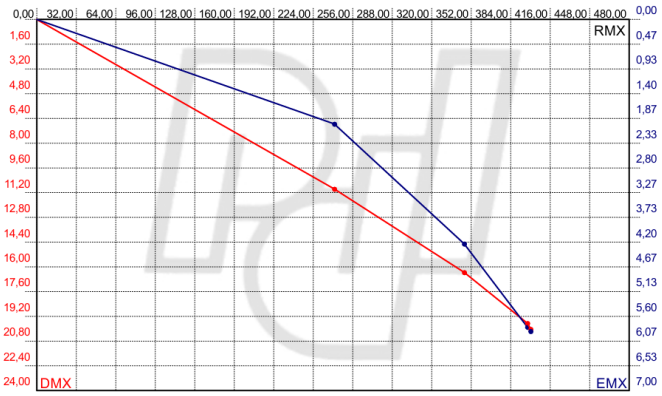


Figura 7 - Ensaio PDA executado na estaca E37 para avaliar a acurácia do método S+D.

5 CONCLUSÕES

A retroanálise do ensaio PDA na estaca teste com o método S+D permitiu avaliar o desempenho das estacas de fundação cravadas na obra, sendo que apenas com as medições da altura de queda do martelo e da nega final de cravação foi possível estimar a carga admissível nos elementos.

Em complemento, a execução do ensaio PDA na estaca teste 10 dias após a cravação permitiu avalair o ganho de resistência devido ao efeito do set-up. Tal consideração foi incorporada no cálculo das cargas admissíveis das estacas de fundação.

Com a finalidade de avaliar a acurácia do método S+D na estimativa da carga admissível das estacas, foram executados 3 ensaios PDA adicionais 10 dias após a cravação das estacas. Ao comparar as cargas admissíveis calculadas pelo método S+D com os valores medidos nos ensaios PDA das estacas E37, E47 e E49, observa-se que a metodologia utilizada conseguiu indicar a capacidade de carga dos elementos com uma boa acurrácia e segurança.

Após a aplicação do método S+D, observa-se que a metodologia proposta pode ser utilizada no controle e acompanhamento de obras geotécnicas de fundações cravadas, fornecendo resultados seguros para a análise de desempenho de estacas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CINTRA, J. C.; AOKI, N.; TSUHA, C. de H. C.; GIACHETI, H. L. (2013). Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos. São Paulo: Oficina de Textos.

QUERELLI, A.; SOUZA, T. J.; AOKI, N. (2022). Aplicação do método S+D calibrado à duas obras na baixada Fluminense. XI Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul – GEORS 2022, Santa Maria.

AOKI, N. (1997). Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Tese de Doutorado – EESC - Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/10

Análise de Parâmetros de Execução e Resistência em Estacas Pré-Moldadas: um Estudo de Caso de Obra de Fundação Profunda na Cidade do Recife-PE

Giovana Lúcia Neves Pereira
Docente. Escola Politécnica de Pernambuco da Universidade de Pernambuco - UPE, Recife, Brasil, giovana_nevesp14@gmail.com

Pedro Eugênio Silva de Oliveira
Professor Doutor, Escola Politécnica de Pernambuco da Universidade de Pernambuco - UPE, Recife, Brasil, pedro.oliveira@poli.br

Joaquim Teodoro Romão de Oliveira
Professor Doutor, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, Brasil, jtrdo@uol.com.br

RESUMO: A cidade do Recife apresenta condições geotécnicas complexas devido à presença de argilas moles e solos altamente compressíveis, típicos de sua formação flúvio-marinha, o que impõe desafios significativos às fundações profundas. Este trabalho analisa o comportamento executivo de estacas pré-moldadas de concreto em solo mole, enfatizando a influência da investigação geotécnica e do monitoramento dinâmico no desempenho das fundações. O estudo tomou como base um empreendimento real que passou por três campanhas de sondagem ao longo de quatro meses, resultando em revisões do projeto devido à insuficiência inicial de dados. A metodologia envolveu visitas de campo, análise de boletins de obra, uso do software para modelagem tridimensional do terreno e interpretação de parâmetros executivos como energia de cravação, nega e repique. Foram analisadas 27 estacas quanto à energia mobilizada, utilizandos os perfis de N_{SPT} dos furos SP01, SP02 e SP03a, e executados ensaios de carregamento dinâmico (PDA) nas estacas E20 e E40, permitindo comparações entre resistência lateral, energia aplicada e comportamento previsto pelas sondagens. Os resultados mostraram convergência significativa entre os perfis de energia, N_{SPT} e PDA, indicando consistência entre o comportamento real e a estratigrafia do subsolo. A ausência de investigação adequada na fase inicial resultou em retrabalhos, reformulação do projeto de fundação — reduzido de 63 para 41 estacas — e atraso aproximado de quatro meses na execução. O uso do método observacional foi essencial para ajustes de profundidade e validação dos parâmetros de resistência. Conclui-se que o conhecimento detalhado do subsolo, aliado ao controle dinâmico e à modelagem 3D, é fundamental para decisões seguras, evitando atrasos e garantindo confiabilidade em obras de fundações em solos moles.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações Profundas, Solos Moles, Estacas Pré-Moldadas, Método Observacional, Ensaio de Carregamento Dinâmico.

ABSTRACT: The city of Recife has complex geotechnical conditions due to the presence of soft clays and highly compressible soils, typical of its fluvial-marine formation, which poses significant challenges for deep foundations. This study analyzes the performance of precast concrete piles in soft soil, emphasizing the influence of geotechnical investigation and dynamic monitoring on foundation performance. The study was based on a real project that underwent three drilling campaigns over four months, resulting in design revisions due to initial data insufficiency. The methodology involved field visits, analysis of construction reports, use of software for three-dimensional terrain modeling, and interpretation of performance parameters such as driving energy, refusal, and rebound. Twenty-seven piles were analyzed for mobilized energy, using the N_{SPT} profiles of holes SP01, SP02, and SP03a, and dynamic load tests (PDA) were performed on piles E20 and E40, allowing comparisons between lateral resistance, applied energy, and behavior predicted by the surveys. The results showed significant convergence between the energy, N_{SPT}, and PDA profiles, indicating consistency between actual behavior and subsoil stratigraphy. The lack of adequate investigation in the initial phase resulted in rework, redesign of the foundation—reduced from 63 to 41 piles—and a delay of approximately four months

in execution. The use of the observational method was essential for depth adjustments and validation of resistance parameters. It is concluded that detailed knowledge of the subsoil, combined with dynamic control and 3D modeling, is fundamental for safe decisions, avoiding delays and ensuring reliability in foundation works in soft soils.

KEYWORDS: Deep Foundations, Soft Soils, Precast Piles, Observational Method, Dynamic Load Test.

1 INTRODUÇÃO

O solo, embora seja objeto de estudo de diferentes áreas do conhecimento, assume significados específicos conforme o contexto em que é analisado. Na engenharia civil, especialmente na geotecnia, ele pode ser compreendido como o terreno de fundação, responsável por receber e transmitir ao maciço as cargas provenientes da estrutura (Oliveira, 2018). Considerando que uma edificação é composta por superestrutura, infraestrutura e terreno de fundação, a interação solo-estrutura torna-se determinante na definição do sistema de fundação, devendo compatibilizar as exigências estruturais com as características geológicas e geotécnicas do terreno (Gusmão, 2005; Terzaghi et al., 1996). Entretanto, a grande variabilidade natural dos solos e as limitações das investigações geotécnicas tornam a estimativa de seus parâmetros um dos principais desafios da engenharia de fundações (Cabette, 2014).

Esse cenário é particularmente evidente na cidade do Recife-PE, situada em uma planície flúvio-marinha formada por depósitos sedimentares recentes, composta por camadas de areias finas, siltes, turfas e extensas argilas moles saturadas (Gusmão Filho, 1998; Oliveira et al., 2016). Tais condições geotécnicas, associadas ao processo de verticalização urbana, levaram à consolidação do uso de fundações profundas na região, uma vez que as camadas superficiais frequentemente apresentam baixa capacidade de suporte e elevada compressibilidade. Entre as soluções adotadas, destacam-se as estacas pré-moldadas de concreto, amplamente utilizadas em obras urbanas devido à elevada capacidade de carga, ao controle de qualidade associado à fabricação industrial e à durabilidade do material (Alonso, 2019).

A execução dessas estacas permite ainda o acompanhamento do processo de cravação por meio de parâmetros dinâmicos, como nega, repique e energia de cravação, que fornecem indicativos sobre a mobilização da resistência do sistema estaca-solo (Cintra et al., 2013). Esse controle pode ser complementado por ensaios instrumentados, como o ensaio de carregamento dinâmico realizado com o equipamento *Pile Driving Analyzer* (PDA), baseada na teoria da propagação de ondas, permitindo estimar a capacidade de carga mobilizada, avaliar tensões atuantes e verificar a integridade estrutural da estaca (Cintra et al., 2013).

Nesse contexto, destaca-se o Método Observacional proposto por Terzaghi e sistematizado por Peck (1969), que considera que, em obras geotécnicas, os parâmetros obtidos em projeto representam hipóteses iniciais sujeitas à verificação durante a execução. A partir do monitoramento sistemático do comportamento do solo e da fundação, torna-se possível confirmar ou ajustar as premissas de projeto, permitindo intervenções quando necessário e aumentando a segurança do empreendimento (CIRIA, 1999). Assim, esta pesquisa tem como objetivo analisar o comportamento de uma fundação profunda executada com estacas pré-moldadas de concreto em solo mole na cidade do Recife-PE, a partir da interpretação de dados de acompanhamento de campo obtidos durante a execução da obra.

2 METODOLOGIA

2.1 Descrição a Obra e Levantamento e Dados

O estudo baseia-se na análise de uma edificação industrial de três pavimentos localizada no bairro de São José, no município do Recife–PE. A estrutura é composta predominantemente por elementos de concreto armado, organizados em sistema aporticado formado por pilares, vigas e lajes, distribuídos entre bloco de fundação, pavimento térreo, primeiro pavimento e coberta.

Em função das características estruturais do empreendimento e das condições geotécnicas típicas da planície recifense, foi adotado um sistema de fundações profundas em estacas pré-moldadas de concreto. A

análise desenvolvida concentra-se na avaliação dos parâmetros de execução dessas estacas e na interpretação de seu comportamento durante a fase executiva.

A caracterização geotécnica do terreno baseou-se em três campanhas de sondagens do tipo SPT realizadas entre dezembro de 2021 e fevereiro de 2022. Inicialmente foram executados dois furos (SP01 e SP02), que permitiram uma caracterização preliminar do subsolo, indicando a presença de aterro superficial, camadas arenosas com diferentes graus de compacidade e uma camada de argila orgânica muito mole, associada a baixos valores de resistência à penetração.

Com o objetivo de complementar as informações obtidas, foi executado um terceiro furo intermediário (SP03a). Entretanto, inconsistências nos resultados motivaram a realização de uma nova perfuração adjacente (SP03b), que atingiu aproximadamente 33 m de profundidade e possibilitou uma definição mais confiável da estratigrafia local.

2.2 Elaboração dos Perfis Geotécnicos

A partir dos resultados das sondagens, foram elaborados perfis geotécnicos representativos do terreno com o objetivo de interpretar a distribuição das camadas de solo e sua continuidade lateral. Inicialmente foi desenvolvido um perfil preliminar utilizando os furos SP01, SP02 e SP03a, o qual evidenciou inconsistências estratigráficas que justificaram a realização de novas investigações.

Com a substituição do furo SP03a pelo SP03b, foi possível elaborar um novo perfil geotécnico mais coerente com a realidade do subsolo, evidenciando a presença de camadas compressíveis espessas associadas a depósitos argilosos moles, intercaladas por camadas arenosas mais resistentes. Esse perfil serviu como base para o dimensionamento final das fundações do empreendimento. A Figura 1 demonstra essa comparação.

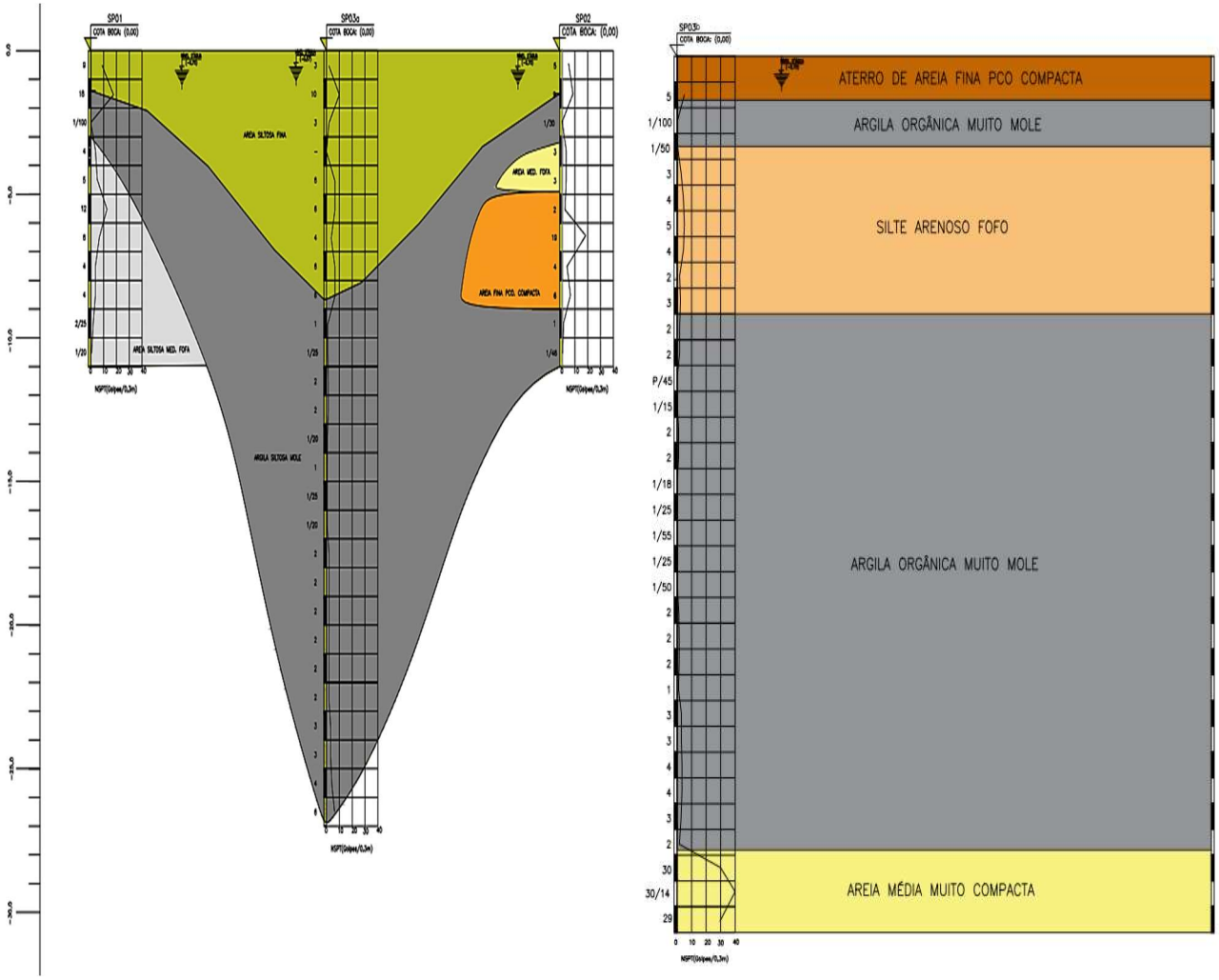


Figura 1. Comparativo entre os perfis de sondagem.

2.3 Definição e Evolução do Projeto de Fundações

O projeto de fundações evoluiu à medida que novas informações geotécnicas foram obtidas durante as campanhas de sondagem. A primeira proposta de fundação foi elaborada com base nas sondagens iniciais e previa a execução de 63 estacas pré-moldadas de diferentes seções. Com a execução da terceira campanha de sondagem e melhor definição das camadas resistentes do subsolo, o projeto foi revisado, resultando em uma solução mais racional e economicamente viável. A comparação entre as soluções adotadas no projeto inicial e no projeto revisado é apresentada na Tabela 1.

Tabela 1. Comparativo entre os projetos de fundações.

PROJETO	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO	NÚMERO DE ESTACAS	COTA DE PONTA (m)	COMPRIMENTO UNITÁRIO (m)	COMPRIMENTO TOTAL (m)
Projeto Inicial	26x26	6	-29	29	**174,00**
	EC-500	57	-29	29	**1.653,00**
Projeto Final	26x26	41	-32	32	**1.312,00**

A comparação entre as soluções evidencia a redução do número total de estacas de 63 para 41 unidades, todas com seção padronizada de 26 × 26 cm em concreto armado ou protendido. Essa padronização contribuiu para simplificar o processo executivo e otimizar os custos da obra.

Durante a execução das estacas, entretanto, observou-se que algumas unidades não atingiam a nega prevista na profundidade de projeto, exigindo cravações adicionais em determinados pontos do terreno. Após períodos de repouso, verificou-se aumento da resistência dinâmica, comportamento compatível com o fenômeno de set-up em solos argilosos moles.

2.4 Modelagem Tridimensional do Terreno

Com base nos dados das sondagens SP01, SP02 e SP03b, foi desenvolvido um modelo tridimensional do subsolo com o objetivo de representar espacialmente a variabilidade geotécnica identificada no local. A modelagem foi realizada por meio de técnicas de interpolação de dados geotécnicos, utilizando como variáveis de entrada as coordenadas das sondagens, os valores de N_{SPT} e as profundidades das camadas identificadas nos boletins de sondagem. O modelo tridimensional resultante é apresentado na Figura 2, permitindo visualizar a continuidade lateral das camadas e suas variações ao longo do terreno.

O modelo também serviu de base para a sobreposição das coordenadas das estacas executadas, possibilitando correlacionar os parâmetros executivos com as condições geotécnicas locais.

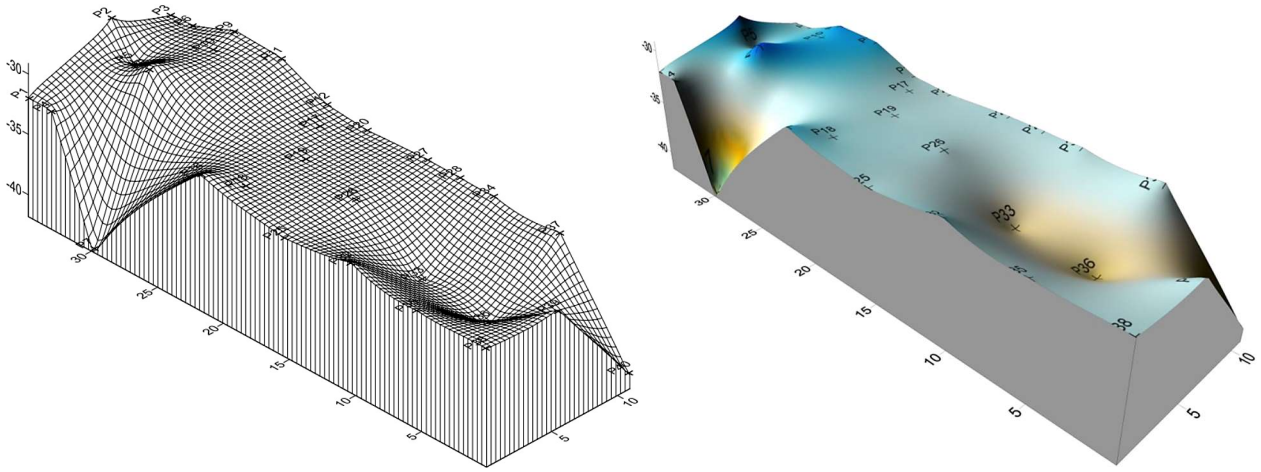


Figura 2. Modelagem tridimensional do perfil geotécnico.

2.5 Análise dos Parâmetros de Cravação e Controle de Execução

O controle executivo das estacas foi realizado por meio do registro sistemático dos parâmetros de cravação, incluindo comprimento final das estacas, valores de nega, repique e energia aplicada durante o processo. Essas informações foram registradas em planilhas de campo e posteriormente organizadas em banco de dados para análise. A energia de cravação foi calculada a partir da relação entre peso do martelo, altura de queda e número de golpes por metro cravado, permitindo a elaboração de diagramas de energia ao longo da profundidade. Esses diagramas possibilitaram identificar variações de resistência do solo e comparar o desempenho entre diferentes estacas.

Adicionalmente, foram realizados ensaios de carregamento dinâmico (PDA) em duas estacas selecionadas – denominadas neste estudo de E20 e E40, instrumentadas com acelerômetros e transdutores de deformação. Os dados obtidos foram processados pelo equipamento *Pile Driving Analyzer*, permitindo estimar a resistência mobilizada, as tensões atuantes e a energia efetivamente transmitida à estaca. A integração entre os registros de campo, os cálculos analíticos e os resultados instrumentados permitiu uma análise abrangente do comportamento das fundações durante a execução.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos tiveram como objetivo analisar o comportamento das estacas pré-moldadas durante a execução das fundações, correlacionando os parâmetros de cravação registrados em campo com as condições geotécnicas identificadas nas sondagens e no modelo tridimensional do terreno. A partir da sistematização dos registros de comprimento final, nega, repique e energia de cravação, buscou-se avaliar a coerência entre as previsões de projeto e o comportamento observado durante a execução.

3.1 Análise dos parâmetros de cravação

Os comprimentos finais de cravação variaram entre aproximadamente 29 m e 42 m, leituras possíveis através da Figura 3, sendo que a maior parte das estacas se estabilizou entre 30 m e 32 m, valores compatíveis com as profundidades definidas após a revisão do projeto de fundações. Destacam-se as estacas E7 e E40, que atingiram maiores profundidades, indicando ocorrência local de camadas mais compressíveis.

Os valores de nega, (Figura 4), variaram de 2 mm a 340 mm por golpe, refletindo a heterogeneidade do subsolo. Estacas com maiores valores de nega, como E40, E34 e E12, indicam mobilização rápida da resistência em camadas mais competentes. Em contrapartida, valores reduzidos sugerem a presença de solos mais compressíveis ou zonas de transição entre camadas de diferentes resistências

Os valores de repique, por sua vez (Figura 5), variaram entre 0,5 mm e 23 mm. Valores baixos indicam maior dissipação da energia aplicada, típica de solos mais deformáveis, enquanto repiques mais elevados sugerem resposta elástica associada a materiais mais rígidos. Em conjunto, os parâmetros analisados evidenciam comportamento compatível com a estratigrafia identificada nas sondagens, caracterizada por argilas moles intercaladas com camadas arenosas, típicas da planície sedimentar do Recife.

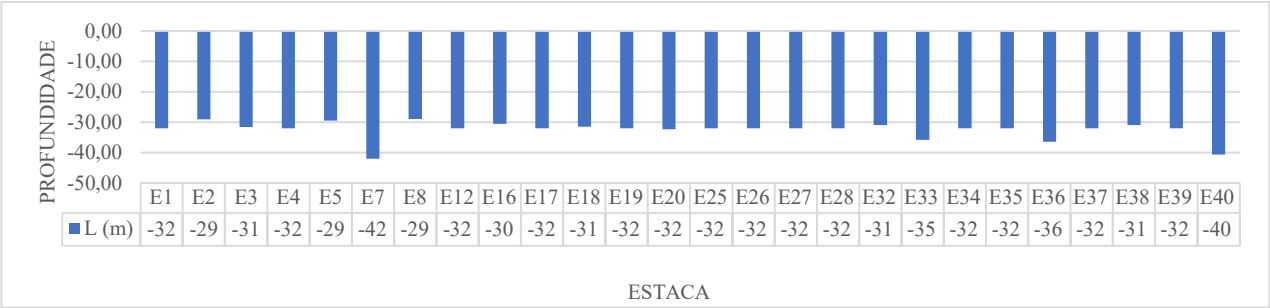


Figura 3. Comprimento final de cravação das estacas.

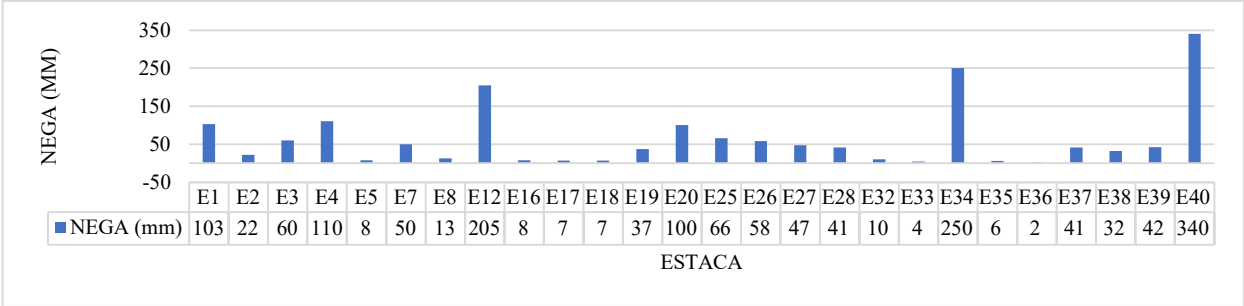


Figura 4. Variação dos valores de nega das estacas.

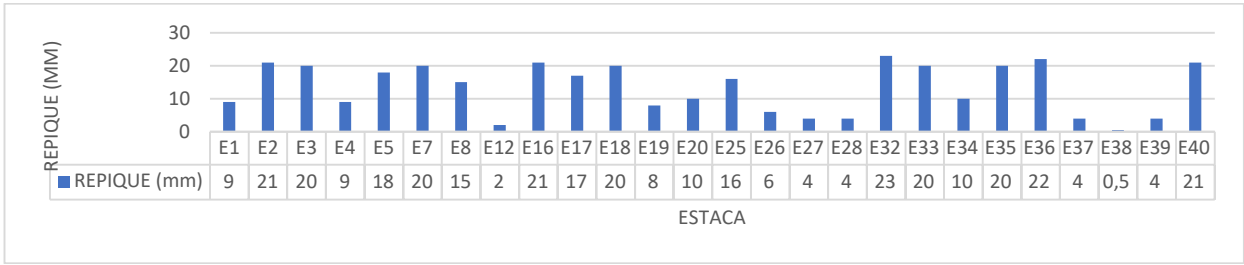


Figura 5. Variação dos valores de repique das estacas.

3.2 Comparação entre parâmetros de execução e investigação geotécnica

A análise espacial dos parâmetros de execução das estacas (Figura 6) evidenciou variações nos comprimentos de cravação e nos valores de nega e repique ao longo da área estudada. A comparação com o modelo tridimensional do terreno indica correlação entre as zonas de menor resistência do subsolo e as estacas que atingiram maiores profundidades. Mesmo diante da variabilidade geotécnica, os resultados mostraram coerência e confirmam a eficácia do controle executivo aliado ao método observacional, além de destacar a utilidade do modelo 3D como ferramenta de apoio à execução.

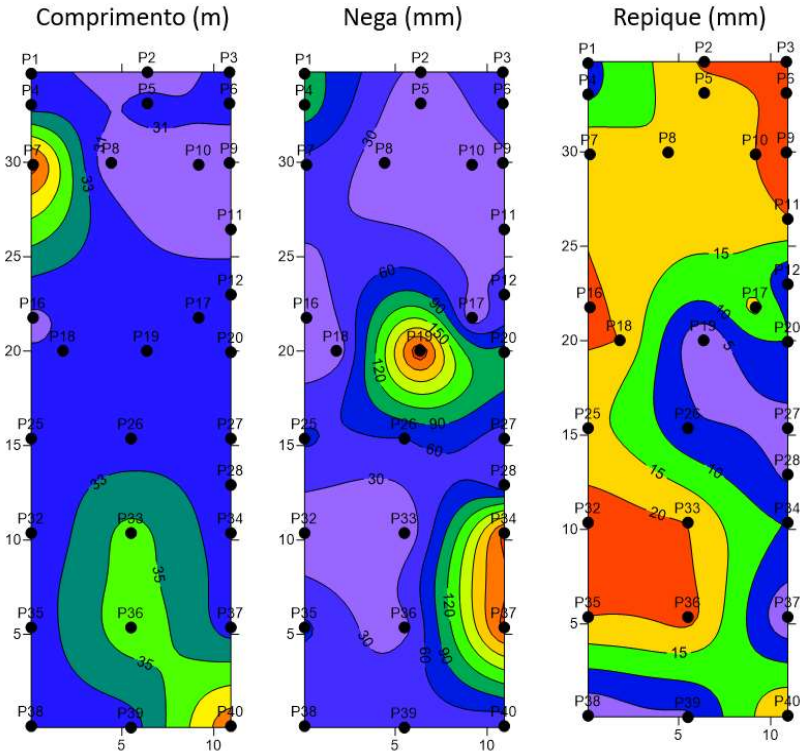


Figura 6. Disposição espacial dos parâmetros de execução das estacas.

Para aprofundar essa análise, foram comparados os perfis de energia de cravação, valores de N_{SPT} das sondagens e resistência lateral obtida por meio de ensaios dinâmicos (PDA), conforme apresentado na Figura 7. Observou-se boa aderência entre os três conjuntos de dados: trechos de maior energia mobilizada durante a cravação correspondem a faixas de maiores valores de N_{SPT}, indicando coerência entre a resistência dinâmica mobilizada e a resistência geotécnica do terreno.

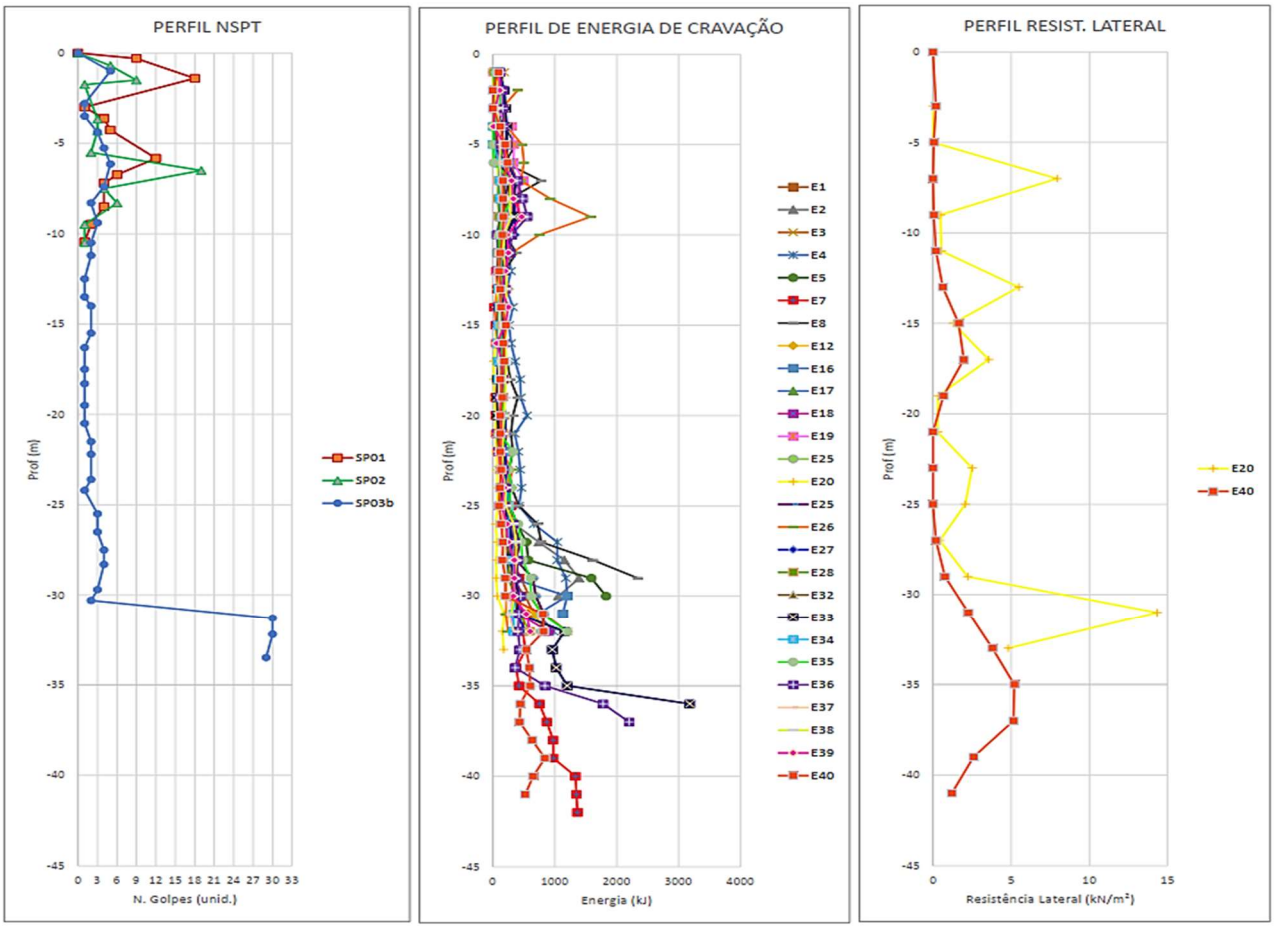


Figura 7. Comparativo dos resultados de acompanhamento da execução das estacas.

Observou-se que nas estacas instrumentadas (E20 e E40), os picos de resistência lateral obtidos no PDA coincidem com zonas de maior energia de cravação e maiores valores de N_{SPT}, reforçando a convergência entre os métodos de avaliação. Essa correlação confirma que os parâmetros executivos registrados em campo refletem adequadamente as condições geotécnicas do subsolo.

3.3 Impactos da investigação geotécnica no processo executivo

Com base nos registros da obra, foi elaborada uma linha do tempo técnica do processo de investigação e revisão do projeto de fundações, sintetizada na Tabela 2. A análise demonstra que a investigação geotécnica inicial, composta apenas pelos furos SP01 e SP02, resultou em um primeiro projeto de fundações superdimensionado, com 63 estacas de diferentes tipologias.

A realização de uma terceira sondagem mais profunda (SP03b) permitiu redefinir o modelo geotécnico e otimizar o projeto, reduzindo o número total para 41 estacas pré-moldadas, solução posteriormente adotada na execução. No entanto, o processo de revisão do projeto e complementação das investigações resultou em atraso aproximado de quatro meses no início das obras.

Esse resultado evidenciou a importância de uma investigação geotécnica inicial adequada para o desenvolvimento de projetos de fundação. A ausência de dados representativos nas fases preliminares gerou retrabalhos, revisões de projeto e impactos significativos no cronograma e nos custos da obra.

Tabela 2 – Cronologia do processo executivo.

Etapa	Período	Descrição
Execução do SP01 e SP02	dez/21	Realização das sondagens iniciais para caracterização do subsolo.
Interpretação preliminar dos resultados	jan/22	Análise dos dados obtidos e definição inicial da estratigrafia do terreno.
Execução da sondagem SP03a	jan/22	Perfuração complementar para refinamento das informações.
Identificação de inconsistências	fev/22	Verificação de divergências nos resultados obtidos na sondagem SP03a.
Execução da sondagem SP03b	mar/22	Nova perfuração próxima para confirmação da estratigrafia.
Consolidação final dos dados	abr/22	Revisão das interpretações e validação das condições de subsolo para o projeto de fundações.

4 CONCLUSÕES

O estudo permitiu compreender o comportamento das estacas pré-moldadas executadas em solos moles do Recife, demonstrando que a investigação geotécnica inicial insuficiente impactou diretamente o projeto, gerando retrabalhos, reformulações e atraso significativo no cronograma da obra. Conclui-se que a eficácia das fundações profundas em solos moles depende de investigação adequada, controle executivo contínuo e capacidade de adaptar decisões ao comportamento real do terreno, elementos que, quando integrados, garantem maior eficiência, segurança e confiabilidade ao empreendimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, Urbano. (2019) Previsão e controle das fundações: uma introdução ao controle da qualidade em fundações. 3. ed. São Paulo: Blucher. 154 p. ISBN 978-85-212-1388-8.

CABETTE, J. F. (2014) Análise dos métodos semi-empíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-frabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico. 2014, 161 p. Dissertação (mestrado). Universidade de São Paulo (USP), São Paulo.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. H. C.; GIACHETI, H. L. (2013) Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos.

GUSMÃO FILHO, J. A. (1998) Fundações do conhecimento geológico à prática de engenharia. Ed. Universitária da UFPE, Recife.

GUSMÃO, A. D. (2005) Prática de Fundações no Recife. Geotecnia no Nordeste. Gusmão, A. D., Gusmão Filho, J. A., Oliveira, J. T. R., Maia, G. B. (Orgs). Editora Universitária da UFPE, Recife.

NICHOLSON, D. TSE, C.-M. PENNY, C. (1999) *The the Observational Method in Ground Engineering: Principles and Applications*. Construction Industry Research & Information Association (CIRIA).

OLIVEIRA, M. S. (2018) In*fluência geológico-geotécnica na escolha dos tipos de fundações do bairro de boa viagem / recife e elaboração de banco de dados de medições de recalques em edifícios*. 2018, 102 p. Dissertação (mestrado). Universidade de Pernambuco (UPE), Recife.

OLIVEIRA, M. S. et al. (2016) Identificação e classificação de perfis típicos na planície do Recife. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 18., 2016, Belo Horizonte. *Anais*... Belo Horizonte: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos.

PECK, R. B. (1969) *Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics*. Géotechnique, v. 19, n. 2, p. 171–187. DOI: https://doi.org/10.1680/geot.1969.19.2.171

TERZAGHI, K.; BRAZELTON, R.; MESRI, G. (1996) *Soil mechanics in engineering practice*. New York: Wiley.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/11

Análise de Prova de Carga Estática em Estaca Escavada a Trado Mecânico na Formação Barreiras, João Pessoa – PB

Gabriel Victor Barbosa Meireles
Engenheiro Civil, Centro Universitário de João Pessoa, João Pessoa, Brasil, v.gabrielmeireles@gmail.com

Wilson Cartaxo Soares
Engenheiro Civil, Copesolo & Concresolo, João Pessoa, Brasil, soares.wilson@gmail.com

RESUMO: Este trabalho apresenta a análise dos resultados de uma prova de carga estática executada em estaca escavada à trado mecânico, implantada na Formação Barreiras, na cidade de João Pessoa – PB. O objetivo principal é avaliar a capacidade de carga do elemento de fundação profunda e confrontar os resultados experimentais com estimativas obtidas por métodos semiempíricos amplamente utilizados na engenharia geotécnica brasileira. A metodologia adotada baseou-se na realização e interpretação da prova de carga estática, com análise da curva carga *versus* recalque, aplicação do critério normativo da ABNT NBR 6122 e utilização dos métodos de extrapolação de Van der Veen, modificado por Aoki, e do método de Rigidez de Décourt. A partir deste último, foram determinadas as parcelas de resistência de ponta e de atrito lateral mobilizadas durante o ensaio. Os resultados obtidos foram comparados com as capacidades de carga estimadas pelos métodos de Aoki–Velloso, Décourt–Quaresma e Teixeira. Verificou-se boa concordância entre os valores experimentais e as estimativas semiempíricas, embora com diferenças atribuídas às características geotécnicas heterogêneas da Formação Barreiras e ao método executivo da estaca. Conclui-se que a prova de carga estática constitui ferramenta fundamental para a verificação do desempenho de estacas escavadas e para a calibração de métodos de projeto em solos tropicais.

PALAVRAS-CHAVE: Prova de carga estática, Estacas escavadas, Métodos semiempíricos, Formação Barreiras.

ABSTRACT: This paper presents the analysis of the results of a static load test performed on a mechanically augered bored pile installed in the Barreiras Formation, in the city of João Pessoa, Brazil. The objective is to evaluate the load-bearing capacity of the deep foundation element and to compare the experimental results with estimates obtained from widely used Brazilian semi-empirical methods. The methodology was based on the interpretation of the load–settlement curve obtained from the test, as well as the application of the Van der Veen extrapolation method, modified by Aoki, and the Décourt Rigidity Method, allowing the evaluation of tip resistance and shaft friction components. Additionally, the results were compared with the semi-empirical methods proposed by Aoki–Velloso, Décourt–Quaresma and Teixeira. The results showed good agreement between the static load test and the analyzed methods, although some differences were observed due to the geotechnical characteristics of the Barreiras Formation and the pile construction process. The study highlights the relevance of static load tests as an essential tool for validating foundation design methods and assessing the performance of deep foundations in tropical soils.

KEYWORDS: Static load test, Bored piles, Semi-empirical methods, Barreiras Formation.

1 INTRODUÇÃO

O crescimento urbano e a necessidade de implantação de estruturas cada vez mais complexas têm aumentado a demanda por sistemas de fundações profundas capazes de transmitir com segurança as cargas das edificações ao solo (Velloso e Lopes, 2010). Entre os diversos tipos de fundações profundas, as estacas escavadas com trado mecânico são amplamente utilizadas em áreas urbanas devido à sua facilidade executiva, baixo nível de vibração e menor impacto nas edificações vizinhas.

O dimensionamento dessas estacas normalmente é realizado por métodos semiempíricos, baseados em resultados de sondagens e correlações obtidas a partir de ensaios de campo (Aoki e Velloso, 1975; Décourt e Quaresma, 1978). Entretanto, a confiabilidade dessas estimativas depende das características geotécnicas locais e das condições executivas. Nesse contexto, a prova de carga estática é considerada o método mais confiável para avaliar o comportamento real de estacas em campo, permitindo determinar diretamente a relação entre carga aplicada e deslocamento da fundação (ABNT, 2019).

Na região Nordeste do Brasil, e particularmente na cidade de João Pessoa, grande parte das obras de fundação é executada em solos pertencentes à Formação Barreiras, unidade geológica caracterizada por depósitos sedimentares heterogêneos compostos por camadas de areia, silte e argila (Santos Júnior *et al*., 2015; Pereira *et al*., 2025). Estudos indicam que esses solos apresentam comportamento geotécnico bastante variável, com predominância de solos arenosos e propriedades mecânicas que podem variar significativamente em função do grau de cimentação e da umidade (Araújo *et al*., 2025).

Dessa forma, torna-se importante analisar resultados experimentais obtidos em campo e compará-los com as estimativas fornecidas pelos métodos tradicionais de dimensionamento. Assim, o presente trabalho tem como objetivo analisar os resultados de uma prova de carga estática realizada em estaca escavada à trado mecânico na cidade de João Pessoa – PB, comparando a capacidade de carga obtida experimentalmente com valores estimados por diferentes métodos semiempíricos.

2 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo está localizada na cidade de João Pessoa, no estado da Paraíba, região onde predominam solos associados à Formação Barreiras, unidade geológica sedimentar de idade terciária amplamente distribuída ao longo do litoral do Nordeste brasileiro (Pereira *et al.,* 2025).

Esses depósitos são compostos principalmente por areias argilosas, siltes e argilas, apresentando estratificação irregular e elevada variabilidade lateral. Segundo Araújo *et al.* (2025), estudos realizados com banco de dados geotécnicos da Formação Barreiras indicam predominância de solos arenosos, representando aproximadamente 75% das amostras analisadas, com peso específico natural médio de cerca de 17 kN/m³.

As propriedades mecânicas desses solos variam significativamente, com valores de coesão natural entre 4 kPa e 384 kPa, dependendo das condições de saturação e do grau de cimentação natural. Essa heterogeneidade geotécnica torna essencial a realização de investigações de campo e ensaios que permitam avaliar o comportamento real das fundações implantadas nesses depósitos.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente estudo baseia-se na análise de uma prova de carga estática realizada em uma estaca escavada executada por trado mecânico, integrante do sistema de fundações profundas de um edifício residencial localizado no município de João Pessoa, estado da Paraíba. O comportamento geotécnico do subsolo foi previamente investigado por meio de sondagens de simples reconhecimento à percussão (SPT), executadas conforme as recomendações da ABNT NBR 6484, permitindo a identificação das camadas de solo e a obtenção dos respectivos índices de resistência à penetração (NSPT), amplamente utilizados na estimativa da capacidade de carga de fundações profundas (Velloso e Lopes, 2010).

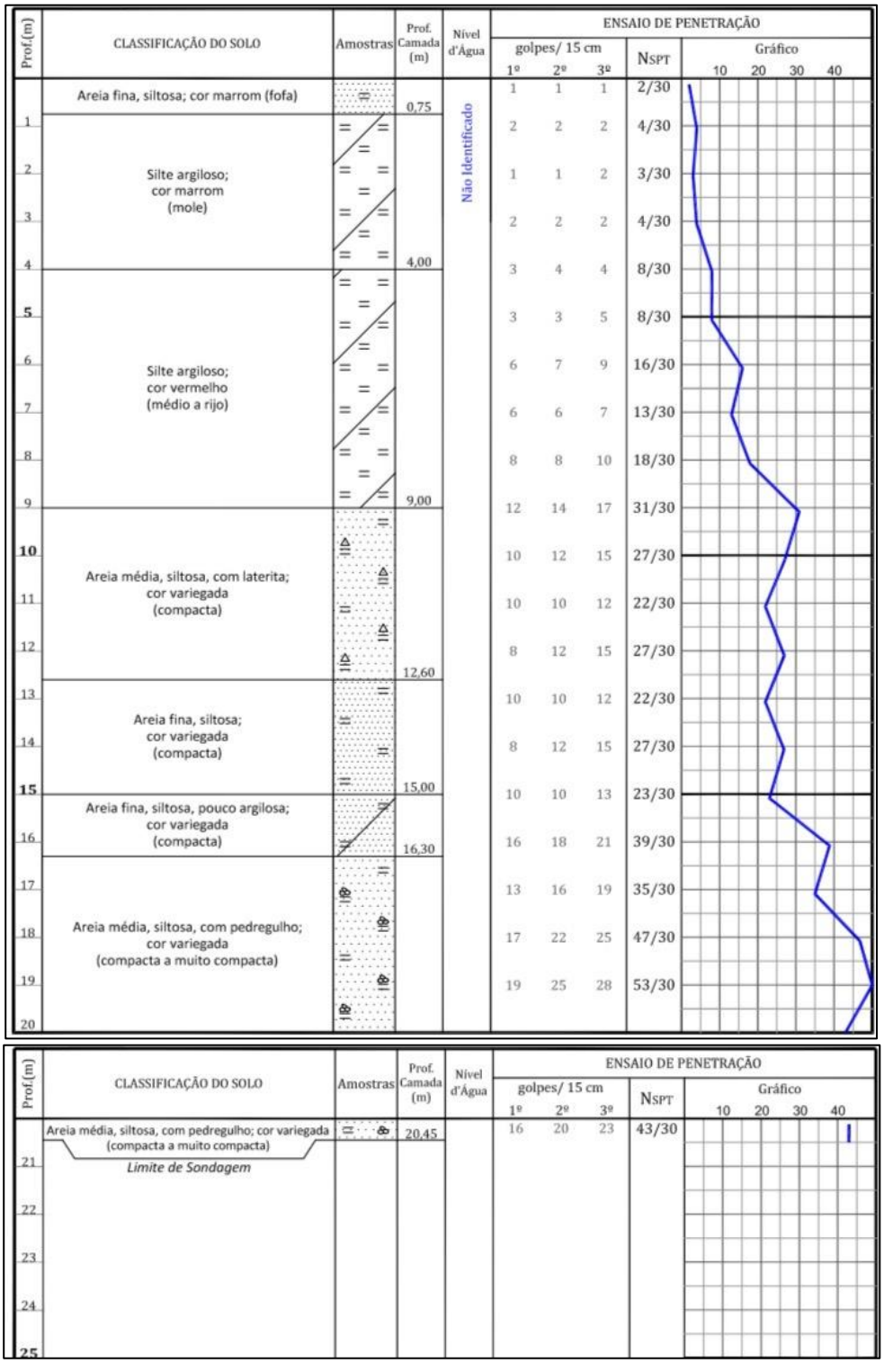


Figura 1. Sondagem de reconhecimento SPT

A fundação da edificação é composta por 105 estacas escavadas executadas por trado mecânico, com diâmetros variando entre 600 mm, 700 mm e 800 mm, e comprimentos executados entre 12,0 m e 13,0 m, conforme as condições geotécnicas encontradas no subsolo. A estaca selecionada para o ensaio foi identificada como estaca E3, executada com diâmetro de 600 mm e comprimento de 13,0 m, dimensionada para suportar uma carga de trabalho de ≈1,47 MN. Durante o ensaio, a estaca foi submetida a um carregamento máximo de ≈2,94 MN, correspondente ao dobro da carga de serviço, procedimento usual em provas de carga estática em

fundações profundas para avaliação do comportamento do sistema estaca–solo (Cintra e Aoki, 2010).
A execução da estaca ocorreu por meio de escavação com trado mecânico, seguida da colocação da armadura e posterior concretagem *in loco*. A ponta da estaca foi posicionada em camada de solo com maiores valores de resistência à penetração, conforme indicado pelos resultados das sondagens SPT realizadas na área do empreendimento. A escolha da estaca ensaiada considerou sua proximidade com os furos de sondagem disponíveis, buscando garantir maior representatividade entre o perfil geotécnico identificado e as condições reais do elemento de fundação analisado (Velloso e Lopes, 2010).

A prova de carga estática foi executada conforme os procedimentos estabelecidos pela ABNT NBR 12131, utilizando sistema de reação composto por vigas metálicas e estacas de reação. O carregamento foi aplicado em incrementos sucessivos de carga, sendo cada estágio mantido por período suficiente para a estabilização dos recalques antes da aplicação do incremento seguinte. Os deslocamentos verticais da cabeça da estaca foram monitorados por meio de relógios comparadores de precisão, instalados em vigas de referência independentes do sistema de reação, permitindo o registro dos recalques ao longo do ensaio com elevada confiabilidade (ABNT, 2006).

Os resultados experimentais obtidos na prova de carga estática foram comparados com as capacidades de carga estimadas por meio de métodos semiempíricos baseados em dados de sondagem SPT, amplamente utilizados na prática da engenharia geotécnica brasileira para o dimensionamento de fundações profundas (Velloso e Lopes, 2010). Para essa análise comparativa foram utilizados os métodos propostos por Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996), que permitem estimar a resistência de ponta e o atrito lateral das estacas a partir de correlações empíricas com os valores de NSPT obtidos nas sondagens.

A comparação entre os resultados da prova de carga estática e as estimativas obtidas pelos métodos semiempíricos permite avaliar o grau de conservadorismo dessas metodologias e verificar sua aplicabilidade para o dimensionamento de estacas escavadas em solos característicos da Formação Barreiras na região de João Pessoa.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Caracterização Geotécnica do Subsolo

A investigação geotécnica, realizada por meio de sondagem à percussão (SPT), revelou um perfil de subsolo típico da Formação Barreiras. O local é marcado pela alternância de camadas de siltes argilosos e areias siltosas, com valores de NSPT crescendo de forma geral com a profundidade. Nos primeiros metros (até cerca de 5 m), predominam siltes argilosos de consistência mole a média, com NSPT entre 2 e 8 golpes. A partir dessa profundidade, há uma transição para camadas mais resistentes de areia siltosa, onde o NSPT varia entre 16 e 47 golpes, atingindo sua máxima resistência próximo à cota de assentamento da estaca, aos 13 m. Não foi identificado nível d'água durante a investigação, que se estendeu até a profundidade limite de 20,45 m.

4.2 Prova de Carga Estática e Curva Carga–Recalque

A estaca ensaiada (E3), do tipo escavada a trado mecânico com 0,60 m de diâmetro e 13,0 m de comprimento, foi submetida a uma prova de carga estática lenta conforme a ABNT NBR 12131. O sistema de reação, ilustrado na Figura 2, foi composto por quatro estacas de reação com as mesmas características da estaca ensaiada, interligadas por um conjunto de vigas metálicas (principal e secundárias), sobre as quais atuou um macaco hidráulico. A instrumentação contou com quatro extensômetros elétricos de contato (curso de 50 mm e precisão de 0,01 mm), fixados no topo do bloco de coroamento para a medição dos recalques.

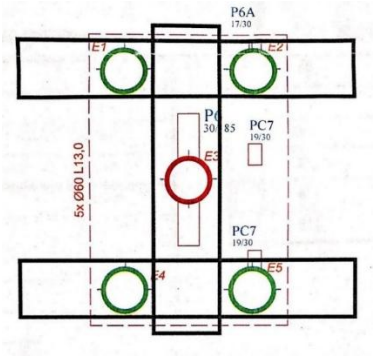


Figura 2. Arranjo experimental da prova de carga estática: sistema de reação por estacas e viga metálica, com destaque para a estaca ensaiada (E3).

A curva carga *versus* recalque obtida (Figura 3) apresenta um comportamento não linear, com recalques progressivamente maiores a cada estágio de carga, caracterizando a ausência de uma ruptura nítida até a carga máxima aplicada de 3,0 MN. O recalque máximo registrado foi de 18,98 mm, equivalente a aproximadamente 3,2% do diâmetro da estaca. Esse comportamento, típico de estacas escavadas em solos da Formação Barreiras onde a parcela de resistência de ponta é mobilizada mais lentamente, evidencia a necessidade de se recorrer a critérios de ruptura convencional ou métodos de extrapolação para a determinação da capacidade de carga última.

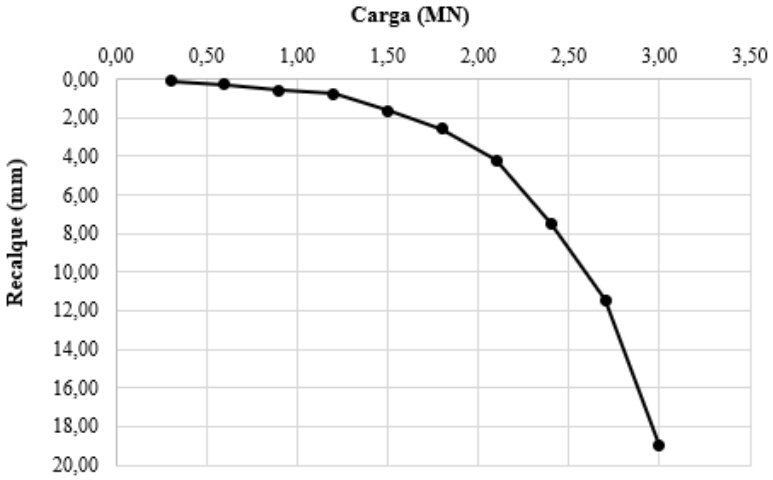


Figura 3. Curva carga *versus* recalque obtida na prova de carga estática.

4.3 Determinação da Capacidade de Carga por Métodos de Extrapolação

Na ausência de ruptura nítida, a capacidade de carga de ruptura (R) foi estimada pelos métodos de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e pelo método da Rigidez de Décourt (1996). O método de Van der Veen, que ajusta uma função exponencial aos pontos experimentais, resultou em um excelente coeficiente de determinação ($R^2 = 0{,}986$), indicando um ótimo ajuste do modelo. A carga de ruptura obtida por esse método foi de 3,08 MN (Figura 4). Conforme os critérios de Cintra et al. (2013), a extrapolação é considerada confiável, uma vez que a relação entre a carga de ruptura estimada e a carga máxima do ensaio ($R/P_{máx} = 1{,}027$) é inferior a 25%.

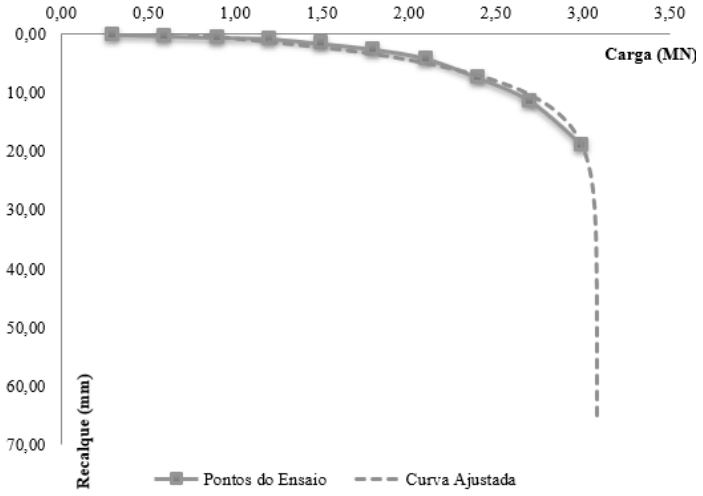


Figura 4. Extrapolação da curva carga *versus* recalque pelo método de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), indicando a carga de ruptura de 3,08 MN.

Pelo método da Rigidez de Décourt (Figura 5), a carga de ruptura convencional (R_c), associada a um recalque de 10% do diâmetro da estaca (60 mm), foi de 3,94 MN. Uma das principais vantagens desse método é a possibilidade de separar as parcelas de resistência. A partir da análise da rigidez, obteve-se uma resistência lateral (R_L) de 2,18 MN e uma resistência de ponta (R_p) de 1,76 MN. Isso evidencia que, para as condições do ensaio, o atrito lateral respondeu por cerca de 55% da capacidade de carga total da estaca, enquanto a ponta contribuiu com os 45% restantes. Essa distribuição é coerente com o comportamento de estacas escavadas em solos sedimentares, onde a parcela de atrito lateral é significativa e frequentemente preponderante.

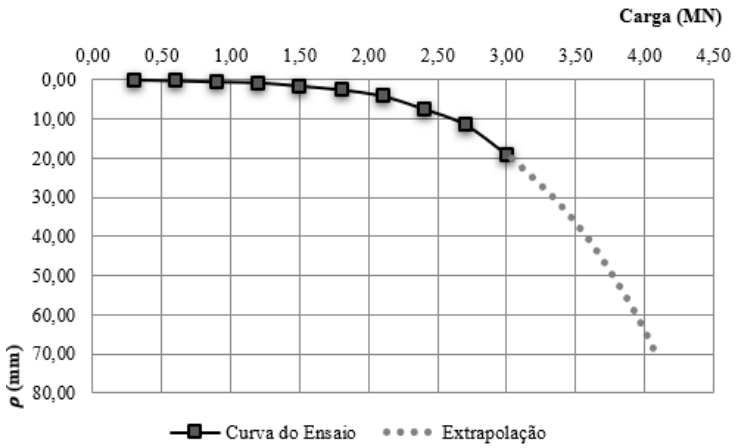


Figura 5. Gráfico de rigidez (Décourt, 1996) com identificação dos domínios de atrito lateral e ponta, e os respectivos valores de resistência.

4.4 Comparação com Métodos Semiempíricos

A capacidade de carga da estaca também foi estimada por três métodos semiempíricos clássicos: Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996). A Figura 6 sintetiza a comparação desses valores com os resultados da prova de carga interpretada pelos métodos de Van der Veen e Rigidez de Décourt.

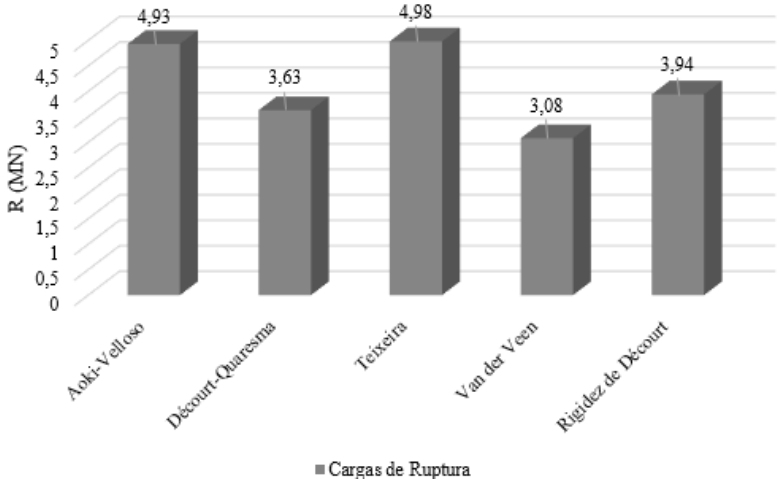


Figura 6. Comparação das cargas de ruptura estimadas pela prova de carga estática (Van der Veen e Rigidez de Décourt) e pelos métodos semiempíricos.

Os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) foram aplicados para estimar a capacidade de carga e comparados aos resultados experimentais. Os métodos de Aoki-Velloso e Teixeira superestimaram significativamente a capacidade de carga, apresentando valores de 4,93 MN e 4,98 MN, respectivamente, o que representa diferenças da ordem de 60% a 62% em relação à extrapolação de Van der Veen e de 25% a 26% em relação ao método da Rigidez de Décourt. Já o método de Décourt-Quaresma apresentou a melhor aderência aos resultados experimentais, com carga estimada de 3,63 MN, diferença de apenas +17,9% em relação a Van der Veen e, mais notavelmente, -7,9% em relação ao seu próprio método de rigidez, demonstrando excelente nível de predição e consistência interna para este caso específico.

A análise estatística dos resultados revelou que a média das cargas de ruptura obtidas pela prova de carga (3,51 MN) é inferior à média de todos os métodos semiempíricos (4,11 MN), confirmando a tendência geral desses métodos em fornecerem estimativas a favor da segurança. O desvio padrão de 0,84 MN, correspondente a cerca de 20% da média geral, quantifica a dispersão inerente às diferentes formulações e interpretações, reforçando a importância de se calibrar tais métodos com resultados de provas de carga locais.

As divergências observadas podem ser atribuídas a fatores como a variabilidade natural dos solos da Formação Barreiras, com suas intercalações e heterogeneidades que nem sempre são perfeitamente capturadas por um único furo de sondagem; as hipóteses simplificadoras de cada método semiempírico, que correlacionam o NSPT à resistência do solo com base em bancos de dados regionais que podem não refletir com total precisão as características locais; e o efeito do método executivo da estaca escavada, que pode causar alívio de tensões e alterações nas propriedades do solo junto às paredes da escavação, influenciando a mobilização do atrito lateral.

Em síntese, a prova de carga estática revelou um comportamento de ruptura não nítida, típico de estacas escavadas na Formação Barreiras, sendo a capacidade de carga última estimada entre 3,08 MN e 3,94 MN. O método de Rigidez de Décourt mostrou-se fundamental para quantificar a contribuição do atrito lateral (55%) e de ponta (45%) na resistência total. A comparação com métodos semiempíricos evidenciou que o método de Décourt-Quaresma foi o que melhor se aproximou dos valores experimentais, enquanto os métodos de Aoki-Velloso e Teixeira apresentaram estimativas mais conservadoras. Esses resultados reforçam a aplicabilidade dos métodos semiempíricos em projetos na região, mas destacam a necessidade de cautela e, sempre que possível, a calibração com provas de carga locais para um dimensionamento mais preciso e economicamente eficiente.

5 CONCLUSÕES

A prova de carga estática realizada em estaca escavada a trado mecânico (0,60 m de diâmetro e 13,0 m de comprimento) em solo da Formação Barreiras, em João Pessoa-PB, revelou um comportamento não linear da curva carga *versus* recalque, com ausência de ruptura nítida até a carga máxima de 3,0 MN e recalque

máximo de 18,98 mm (3,2% do diâmetro). Esse comportamento é típico de estacas escavadas nessa formação geológica, demandando o uso de métodos de extrapolação para estimativa da capacidade de carga última.

Os métodos de extrapolação aplicados resultaram em cargas de ruptura de 3,08 MN (Van der Veen modificado por Aoki) e 3,94 MN (Rigidez de Décourt). Este último permitiu quantificar as parcelas de resistência, evidenciando que o atrito lateral contribuiu com 55% (2,18 MN) e a resistência de ponta com 45% (1,76 MN) da capacidade total da estaca. Na comparação com métodos semiempíricos, o método de Décourt-Quaresma (1978) apresentou a melhor aderência aos resultados experimentais, com carga estimada de 3,63 MN (diferenças de +17,9% em relação a Van der Veen e -7,9% em relação à Rigidez de Décourt). Os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Teixeira (1996) superestimaram significativamente a capacidade de carga, com valores entre 4,93 MN e 4,98 MN (diferenças de 60% a 62% em relação a Van der Veen).

A análise estatística confirmou a tendência conservadora dos métodos semiempíricos, com média das estimativas (4,11 MN) superior à média das provas de carga (3,51 MN). As divergências observadas decorrem da variabilidade natural dos solos da Formação Barreiras, das hipóteses simplificadoras de cada método e dos efeitos do processo executivo sobre o solo adjacente. Os resultados reforçam a aplicabilidade dos métodos semiempíricos em projetos de fundações na região, desde que calibrados com provas de carga local, e contribuem para o dimensionamento mais preciso e economicamente eficiente de fundações profundas na Formação Barreiras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aoki, N. (1976) *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas através de provas de carga*. São Paulo.

Aoki, N., Velloso, D.A. (1975) *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires.*

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006) NBR 12131: Estacas – Prova de carga estática. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019) NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020) NBR 6484: Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro.

Cintra, J.C.A., Aoki, N. (2010) *Fundações por estacas: projeto geotécnico. Oficina de Textos, São Paulo*.

Cintra, J.C.A., Aoki, N., Albiero, J.H. (2013) *Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos. Oficina de Textos, São Paulo.*

Décourt, L. (2008) *Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE), São Paulo.*

Décourt, L., Quaresma, A.R. (1978) *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro.*

Pereira, N.N.T. et al. (2025) *Aplicação de metodologia proposta para mapeamento de risco geológico-geotécnico de escorregamentos em João Pessoa – PB. Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE).*

Teixeira, A.H. (1996) *Estacas: capacidade de carga. In: Hachich, W. et al. Fundações: teoria e prática. Pini, São Paulo.*

Van der Veen, C. (1953) *The bearing capacity of a pile. In: Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich*.

Velloso, D.A., Lopes, F.R. (2010) *Fundações. Oficina de Textos, São Paulo.*

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/12

Análise de Redistribuição de Esforços em Fundação de Dolfins

William Hideki Ito
Engenheiro, Transpetro, São Caetano do Sul, Brasil, william.ito@transpetro.com.br

Vagner Martins Pontes
Engenheiro, Transpetro, Rio de Janeiro, Brasil, vagner.pontes@transpetro.com.br

Caroline Tomazoni Santos
Professora, UFPR, Curitiba, Brasil, caroline.tomazoni@ufpr.br

Talita Scussiato
Engenheira, Autônoma, São Paulo, Brasil, talita.scussiato@gmail.com

Paulo Ivo Braga de Queiroz
Professor, ITA, São José dos Campos, Brasil, pi@ita.br
Consultor, Reconverte Planejamento e Projetos, São Paulo, Brasil, pi@ita.br

RESUMO: A análise de fundação de dolfins, seja de amarração ou de atracação, é considerado um desafio em razão das condições dinâmicas impostas pelo movimento dos navios, pelas cargas de correnteza, pelas variações nas propriedades do solo e diversos outros fatores. Condições operacionais podem tornar o cenário ainda mais complexo quando há, por exemplo, perda de integridade de uma das peças estruturais que compõem a fundação. Com o avanço de recursos tecnológicos, sobretudo computacionais, recursos numéricos cada vez mais complexos têm sido empregados no dimensionamento deste tipo de estrutura, aproximando cada vez mais as condições modeladas às de campo. Contudo, a interface *user friendly* dos softwares atuais tem direcionado uma parte dos profissionais a confiarem cegamente no *output* da modelagem sem avaliação crítica do resultado. Visando reforçar a necessidade de avaliação crítica do uso destes recursos, o presente trabalho apresenta uma análise comparativa entre resultados de modelagens numéricas por elementos finitos com resultados fornecidos por métodos analíticos consagrados de avaliação de esforços em blocos com estacas inclinadas, como o Método de Schiel, para o dimensionamento de fundações de dolfins. As cargas solicitantes empregadas nos modelos para estimar a resposta da fundação serão decorrentes daquelas geradas pela amarração de um navio 25.000 TPB. Além do cenário na condição normal de operação, são avaliados cenários mais críticos, notadamente a perda de integridade de um dos elementos de fundação, avaliando a condição de redistribuição de carga nas demais estacas. O artigo ainda apresenta como contribuição uma proposta de inserção da plasticidade no Método de Schiel, cuja formulação considera um comportamento elástico linear.

PALAVRAS-CHAVE: fundações offshore, dimensionamento de fundação de dolfins, Método de Schiel, soluções analíticas, modelagem numérica.

ABSTRACT: The foundation analysis of dolphins, whether mooring or berthing dolphins, is considered a challenge due to the dynamic conditions imposed by vessel motions, current loads, variations in soil properties, and several other factors. Operational conditions may further increase the complexity of the scenario, for instance, in the event of loss of integrity of one of the structural components comprising the foundation system. With the advancement of technological resources, particularly computational tools, increasingly sophisticated numerical approaches have been

employed in the design of this type of structure, enabling modeled conditions to more closely represent field behavior. However, the user-friendly interfaces of current software packages have led some professionals to rely blindly on modeling outputs without a critical assessment of the results. In order to emphasize the need for critical evaluation when using such tools, the present study provides a comparative analysis between numerical modeling results obtained through the finite element method and results derived from well-established analytical methods for load assessment in pile groups with inclined piles, such as the Schiel method, applied to the design of dolphin foundations. The design loads adopted in the models to estimate the foundation response are derived from those generated by mooring of a 25,000 DWT vessel. In addition to the normal operating condition scenario, more critical scenarios are evaluated, particularly the loss of integrity of one foundation element, assessing the load redistribution among the remaining piles. The paper also presents, as a contribution, a proposal for incorporating plasticity into the Schiel Method, whose original formulation assumes linear elastic behavior.

KEYWORDS: offshore foundation, dolphin foundation design, Schiel Method, analytical approaches, numerical solutions

1 INTRODUÇÃO

A análise e o dimensionamento de fundações para estruturas marítimas, como os dolfins de amarração e atracação, representam grandes desafios para a engenharia portuária e offshore. Essas estruturas, fundamentais para a operação segura de terminais marítimos, estão sujeitas a um conjunto de solicitações dinâmicas e estáticas que incluem não apenas as forças provenientes do movimento dos navios, mas também as cargas induzidas por correntezas, vento e, sobretudo, pelas características geotécnicas do subsolo. A complexidade do cenário se intensifica diante das incertezas inerentes às propriedades do solo, da interação solo-estrutura e das condições operacionais, como a eventual perda de integridade de um ou mais elementos estruturais da fundação.

O avanço das ferramentas computacionais e dos métodos numéricos, especialmente a modelagem por elementos finitos, tem permitido a simulação de cenários cada vez mais próximos da realidade, incorporando não linearidades geométricas e de material, bem como a consideração de diferentes mecanismos de falha. No entanto, a facilidade de uso proporcionada pelas interfaces gráficas dos softwares modernos pode induzir a uma confiança excessiva nos resultados obtidos, muitas vezes sem a devida análise crítica ou validação por métodos alternativos. Tal postura pode comprometer a segurança e a eficiência do projeto, especialmente em situações-limite ou em cenários de falha parcial, como a perda de uma estaca ou bloco de fundação.

Nesse contexto, a utilização de métodos analíticos consagrados permanece fundamental como ferramenta de verificação e validação dos resultados numéricos. Entre esses métodos, destaca-se o Método de Schiel, amplamente empregado no Brasil para o dimensionamento de estacas em fundações profundas. Desenvolvido a partir de relações de equilíbrio, o Método de Schiel permite a estimativa da distribuição de cargas nas estacas do bloco. Dentre as hipóteses básicas do modelo estão a consideração de um bloco infinitamente rígido e as estacas são rotuladas no topo e na base. Sua aplicação é especialmente relevante em projetos de fundações sujeitas a grandes esforços horizontais e momentos fletores, como é o caso dos dolfins, onde a distribuição das cargas entre as estacas e a avaliação da segurança global da estrutura dependem de uma correta estimativa da capacidade resistente de cada elemento. Além do método de Schiel, outros procedimentos analíticos, como o método de Nokkentved, podem ser empregados para a avaliação dos esforços em blocos com estacas inclinadas, sendo este último, porém, mais indicado para estacas simétricas. A combinação desses métodos analíticos com a modelagem numérica por elementos finitos oferece uma abordagem robusta

para a análise de fundações de dolfins, possibilitando a comparação entre os resultados obtidos por diferentes técnicas e a identificação de eventuais inconsistências ou limitações dos modelos adotados.

Destarte, o presente estudo propõe uma abordagem integrada para a avaliação de fundações de dolfins de amarração, combinando o método analítico de Schiel com a modelagem numérica por elementos finitos. As cargas solicitantes consideradas nos modelos são aquelas geradas durante a amarração de um navio de 25.000 TPB (considerando traveses com solicitação máxima de 1.000kN), representando um dos cenários operacionais críticos para a estrutura. Além da análise na condição normal de operação, são investigados cenários de plastificação do elemento de fundação, com o objetivo de avaliar a redistribuição de cargas entre as estacas remanescentes e a capacidade de suporte da estrutura em situações de falha parcial. Ao adotar essa abordagem, o estudo busca não apenas reforçar a importância da avaliação crítica dos resultados de modelagem numérica, mas também contribuir para o desenvolvimento de práticas mais seguras e eficientes no dimensionamento de fundações para estruturas marítimas. A integração entre métodos analíticos e numéricos, aliada à consideração de cenários de falha, permite uma compreensão mais abrangente do comportamento estrutural dos dolfins, subsidiando decisões técnicas fundamentadas e promovendo a segurança das operações portuárias.

2 CONCEITOS BÁSICOS E DEFINIÇÕES

2.1 Esforços em dolfins de amarração

Dolfins, sejam de amarração ou de atracação, são estruturas posicionadas estrategicamente em áreas portuárias para receber e resistir aos esforços transmitidos pelos navios durante as operações de acostagem (atracação) e permanência (notadamente as de amarração), conforme exemplo apresentado na Figura 1. São bastante frequentes em terminais de granéis sólidos minérios, mas também podem ser encontrados em terminais diversos e estaleiros (Alfredini e Arasaki, 2009). Estas estruturas são geralmente construídas por um bloco de concreto armado apoiado sobre estacas metálicas ou de concreto. Durante a atracação as defensas amortecem o impacto e transmitem aos dolfins de atracação. Posteriormente, são lançados os cabos para amarração nos dolfins de amarração.

A amarração é realizada com três cabos principais, a saber: os espringues (3) são responsáveis por estabilizar longitudinalmente as embarcações, os traveses (2) combatem esforços transversais e os lançantes (1) complementam a atuação dos espringues e traveses.

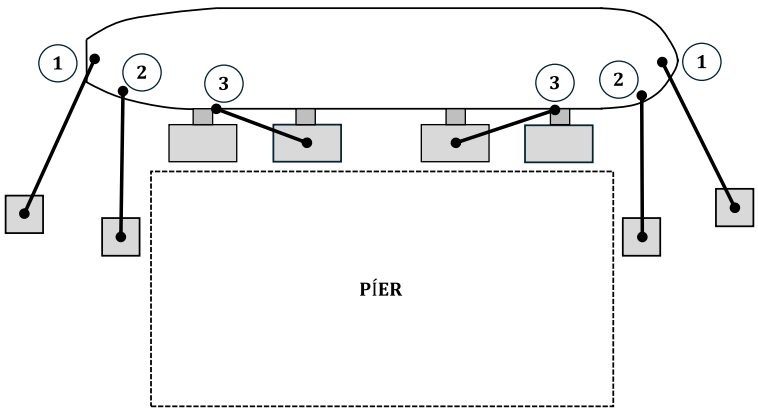


Figura 1. Representação esquemática da atracação de navios.

Além das ações atuantes sobre o navio, como vento, correnteza e ondas, o dimensionamento dos dolfins deve contemplar também as solicitações incidentes diretamente sobre a estrutura, incluindo sobrecargas e esforços de correnteza aplicados às estacas.

Dessa forma, a análise estrutural dos dolfins requer abordagem criteriosa, considerando fatores como o tipo de solo, diferentes combinações de carregamento, profundidade das fundações e a possibilidade de impactos acidentais, de modo a garantir a segurança e a integridade da estrutura ao longo de sua vida útil.

2.2 Modelos, solicitações e carregamentos

As ações relevantes incluem principalmente as forças horizontais provenientes das linhas de amarração, transmitidas pelos cabos do navio aos cabeços ou ganchos da estrutura, além das ações permanentes (peso próprio da estrutura e equipamentos) e das ações ambientais, como vento e corrente marítima. Essas ações devem ser consideradas conforme sua natureza - permanentes, variáveis ou excepcionais - e combinadas de acordo com os estados limites definidos na norma, conforme estabelecido na norma brasileira NBR 8681.

De acordo com o modelo estrutural adotado podem ser obtidos esforços distintos nos elementos estruturais. Via de regra os blocos das estacas são rígidos, visando distribuir os esforços (especialmente os horizontais) nos elementos de fundação. Porém, o modelo de análise da interação solo-estrutura pode variar (WEGMANN *et al*, 2024; BOWLES, 1997; ARAUJO *et al*, 2021 e outros).

3 ADAPTAÇÃO DO MÉTODO DE SCHIEL

O método de Schiel, desenvolvido pelo Prof Frederico Schiel em 1957 na publicação n.10 da Escola de Engenharia de São Carlos sob o título “Estática dos Estaqueamentos” (Alonso, 2012), constitui uma abordagem consolidada para o dimensionamento da distribuição de cargas em blocos sobre estacas. Este método tem como premissa básica desprezar a interação solo-estaca, simplificação que implica em adotar as estacas como elementos birotulados, ou seja, capazes de resistir apenas a esforços paralelos ao seu eixo longitudinal já que as extremidades não resistem a momentos fletores. O método admite ainda que as cargas transmitidas pelo bloco são distribuídas entre as estacas de acordo com sua posição e rigidez relativa, facilitando a análise do sistema estrutural.

Apesar da simplicidade das hipóteses de análise, o método apresenta resultados satisfatórios desde que as premissas adotadas sejam respeitadas, como a predominância de esforços axiais e a rigidez suficiente do bloco para garantir a distribuição adequada das cargas como uma estrutura rígida. Ademais, a vantagem do método reside no fato de o mesmo utilizar o cálculo matricial, e, portanto, facilitar a programação automática (Alonso, 2012).

Contudo, nos casos em que a interação solo-estaca ou a presença de momentos fletores nas estacas seja significativa, se faz necessária a utilização de métodos mais sofisticados ou complementação com modelagem numérica para uma avaliação mais precisa do comportamento da fundação.

3.1 Apresentação do modelo original

Sintetizamos a seguir o Modelo de Schiel, conforme exposto por Mason (1977). O modelo considera que cada estaca pode ser representada pela sua rigidez e por sua orientação espacial: distâncias em relação a um referencial (centro de gravidade do bloco, por exemplo) e os respectivos cossenos diretores. Assim, as reações das estacas ($\vec{N}$) podem ser descritas a partir da matriz de cossenos diretores ($\boldsymbol{p}$) e dos esforços solicitantes no bloco ($\vec{R}$):

$$\vec{R} = \boldsymbol{p} \cdot \vec{N} \qquad (1)$$

porém, as reações $\vec{N}$ podem ser reescritas a partir da rigidez de cada estaca, da matriz de cossenos diretores ($\boldsymbol{p}$) e dos deslocamentos no topo das estacas ($\vec{v}$),

$$\vec{N} = \left(\frac{E_i \cdot A_i}{L_i}\right) \boldsymbol{p} \cdot \vec{v} \tag{2}$$

substituindo (2) em (1) tem-se a matriz de rigidez ($\boldsymbol{K_e}$) para as condições elásticas,

$$\vec{R} = \boldsymbol{p} \left(\frac{E_i \cdot A_i}{L_i}\right) \boldsymbol{p^T} \cdot \vec{v} = \boldsymbol{K_e} \cdot \vec{v} \tag{3}$$

portanto,

$$\vec{v} = \boldsymbol{K_e^{-1}} \cdot \vec{R} \tag{4}$$

substituindo (4) em (2), obtêm-se as reações $\vec{N}$ a partir das solicitações $\vec{R}$,

$$\vec{N} = \left(\frac{E_i \cdot A_i}{L_i}\right) \boldsymbol{p} \cdot \boldsymbol{K_e^{-1}} \cdot \vec{R} \tag{5}$$

3.2 Proposta de inserção da plasticidade no modelo de Schiel

Assim como aludido pelos autores mencionados (Manson 1977, Alonso 2012), o modelo de Schiel é amplamente utilizado em etapas de projeto preliminares para avaliação da capacidade de carga em blocos de estacas. Sua utilização *a posteriori*, ou seja, na avaliação de esforços em elementos já construídos é pouco usual. A principal limitação se deve ao fato da consideração de modelo elástico linear das estacas, isto é, efeitos da plastificação das estacas após atingir a carga de ruptura não podem ser previstos.

Uma forma de incluir a plasticidade no modelo seria considerar um comportamento elástico perfeitamente plástico das estacas (Figura 2). Neste caso o topo das estacas continuaria a apresentar o deslocamento ($\vec{v}$) no regime elástico, e, na ruptura, seja a tração ou a compressão, passaria a se deformar sem contribuir com a resistência de novos esforços no bloco.

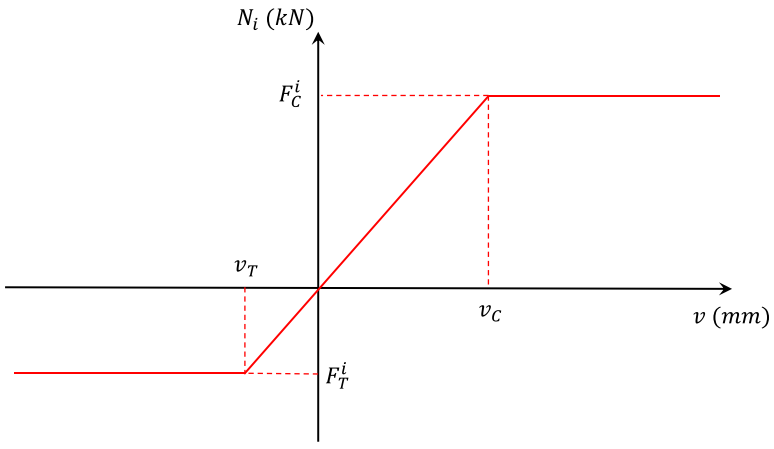


Figura 2. Modelo elástico perfeitamente plástico.

Desta forma o modelo elastoplástico pode ser adaptado mantendo-se inicialmente a estrutura original. Porém, após a primeira iteração elástica (5) deve-se verificar se a carga na estaca se encontra no regime elástico:

$$F_T^i \leq N_i \leq F_C^i \tag{6}$$

caso o carregamento na estaca supere as cargas admissíveis (tração ou compressão), deve-se restringir a componente N_i à resistência de ruptura (7), reduzir a rigidez do elemento (8) e computar novamente as reações nas estacas (9). A iteração deve ser finalizada quando a plastificação provocar redistribuição dos esforços nas demais estacas e estas conseguirem equacionar as

$$N_i^{rupt} = \{F_T^i \mid F_C^i\} \tag{7}$$

$$\frac{E_i \cdot A_i}{L_i} \to 0 \tag{8}$$

$$\vec{N} = \left(\frac{E_i \cdot A_i}{L_i}\right) \boldsymbol{p} \cdot \boldsymbol{K_e^{-1}} \cdot \left(\vec{R} - N_i^{rupt}\right) \tag{9}$$

4 ANALISE COMPARATIVA ENTRE O MODELO ANALÍTICO DE SCHIEL E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS BASEADAS EM MEF

Para as análises considerou-se um dolfim de amarração hipotético composto por um bloco com 1,5m de espessura apoiado em 8 estacas pré-moldadas de concreto inclinadas (1V:4H) com 38m de comprimento cada em lâmina d'água de 12 m, conforme ilustrado na Figura 3. O cabeço de amarração, ponto de concentração da carga de amarração, foi adotado a 0,44m acima do bloco. O modelo numérico considerou ainda estacas engastadas no bloco e coeficiente de reação horizontal médio da ordem de 7.000 kN/m³.

As solicitações foram consideradas conforme descrito no item 2.2, sendo avaliadas 62 combinações diferentes de carregamento considerando variações no ângulo de amarração, direção do vento e das correntes marítimas.

Considerando os valores máximos e mínimos obtidos para as 62 combinações de carregamentos chegou-se a solicitações axiais das estacas da ordem de:

- Modelo de Schiel: 147 tf a compressão e 60 tf a tração.
- Modelo numérico (estaca birotulada): 150 tf a compressão e 65 tf a tração.
- Modelo numérico (estaca engastada no bloco): 143 tf a compressão e 97 tf a tração.

É possível notar a boa aderência do modelo analítico e o numérico, principalmente se forem mantidas as hipóteses básicas do modelo. Contudo, ao se incluir complexidades como a interação solo-estaca ou ainda esforços fletores no topo é possível notar ligeira divergência entre as análises.

Importante observar que a própria concepção estrutural com estacas inclinadas objetiva minimizar os esforços que não sejam os axiais. Tanto que a modelagem numérica, realizada com o auxílio do programa SAP2000, com a estaca engastada no bloco, que considera a interação solo-estrutura ao longo do trecho enterrado através de molas no plano horizontal (Figura 3), não apresentou divergência apreciável na carga de compressão.

Uma análise adicional foi realizada utilizando o modelo elastoplástico aqui proposto, considerando inicialmente um carregamento isolado de amarração de 100 tf na direção horizontal. Em seguida, foi avaliado o comportamento do sistema com a majoração desse carregamento em 10%. Para o dimensionamento, foram consideradas estacas com capacidade de resistência à compressão de 150 tf e à tração equivalente a 70% desse valor, ou seja, 105 tf.

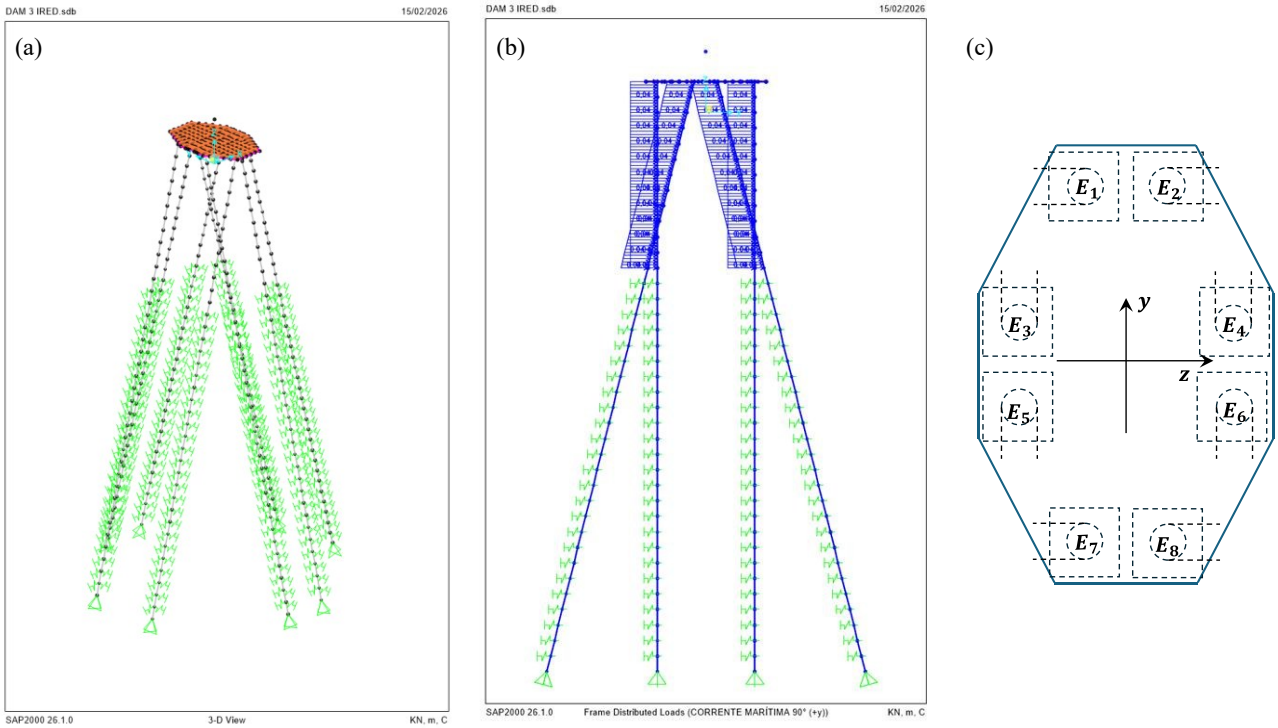


Figura 3. Dolfim de amarração. (a) vista isométrica (b) seção transversal (c) numeração das estacas

Na primeira etapa da análise, com o carregamento de 100 tf, observou-se que as estacas E3 e E4 atingiram cargas máximas de compressão de 103 tf, enquanto as estacas E5 e E6 apresentaram cargas máximas de tração também de 103 tf, valores próximos ao limite de resistência à tração das estacas. Ao se aplicar a majoração de 10% na carga de amarração, constatou-se a plastificação das estacas E5 e E6, indicando que essas estacas ultrapassaram sua capacidade resistente à tração. Além disso, as estacas E3 e E4 apresentaram um incremento de aproximadamente 20 tf nas cargas de compressão, evidenciando um aumento significativo nas solicitações dessas estacas devido à majoração do carregamento, conforme apresentado na Figura 4. A análise convergiu após uma iteração, visto que a redistribuição de esforços não gerou plastificação de outros elementos.

Esses resultados demonstram a importância de se considerar adequadamente os fatores de ponderação de carga no dimensionamento das estacas, uma vez que podem levar a condições de plastificação, e, consequentemente, à perda de capacidade estrutural de parte do sistema de fundação.

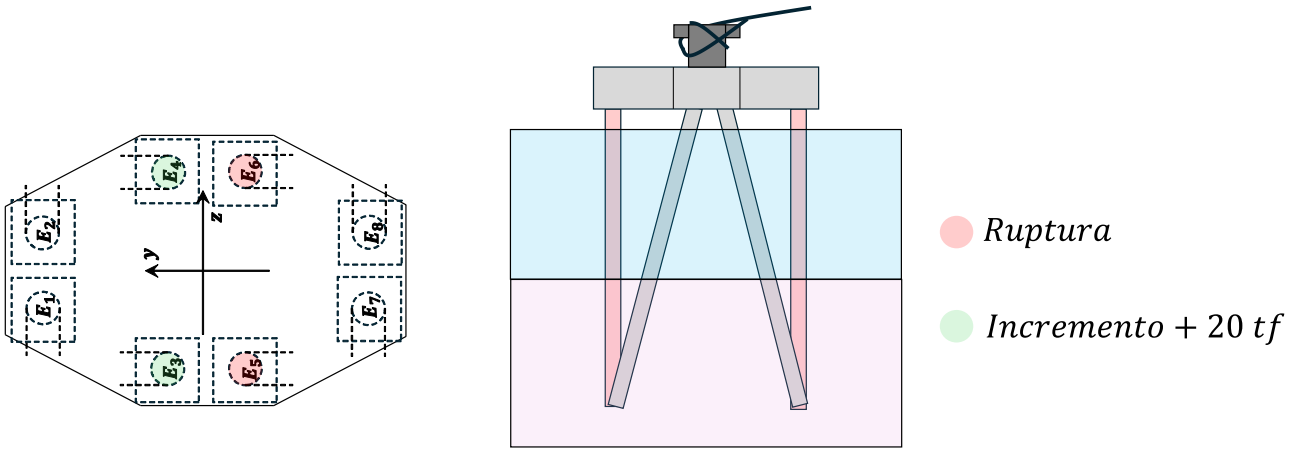


Figura 4. Redistribuição de esforços na estrutura.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho propõe uma adaptação do modelo de Schiel para a avaliação da redistribuição dos esforços em grupos de estacas incorporando a consideração do comportamento elástico perfeitamente plástico. A adoção desse modelo mostra-se pertinente, uma vez que, em determinadas situações de projeto é necessário verificar o potencial de aumento da capacidade de carga das fundações por meio do uso otimizado de recursos, como o reforço localizado de estacas. Ao permitir a análise do comportamento não linear do sistema, a abordagem elástica perfeitamente plástica possibilita identificar o ponto em que determinadas estacas atingem sua capacidade máxima, promovendo a redistribuição dos esforços para os demais elementos do grupo.

Essa adaptação do modelo de Schiel contribui para uma avaliação mais realista do desempenho das fundações, especialmente em cenários onde a solicitação das estacas pode variar significativamente devido a heterogeneidades do solo, excentricidades de carregamento ou modificações estruturais. Além disso, a metodologia proposta permite explorar alternativas de reforço e otimização do arranjo das estacas, visando maximizar a eficiência estrutural e a segurança global do sistema de fundação, sem a necessidade de intervenções excessivas ou superdimensionamento. A análise fundamenta-se em bases teóricas consolidadas, aliadas à modelagem do comportamento limite das estacas, e pode ser implementada com o simples auxílio de planilhas eletrônicas sem a necessidade de softwares mais sofisticados.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Petrobras Transporte, a Universidade Federal do Paraná e ao Instituto Tecnológico de Aeronáutica pelo apoio e promoção de troca de experiências.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alfredini, P., Arasaki, E (2009). *Engenharia Portuária*, 2ª ed., Ed. Blucher, São Paulo, Brasil, 776 p.

Alonso, U.R. (2012). *Dimensionamento de fundações profundas*, 2ª ed., Ed. Blucher, São Paulo, Brasil, 157 p.

Araujo, K.Y.M., Barros, M., Nascimento Neto, J.A. (2021) Análise estrutural de blocos sobre estacas como fundação para aerogerador onshore. *Revista IBRACON*, 14 (5), p.1-12.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2004). NBR 8681. *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*. Rio de Janeiro.

Bowles, J.E. (1997) *Foundation Analysis and Design*, 5th ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 1168 p.

Mason, J. *Pontes em concreto armado e protendido: princípios do projeto e calculo*. Rio de Janeiro, RJ: LTC, 1977. 320 p.

Wegmann, M.D., Real, M.V., Alves, A.M.L (2024) Análise de interação solo-estrutura em dolfins de amarração e atracação. *Revista de Engenharia e Tecnologia*, 16 (1), p.1-12.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/13

Análise de Transferência de Carga em uma Estaca Hélice Contínua Monitorada com Sensor de Fibra Óptica Distribuída - DFOS

Rafael Petronilho de Oliveira Rocha 1
Acadêmico do Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, rafaelpetronilho@gmail.com

Paulo Roberto Sedrez de Souza 2
Diretor Técnico da Empresa Solugeot Instrumentação e Monitoramento, Itajaí, Brasil, paulo@solugeot.com.br

Danilo Pitz 3
Diretor Executivo da Empresa Solugeot Instrumentação e Monitoramento, Itajaí, Brasil, danilo@pitz.com.br

Ricardo Bergan Born 4
Diretor Técnico da Empresa BornSales Engenharia, Balneário Camboriú, Brasil, ricardo@bornsales.com.br

Roberto Pettres 5
Professor e Pesquisador, Departamento de Matemática da Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, pettres@ufpr.br

Sidnei Helder Cardoso Teixeira 6
Professor e Consultor Geotécnico, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, sidnteix@outlook.com

RESUMO: O uso da tecnologia baseada em sensores de fibra óptica distribuída (*Distributed Fiber Optic Sensors* – DFOS) tem se mostrado promissor para o monitoramento de grandes estruturas geotécnicas naturais e artificiais como encostas e taludes, respetivamente, e estruturas civis como barragens, fazendo da fibra um extenso sensor que pode ser utilizado para relacionar e determinar diferentes variáveis associadas à integridade e segurança da obra. Neste trabalho essa tecnologia é utilizada para o monitoramento de uma fundação profunda, em um caso particular de uma estaca hélice contínua com 0,60 m de diâmetro e 27,00 m de comprimento, instrumentada com tecnologia DFOS e submetida a ensaio de prova de carga estática. O tipo de metodologia idealizada e apresentada permite o acompanhamento contínuo de medições de deformação ao longo de toda a estaca, sendo possível avaliar a transferência de carga ao longo do fuste e na ponta desta. A instrumentação foi realizada por meio da instalação de um cabo de fibra óptica posicionado no interior da armadura da estaca. O ensaio mobilizou carregamentos de até 4000 kN, permitindo o registro das deformações distribuídas durante todo o carregamento. Os resultados evidenciaram variações significativas de deformação em zonas associadas à transição do perfil geotécnico, demonstrando que o DFOS é uma ferramenta robusta e aplicável à rotina de provas de carga para a interpretação do comportamento solo–estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: DFOS, Fibra Óptica, Estaca Hélice Contínua, Prova de Carga Estática, Monitoramento de Fundações.

ABSTRACT: The use of technology based on distributed fiber optic sensors (DFOS) has shown promise for monitoring large natural and artificial geotechnical structures such as slopes and embankments, respectively, and civil structures such as dams, making fiber an extensive sensor that can be used to relate and determine different variables associated with the integrity and safety of the work. In this paper this technology is used to monitor a deep foundation, in a particular case of a continuous flight auger pile with a diameter of 0.60 m and a length of 27.00 m, instrumented with DFOS technology and subjected to a static load test. The type of

methodology conceived and presented allows for the continuous monitoring of deformation measurements along the entire pile, making it possible to evaluate the load transfer along the shaft and at the tip. The instrumentation was carried out by installing a fiber optic cable positioned inside the pile reinforcement. The test involved loads of up to 4000 kN, allowing the recording of distributed deformations throughout the loading period. The results showed significant variations in deformation in zones associated with the transition of the geotechnical profile, demonstrating that DFOS is a robust and applicable tool for routine load testing in the interpretation of soil-structure behavior.

KEYWORDS: DFOS, Distributed Optical Fiber, Continuous Flight Auger Pile, Static Load Test, Foundation Monitoring.

1 INTRODUÇÃO

O desempenho de fundações profundas constitui um dos aspectos mais críticos no projeto e na segurança de obras de engenharia geotécnica, uma vez que está diretamente relacionado à capacidade de carga, aos recalques e à interação solo–estrutura. A estimativa confiável da capacidade de carga de estacas é, portanto, fundamental para garantir tanto a segurança estrutural quanto a viabilidade econômica das obras (Poulos & Davis, 1980; Fellenius, 2014).

Tradicionalmente, a capacidade de carga de fundações profundas é determinada por meio da execução de provas de carga dinâmica (PCD) ou estática (PCE), conforme estabelecido em normas técnicas nacionais e internacionais, como a ABNT NBR 16903 e a ASTM D1143/D1143M. Esses ensaios têm como objetivo simular os carregamentos que a estrutura a ser construída imporá à fundação, permitindo a antecipação do conhecimento acerca do seu desempenho mecânico e do comportamento carga–recalque da estaca.

A carga total aplicada a uma estaca é transferida ao solo ao longo do seu comprimento por meio da mobilização do atrito lateral ao longo do fuste e da resistência de ponta. No entanto, em provas de carga estática não-instrumentadas, o entendimento sobre os mecanismos e a distribuição dessa transferência de carga ao longo da estaca limita-se, em grande parte, a interpretações baseadas em modelos teóricos, empíricos ou semiempíricos, não sendo possível observar diretamente a mobilização progressiva dessas parcelas de resistência (Fellenius, 2001; Randolph & Wroth, 1978).

Com o intuito de superar tal limitação, técnicas de instrumentação baseadas no uso de extensômetros elétricos, strain gauges e células de carga distribuídas em níveis específicos da estaca, passaram a ser empregadas em estacas submetidas a provas de carga, permitindo a medição direta de grandezas como deformações, forças axiais e distribuição de tensões locais ao longo do comprimento da fundação, contribuindo de forma significativa com a compreensão do comportamento mecânico das fundações profundas (Osterberg, 1998; Fellenius, 2014). No entanto, tal instrumentação fazia uso de sensores pontuais, apresentando informações locais de pontos discretos da fundação.

Avanços recentes na tecnologia de sensores de fibra óptica distribuída, conhecidos como *Distributed Fiber Optic Sensing* (DFOS), têm permitido a medição contínua da deformação ao longo de toda a extensão da estaca, fornecendo uma visão global e detalhada da transferência de carga e da interação solo–estaca, em contraste com as medições discretas obtidas por sensores convencionais (Bell et al., 2013; Kindler et al., 2017).

Entre as diferentes técnicas de DFOS, destaca-se uma técnica baseada no espalhamento Brillouin, apresentada com maiores detalhes na seção 2, que possibilitam a obtenção do campo de deformações distribuídas ao longo da fibra óptica com elevada resolução espacial. A aplicação dessa tecnologia em provas de carga em estacas tem demonstrado grande potencial para aprimorar a interpretação dos ensaios, reduzir incertezas associadas aos modelos tradicionais e fornecer subsídios mais robustos para o projeto geotécnico e a calibração de métodos analíticos e numéricos (Mohamad et al., 2010; Barrias et al., 2016).

Nesse contexto, este trabalho apresenta uma aplicação de sensores de fibra óptica distribuída para o monitoramento de uma estaca hélice contínua instrumentada e submetida a ensaio de prova de carga estática. O monitoramento contínuo das deformações ao longo do comprimento da estaca permitiu avaliar de forma direta a transferência de carga ao longo do fuste e na ponta, bem como sua relação com o perfil geotécnico local e com os níveis de carregamento aplicados. Os detalhes sobre a tecnologia DFOS, o teste de prova de

carga, os aspectos geotécnicos, a instrumentação da estaca e os resultados de deformação são apresentados a seguir.

2 TECNOLOGIA DE SENSORIAMENTO DISTRIBUÍDO POR FIBRA ÓPTICA (DFOS) BASEADA NO ESPALHAMENTO BRILLOUIN – TÉCNICA BOTDA

2.1 Comparação entre o Sensoriamento Pontual e Distribuído

Em sistemas de instrumentação pontual, como extensômetros elétricos, strain gauges ou sensores de fibra óptica pontuais, como por exemplo os *Fiber Bragg Gratings* - FBG, as medições são realizadas apenas em posições previamente definidas. Embora esses sensores possam apresentar elevada precisão local, a informação obtida restringe-se a pontos discretos, o que pode limitar a identificação de fenômenos complexos, como redistribuições de esforços, gradientes de deformação e zonas localizadas de dano.

Por outro lado, no sensoriamento distribuído, cada pequeno trecho da fibra óptica funciona como um sensor independente. Dessa forma, ao longo de dezenas ou centenas de metros, obtém-se um campo contínuo de medições, com resolução espacial da ordem de centímetros a metros. Esse diferencial é particularmente relevante em estruturas extensas ou enterradas, nas quais a definição prévia dos pontos críticos nem sempre é possível. Na Figura 1 é ilustrada uma viga de concreto com fissuras se desenvolvendo em locais que não coincidem com a posição dos sensores pontuais, em contrapartida a fibra óptica se distribui ao longo de todo o seu comprimento, cruzando as fissuras. Diante desta situação, no gráfico acima da viga, se destaca o fato das fissuras estarem sendo identificadas apenas pelo sensor distribuído, uma vez que os sensores pontuais foram posicionados em regiões onde as fissuras não ocorrem.

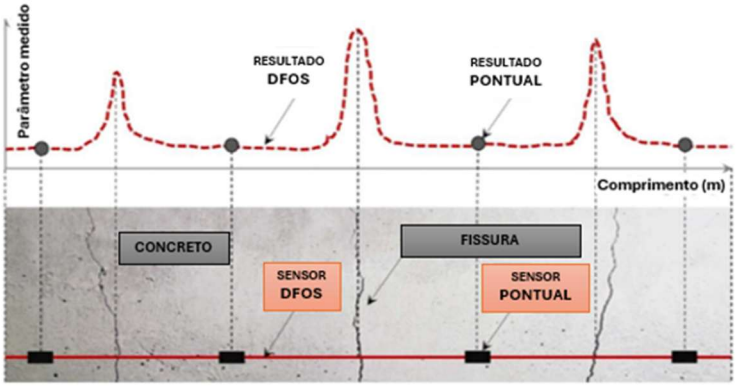


Figura 1. Diferenças entre sensores pontuais e distribuído (modificado de Nerve Sensor, 2026).

2.2 Conceito de Funcionamento da Tecnologia DFOS por meio da técnica BOTDA

Quando um pulso de luz é injetado no núcleo de uma fibra óptica, sua propagação ocorre de forma confinada, com velocidade conhecida e dependente do índice de refração do material. À medida que o pulso luminoso se desloca ao longo da fibra, ocorrem interações com a microestrutura do material que compõe o núcleo, resultando em diferentes mecanismos de retroespalhamento da luz. Parte dessa luz retroespalhada retorna à fonte emissora e, uma vez conhecido o tempo de percurso do sinal e a velocidade de propagação na fibra, torna-se possível determinar com precisão a posição ao longo do cabo onde ocorreu a interação. Esse princípio constitui a base da técnica conhecida como *Optical Time Domain Reflectometry*- OTDR (HARTOG, 2017).

O sinal óptico retroespalhado apresenta um espectro caracterizado por diferentes componentes, cujas frequências são sensíveis a variações das propriedades físicas do meio. Entre esses componentes destaca-se o espalhamento Brillouin, fenômeno associado à interação da luz com ondas acústicas térmicas presentes na fibra. O pico espectral correspondente ao espalhamento Brillouin, denominado frequência de Brillouin, apresenta elevada sensibilidade tanto às variações de deformação mecânica quanto às variações de

temperatura. A dependência da frequência de Brillouin em relação a esses parâmetros pode ser considerada aproximadamente linear em faixas usuais de operação, o que facilita a calibração do sistema por meio da determinação de coeficientes de sensibilidade específicos para cada tipo de fibra óptica (GLISIC; INAUDI, 2007; HARTOG, 2017).

A técnica *Brillouin Optical Time Domain Analysis* - BOTDA explora o espalhamento Brillouin estimulado por meio da interação entre dois sinais ópticos contrapropagantes, emitidos a partir de extremidades opostas da fibra óptica: um pulso de bombeio (*pump*) e uma onda contínua de prova (*probe*). Essa configuração permite um aumento significativo da relação sinal-ruído e da resolução espacial das medições, possibilitando a obtenção de perfis distribuídos de deformação e temperatura com elevada confiabilidade ao longo de grandes extensões de fibra (INAUDI; GLISIC, 2010).

Alternativamente, pode-se empregar a técnica *Brillouin Optical Time Domain Reflectometry*- BOTDR, na qual o pulso óptico é injetado apenas por uma das extremidades da fibra. Embora essa abordagem apresente vantagens operacionais em situações específicas, sua resolução espacial e precisão são, de modo geral, inferiores às obtidas com a técnica BOTDA, em razão da menor intensidade do sinal retroespalhado espontâneo utilizado na análise (BARLOW et al., 2013).

3 PROVA DE CARGA ESTÁTICA, ASPECTOS GEOTÉCNICOS E INSTRUMENTAÇÃO DA ESTACA

O ensaio de carregamento estático em fundações profundas é um dos principais métodos experimentais para a avaliação do comportamento do sistema solo–estaca sob carregamento controlado. No Brasil, sua execução é normatizada pela ABNT NBR 16903:2020 — Solo — Prova de carga estática em fundações profundas, em conjunto com a ABNT NBR 6122:2019 — Projeto e execução de fundações.

O ensaio consiste na aplicação de cargas conhecidas no topo da estaca, em incrementos sucessivos, com o monitoramento simultâneo dos recalques da cabeça da estaca, que englobam o encurtamento elástico do fuste e o recalque da ponta. O carregamento prossegue até a ruptura do sistema ou até a carga máxima programada, sendo posteriormente realizado o descarregamento.

A aplicação progressiva da carga promove a mobilização da resistência do sistema estaca–solo, composta pelas parcelas de atrito lateral e de ponta. Em cada estágio, a resistência mobilizada é igual à carga aplicada, permitindo a avaliação da relação carga–recalque e da capacidade resistente da fundação.

O carregamento é realizado por macaco hidráulico atuando contra um sistema de reação dimensionado para a carga máxima do ensaio. No presente trabalho, o sistema de reação foi composto por estacas helicoidais, conectadas a uma viga metálica, respeitando os afastamentos mínimos normativos. A carga aplicada foi controlada por célula de carga calibrada, e os deslocamentos foram monitorados por relógios comparadores digitais instalados em vigas de referência independentes e apontados na superfície do bloco de coroamento, assegurando a confiabilidade das medições.

3.1 Perfil Geológico-geotécnico

O subsolo da área investigada, em Balneário Piçarras–SC, foi caracterizado por meio de sondagens à percussão (SPT), executadas conforme a ABNT NBR 6484, atingindo profundidades da ordem de 38 a 40 m. De modo geral, o perfil é composto por uma camada superficial de aterro delgado, com espessura inferior a 0,30 m, sobreposta a solos predominantemente arenosos finos, silto-arenosos e silto-argilosos.

Nos primeiros metros observa-se a presença de areias finas siltosas, variando de fofa a medianamente compacta, com valores de NSPT baixos a intermediários. Em maiores profundidades, o perfil evolui para camadas de siltes pouco argilosos e argilas siltosas, apresentando consistência média a rija, com incremento progressivo dos valores de NSPT. A partir de aproximadamente 25 a 30 m de profundidade, predominam solos de elevada resistência, classificados como siltes arenosos e siltes argilosos muito compactos ou muito rijos, associados ao material proveniente da alteração de rocha, com registros de impenetrabilidade ao trépano em alguns furos.

O nível d'água foi identificado a profundidades da ordem de 3,4 a 3,9 m, variando entre os furos executados. O conjunto dos resultados indica um perfil estratigráfico heterogêneo nos níveis superficiais,

com aumento significativo da resistência do solo em profundidade, condição favorável à adoção de fundações profundas apoiadas em camadas mais competentes.

3.2 Instrumentação da Estaca

Para a instrumentação, instalou-se um cabo de fibra óptica no eixo da estaca, descendo e retornando pela mesma monobarra, que manteve o conjunto vertical e centralizado e garantiu a ancoragem ao concreto, possibilitando a aplicação da técnica BOTDA. A estaca PCE-01 foi perfurada com 27,00 m de comprimento e a ponta da monobarra alcançou a mesma profundidade, garantindo o monitoramento total do comprimento da estaca com o sensor DFOS.

Na Figura 2 são apresentados os detalhes da instalação da fibra óptica na estaca, contemplando o içamento da monobarra instrumentada, detalhe dos segmentos do cabo descendo e subindo e a condição final da instalação com a monobarra centralizada na estaca executada.



Figura 2. Instalação da fibra óptica na estaca. Esquerda: içamento; centro: segmento de cabo descendo e subindo; direita: estaca instrumentada.

4 PROCEDIMENTOS DE MEDIÇÃO

Adotou-se, ao longo do trabalho, a convenção de sinais na qual valores positivos de deformação e deslocamento corresponderam ao encurtamento axial do elemento (compressão e deslocamento descendente), enquanto valores negativos indicaram alongamento ou deslocamento ascendente.

A prova de carga estática mobilizou carregamentos de até 4000 kN, aplicados incrementalmente em oito estágios de 500 kN, utilizando sistema de reação composto por estacas helicoidais e vigas metálicas.

O monitoramento foi realizado por sensoriamento distribuído em fibra óptica empregando a técnica BOTDA, na qual ambas as extremidades do cabo foram conectadas à unidade leitora, proporcionando maior qualidade de sinal em comparação à técnica BOTDR. As deformações foram registradas ao longo de todo o comprimento da estaca com resolução espacial de 1,0 m.

5 RESULTADOS OBTIDOS

Os perfis de deformação obtidos para todos os estágios de carregamento apresentaram redução progressiva com a profundidade, atingindo valores próximos de zero na ponta, indicando dissipação predominante das tensões aplicadas na cabeça por atrito lateral. Admitindo comportamento elástico linear e estado uniaxial de tensões, aplicou-se a relação $N = EA\varepsilon$, estabelecendo proporcionalidade direta entre deformação e força axial. Assim, as oscilações observadas ao longo do comprimento refletiram variações locais na transferência de carga ao solo, associadas à mobilização não uniforme do atrito lateral e da

resistência de ponta. Adicionalmente, como $\varepsilon = N/(EA)$, eventuais variações da área transversal ou da rigidez axial também influenciaram a magnitude das deformações, podendo justificar valores menores em elevações superiores (Figura 3 – esquerda).

A instrumentação em dois segmentos de fibra, instalados nos sentidos descendente e ascendente, permitiu avaliar possíveis efeitos de flexão por comparação entre os sinais, não tendo sido observadas diferenças significativas, o que indicou comportamento predominantemente axial (Figura 3 – direita).

Assumindo compatibilidade de deformações entre fibra e concreto, a integração das leituras forneceu o encurtamento axial do fuste, enquanto os relógios comparadores mediram o deslocamento total do topo. Desta forma, o deslocamento da ponta foi então estimado pela diferença entre o deslocamento total e o encurtamento elástico (Figura 4).

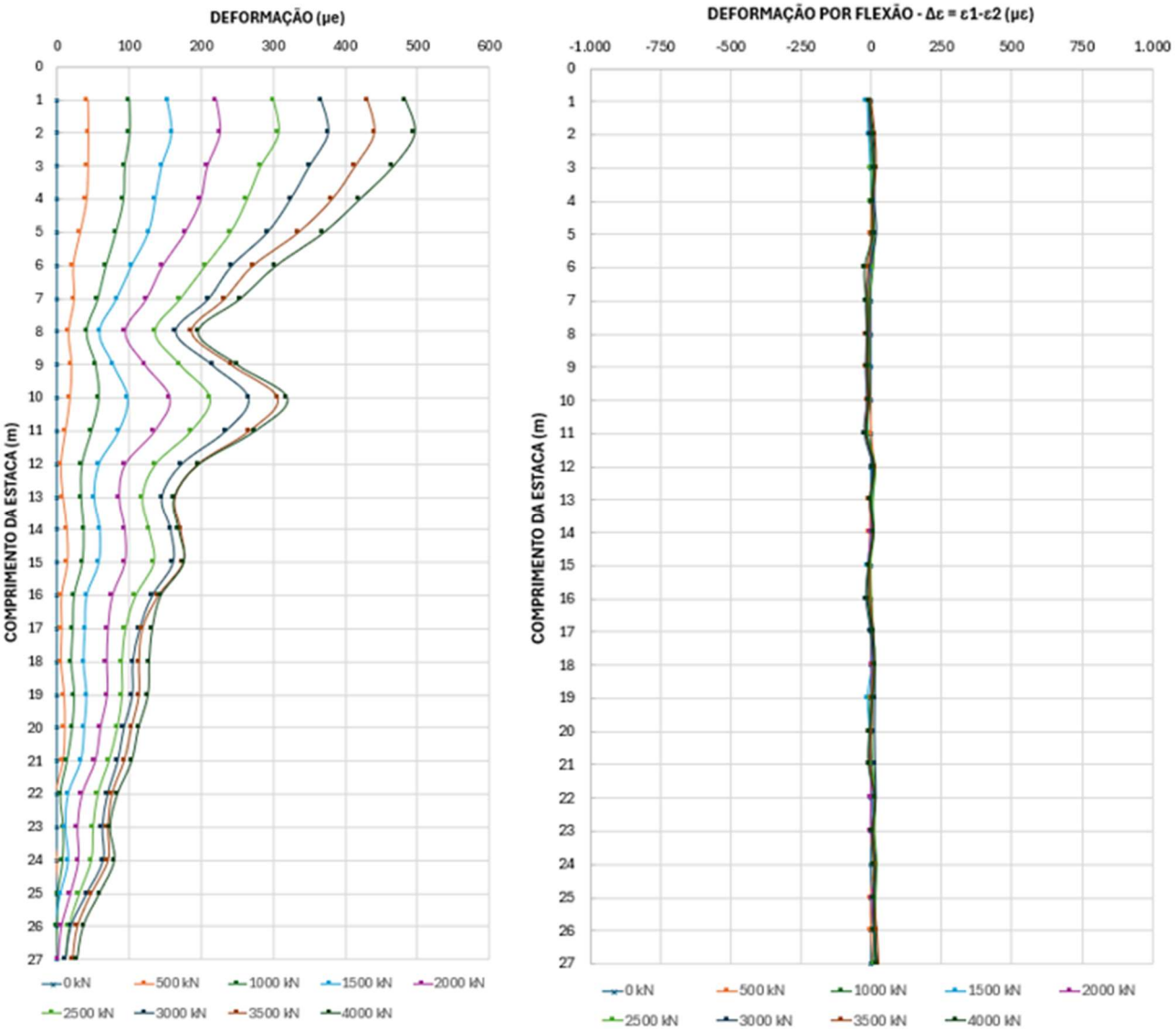


Figura 3. Distribuição de Deformação vs Profundidade

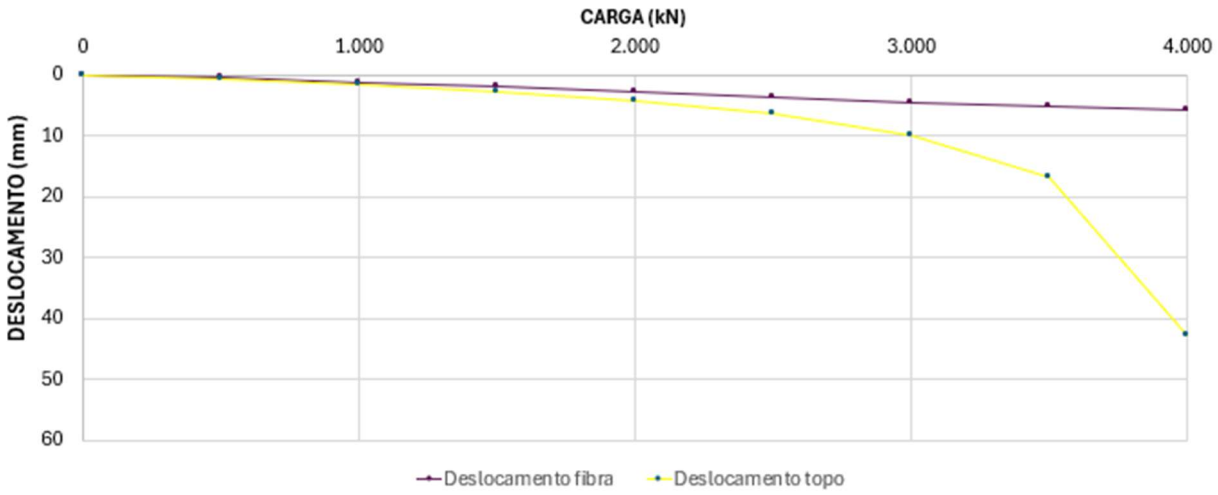


Figura 4. Comparativo entre o deslocamento do topo medido pelos relógios comparadores e o encurtamento do fuste estimado pela fibra óptica distribuída (DFOS).

5 CONCLUSÕES

O estudo demonstrou a viabilidade técnica e a eficácia do uso de sensores distribuídos de fibra óptica (DFOS), baseados na técnica BOTDA, para o monitoramento de fundações profundas, permitindo a obtenção de perfis contínuos de deformação ao longo de todo o comprimento da estaca durante a prova de carga estática. A instrumentação possibilitou a avaliação direta do mecanismo de transferência de carga, evidenciando a mobilização progressiva do atrito lateral ao longo do fuste e a participação complementar da resistência de ponta, com dissipação predominante das tensões aplicadas na cabeça ao longo da profundidade. As oscilações locais de deformação mostraram-se coerentes com a estratigrafia do subsolo, especialmente na zona de transição entre camadas arenosas e argilosas, indicando sensibilidade do método às variações geotécnicas. Em comparação com sistemas pontuais tradicionais, o DFOS proporcionou maior resolução espacial, continuidade de dados e redução de incertezas interpretativas, configurando-se como uma ferramenta robusta, confiável e aplicável à rotina de provas de carga e à análise do comportamento solo–estrutura

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam seus agradecimentos à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pelo fomento à pesquisa no Brasil, bem como à Universidade Federal do Paraná (UFPR) pelo incentivo aos seus colaboradores quanto à realização de publicações científicas. Agradecem, ainda, à empresa Solugeot Instrumentação e Monitoramento, precursora no mercado nacional de instrumentação de estruturas civis com tecnologia de fibra óptica, pelo suporte técnico e pelo subsídio dos recursos necessários à implementação do sistema de monitoramento com fibra óptica empregado neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. Solos – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro.

ASTM International (s.d.). ASTM D1143/D1143M: Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load. West Conshohocken, PA.

Barrias, A.; Casas, J. R.; Villalba, S. (2016). A review of distributed optical fiber sensors for civil engineering applications. *Sensors*, 16 (5), p. 748.

Bell, A. *et al.* (2013). Distributed fiber optic sensing for pile load testing. In: *Proceedings of the International Conference on Smart Infrastructure and Construction*. Cambridge.

Fellenius, B. H. (2001). From strain measurements to load in geotechnical instrumentation. *Geotechnical News*, 19 (1), p. 35–38.

Fellenius, B. H. (2014). *Basics of foundation design*. Electronic edition.

Glisic, B.; Inaudi, D. (2007). *Fibre optic methods for structural health monitoring*. Chichester: John Wiley & Sons.

Hartog, A. H. (2017). *An introduction to distributed optical fibre sensors*. Boca Raton: CRC Press.

Inaudi, D.; Glisic, B. (2010). Long-range pipeline monitoring by distributed fiber optic sensing. *Journal of Pressure Vessel Technology*, 132 (1).

Kindler, A. *et al.* (2017). Brillouin-based distributed fiber optic sensing in geotechnical applications. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 7 (2), p. 217–231.

Mohamad, H. *et al.* (2010). Brillouin distributed strain measurement in geotechnical structures. *Engineering Structures*, 32 (11), p. 3528–3537.

Nerve Sensor (2026). Distributed fibre optic sensing vs. conventional spot gauges. Disponível em: https://nerve-sensors.com/technology/about-dfos/. Acesso em: 09 jan. 2026.

Osterberg, J. O. (1998). The Osterberg load test method for bored and driven piles. In: *Proceedings of the First International Conference on Site Characterization (ISC'98)*. Atlanta.

Payne, D.; Barlow, A.; Hartog, A. (2013). Distributed optical fibre sensing for civil engineering applications. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Engineering Sustainability*, 166 (ES6), p. 256–268.

Poulos, H. G.; Davis, E. H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. New York: John Wiley & Sons.

Randolph, M. F.; Wroth, C. P. (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division (ASCE)*, 104 (GT12), p. 1465–1488.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/14

Análise do comportamento de *monopile* para torres eólicas *offshore* através de modelos numéricos

Morgana Basso
Mestranda, PPGEO/FURG, Rio Grande, Brasil, morganabasso90@gmail.com

Diego de Freitas Fagundes
Professor, PPGEO/FURG, Rio Grande, Brasil, dffagundes@furg.br

RESUMO: Atualmente, está crescendo a busca pelo aumento da produção de energia renovável no mundo. Nesse contexto, uma importante fonte é a energia eólica *offshore* e o Brasil está entre os países com grande potencial de crescimento nesta área, pois o litoral brasileiro apresenta grande disponibilidade eólica devido a fortes ventos. As torres eólicas são grandes estruturas que transferem cargas complexas para as fundações a partir de uma combinação de operação e peso próprio, bem como vento, ondas e correntes, principalmente, resultando em esforços laterais cíclicos. Dessa forma, é necessário que se desenvolvam estudos nas tecnologias para este fim específico, já que o tamanho das turbinas e profundidade de instalação estão aumentando, então os esforços nas fundações também serão maiores, necessitando mais alternativas nesta área. Existem diversos tipos de fundação para suportar este tipo de estrutura, sendo que as *monopiles* são as mais comuns, por serem o modelo mais simples e econômico para águas rasas. Devido à dificuldade na realização de ensaios em escala real, são comuns na literatura o estudo de *monopiles* através de modelos físicos e numéricos. Assim, o presente trabalho apresentará a comparação de resultados do comportamento de uma *monopile* em areia obtidos através de modelos físicos em centrífuga (Lemos, 2024) e de modelagem numérica. O modelo numérico desenvolvido no *software* Plaxis 3D utilizou o modelo constituvido de Mohr Coulomb com parâmetros geomecânicos de uma areia uniforme utilizada nos modelos físicos. Os resultados apresentam que o modelo numérico foi capaz de reproduzir com precisão o comportamento observado na modelagem física, se mostrando uma importante ferramenta para avaliação do comportamento de interação solo-estrutura de fundações *offshore.*

PALAVRAS-CHAVE: Monopile, Modelagem Numérica, Torre eólica offshore, Modelagem Centrífuga.

ABSTRACT: Currently, the search for increased renewable energy production is growing worldwide. In this context, an important source is offshore wind energy, and Brazil is among the countries with great growth potential in this area, as the Brazilian coast has a large availability of wind due to strong winds. Wind turbines are large structures that transfer complex loads to the foundations from a combination of operation and self-weight, as well as wind, waves, and currents, mainly resulting in cyclic lateral forces. Therefore, it is necessary to develop studies on technologies for this specific purpose, since the size of the turbines and the depth of installation are increasing, so the stresses on the foundations will also be greater, requiring more alternatives in this area. There are several types of foundations to support this type of structure, with monopiles being the most common, as they are the simplest and most economical model for shallow waters. Due to the difficulty in carrying out tests on a real scale, the study of monopiles through physical and numerical models is common in the literature. Thus, this work will present a comparison of the results of the behavior of a monopile in sand obtained through physical centrifuge models (Lemos, 2024) and numerical modeling. The numerical model developed in Plaxis 3D software used the Mohr-Coulomb constitutive model with geomechanical parameters of a uniform sand used in the physical models. The results show that the numerical model was able to accurately reproduce the behavior observed in the physical modeling, proving to be an important tool for evaluating the soil-structure interaction behavior of offshore foundations.

KEYWORDS: Monopile, Numerical Modeling, Offshore Wind Turbine, Centrifugal Modeling.

1 INTRODUÇÃO

Com o crescimento na busca por aumentar a produção de energia renovável no mundo, a energia eólica *offshore* destaca-se como uma importante fonte, sendo que o Brasil está entre os países com maior perspectiva de crescimento nesta área, pois o litoral brasileiro apresenta grande potencial eólico devido a fortes ventos, principalmente nas regiões Norte, Nordeste e Sul. Deste ponto de vista da sustentabilidade, a energia eólica vem para contribuir com objetivos mundiais existentes de reduzir e neutralizar emissões de gases do efeito estufa. Para isso, deverão ser instaladas mais turbinas, com tamanhos maiores, resultando em elevados esforços aplicados em suas fundações e, consequentemente, na necessidade de diferentes soluções, pesquisas mais aprofundadas e desenvolvimento nessa área, para que se possa extrair o melhor resultado que esta tecnologia pode oferecer (Barra *et al*., 2019; Lapastoure *et al*., 2023). Como pontos positivos, sabe-se que essa tecnologia não apresenta problemas em relação a poluição visual e sonora por estarem instaladas distante da costa, diferente do que acontece com as torres continentais. As vantagens também se estendem a menor turbulência dos ventos, pois não tem os obstáculos presentes no continente, o que aumenta a vida útil das turbinas e a produção de energia (Souza, 2019).

Conforme Alsharedah *et al*. (2023), estas grandes estruturas transferem cargas complexas para as fundações a partir de uma combinação de vento, ondas e peso próprio principalmente, resultando em esforços laterais cíclicos. A partir disso, há necessidade de estudos como o de previsão do desempenho de longo prazo das fundações, após o efeito de milhares de ciclos e carregamentos dinâmicos, de modo a entender melhor como vai ser o comportamento dessas estruturas no mar. Essas cargas devem estar em uma envoltória de rotação muito pequena e faixas de frequência naturais para permitir que as turbinas operem com eficiência. Como o projeto e a instalação dessas fundações apresentam condições desafiadoras e, por representarem cerca de 35% do custo total, é muito importante a participação dos engenheiros geotécnicos para seguir os requisitos rigorosos, de forma que se mantenha segurança e custo aceitáveis com o aumento das cargas que deverão ser aplicadas devido ao aumento das turbinas (Zhang e Wang, 2022).

Várias opções de fundação estão disponíveis para suportar essas turbinas, sendo que as *monopiles* atualmente representam 80% da capacidade instalada na Europa (Lapastoure *et al*., 2023). Elas são o modelo mais simples e econômico para águas rasas (10 a 30 m), com diâmetros usuais de 5 a 8 m e profundidades de penetração de 30 a 80 m. Para escolher o tipo de fundação a ser usada na torre eólica, as características principais a considerar são a profundidade de instalação e condições geológicas do local. Os tipos de fundação mais comumente utilizados são de gravidade, sucção, *monopile*, tripé, jaqueta e flutuante (Barra *et al*., 2019).

A partir deste panorama, a modelagem numérica, bem como a modelagem centrífuga, combinadas, se apresentam como importantes ferramentas para o estudo do comportamento desse tipo de estrutura, devido à dificuldade de realizar ensaios em escala real. Neste estudo será desenvolvido um modelo numérico, com objetivo de avaliar aspectos importantes ligados a fundações de turbinas eólicas *offshore*. Para tal, um modelo físico em centrífuga, desenvolvido por Lemos (2024), servirá de base para a validação do modelo numérico utilizando a ferramenta Plaxis 3D.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

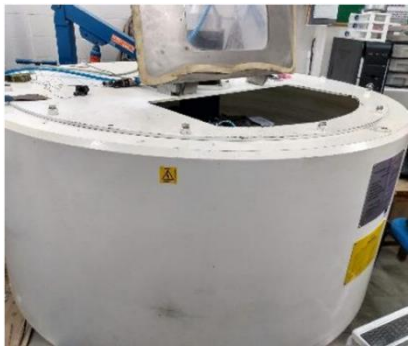
2.1 Modelo de monopile para torre eólica offshore proposto por Lemos (2024)

Para validar este estudo, foram usados os resultados da modelagem física em centrífuga geotécnica empregado por Lemos (2024) para investigar o comportamento de turbinas eólicas *offshore* suportadas por fundação tipo *monopile* em areia. O modelo foi desenvolvido em uma centrífuga geotécnica de braço do Laboratório Multiusuário em Modelagem Centrífuga LM²C da COPPE/UFRJ (Figura 1(a)), com diâmetro de 1,2 m e capacidade de aceleração máxima de 300g e que pode ser operada através de *software*, bem como monitorar resultados. Com base nas dimensões, efeitos de borda e capacidade da centrífuga, bem como características do solo, foi utilizado um modelo com base em um protótipo de turbina eólica *offshore* com capacidade de 3,5 MW.

O modelo reduzido da *monopile* é um tubo de alumínio com 19,05 mm de diâmetro externo e espessura de 1,58 mm de forma a atender os requisitos recomendados (Figura 1(b)). Essas dimensões para uma escala

de 100g são representativas das dimensões típicas de um protótipo de turbina com essa capacidade. Os esforços horizontais e o momento fletor atuando na turbina foram representados por uma única carga horizontal atuando acima do leito marinho (Lemos, 2024).

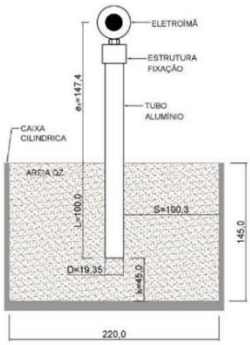
No modelo reduzido da turbina eólica, os elementos torre + rotor + nascelle + paletas foram simplificados por uma massa concentrada no topo. O solo está delimitado por uma caixa cilíndrica, como é possível observar na Figura 1(c). O modelo foi instrumentado e instalado estaticamente a 1g em areia seca com densidade relativa de 80±1%.



(a) Centrífuga geotécnica;



(b) Modelo da *monopile*;

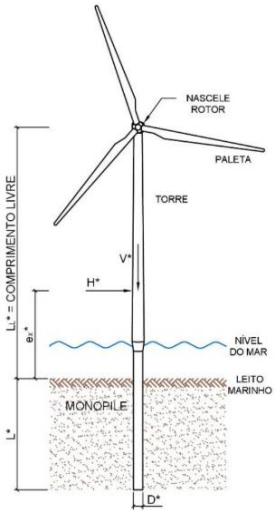


(c) Dimensões do modelo e da caixa cilíndrica (mm).

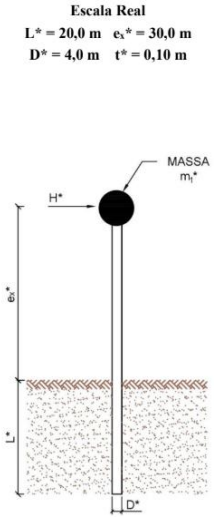
Figura 1. Centrífuga da COPPE e características do modelo físico. Fonte: Lemos (2024).

Foi considerado como fundação um *monopile* com dimensões em protótipo de 4,0 m de diâmetro, comprimento cravado igual a 20,0 m no leito marinho e espessura da parede de 100 mm (Figura 2(a)). De forma simplificada, o protótipo da turbina composta por torre + rotor + nascelle + paletas foi representada por uma massa concentrada no topo (Figura 2(b)).

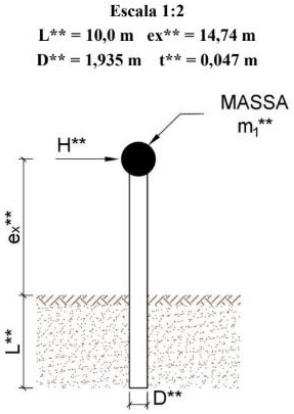
Considerando os limites de operação da centrífuga, foi obtido o fator de escala N = 100 a partir do qual pode ser feito um protótipo simplificado com escala de aproximadamente 1:2, como mostra a Figura 2(c) e Tabela 1, para atender a capacidade da centrífuga e as recomendações quanto aos efeitos de borda. O modelo é de alumínio com módulo de elasticidade de 70 GPa, cerca de um terço (1/3) do módulo de elasticidade do aço de 210 GPa. As dimensões do modelo centrífugo para o fator de escala N=100 seguem apresentadas na Tabela 1 e Figura 2d.



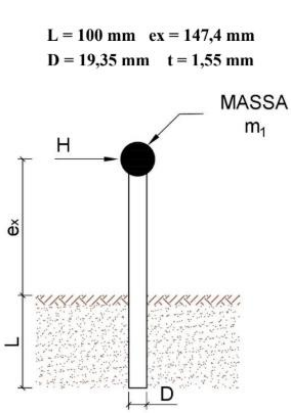
(a) Tubina eólica offshore;



(b) Protótipo simplificado escala real;



(c) Protótipo simplificado em escala 1:2;



(d) Modelo N=100.

Figura 2. Modelo físico usado na centrífuga. Fonte: Lemos (2024).

Tabela 1. Dimensões do protótipo 1:2 e do modelo. Fonte: Lemos (2024).

Parâmetro	Símbolo	Protótipo 1:2	Modelo	Modelo/Protótipo 1:2
Diâmetro externo	D	1,935 m	19,35 mm	1/N
Excentricidade do carregamento	e_x	14,74 m	147,40 mm	1/N
Comprimento de embutimento	L	10,00 m	100,00 mm	1/N
Rigidez à flexão	E_pI_p	25,80 GNm²	242,10 Nm²	$1/N^4$
Massa total	m_1+m_2	3.10^5 kg	232,30 g	$1/N^3$

2.2 Caracterização do solo

O solo utilizado foi uma areia quartzosa fina uniforme de Niterói (RJ), identificada como areia QZ. De forma a minimizar o efeito do tamanho dos grãos, a areia QZ foi passada na peneira de malha número 60 (abertura 0,250 mm), em sequência lavada na peneira de malha número 200 (abertura 0,074 mm) e seca em estufa. Os principais índices e parâmetros da areia QZ, necessários na presente pesquisa, obtidos de ensaios de caracterização física e química realizados por Gomes (2020) são apresentados na Tabela 2. Lemos (2024) utilizou um equipamento de pluviação automático para a preparação da areia na caixa da centrífuga, pois ele permite menor interferência humana, resultando em amostras com melhor homogeneidade e repetibilidade.

Tabela 2. Índices físicos e parâmetros do solo. Fonte: Lemos (2024).

Parâmetro	Símbolo	Unidade	QZ
Índice de vazios máximo	$e_{máx}$	-	0,92
Índice de vazios mínimo	$e_{mín}$	-	0,60
Peso específico máximo	$\gamma_{máx}$	kN/m³	16,47
Peso específico mínimo	$\gamma_{mín}$	kN/m³	13,78
Peso específico para D_r=80%	γ	kN/m³	15,85
Ângulo de atrito interno (σ=100 kPa)	φ	°	44,58

2.3 Modelo numérico

Para o desenvolvimento do modelo numérico da *monopile* desta pesquisa, foi utilizado o *software* Plaxis 3D, que é um programa de elementos finitos tridimensional utilizado para realizar análises de deformação, estabilidade e fluxo em aplicações geotécnicas. Nos processos, estão envolvidas a modelagem e a verificação de uma *monopile* submetida a uma carga constituída por uma componente horizontal e uma vertical (que representa a turbina eólica e os seus carregamentos) atuando em um ponto no topo da estaca. O problema de uma estaca carregada lateralmente não é axissimétrico, devendo ser analisado em uma abordagem 3D.

A modelagem numérica com o solo QZ-MC-1, utilizou o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb na condição drenada, com parâmetros retirados do trabalho de Lemos (2024). Foram obtidos, através de ensaios triaxiais, parâmetros como peso específico (γ), índice de vazios (e), módulo de Young (E), coeficiente de Poisson (ν), coesão (c) e ângulo de atrito (φ). Os resultados dos ensaios triaxiais também foram calibrados com a ferramenta Plaxis soil test (para o modelo Mohr-Coulomb) e os dados do modelo centrífugo e são apresentados na Tabela 3 como QZ-MC-2. A Tabela 3 apresenta os parâmetros geotécnicos de entrada da areia uniforme utilizada no modelo numérico.

Tabela 3. Dados de entrada do modelo do solo no Plaxis 3D.

Parâmetro	Símbolo	QZ-MC-1	QZ-MC-2	Unidade
Peso específico	γ	15,85	15,85	kN/m³
Índice de vazios	e	0,66	0,66	-
Módulo de Young	E	16 400	14 000	kN/m²
Coeficiente de Poisson	ν	0,21	0,21	-
Ângulo de atrito	φ	44,58	40,00	°
Coesão	c	0,00	0,00	kN/m²

Em dimensões de protótipo, o solo foi modelado como um volume cilíndrico com diâmetro de 22 m e altura de 14,5 m, para simular a caixa de solo usada na centrífuga. Nas superfícies lateral e inferior do solo, foram adicionadas condições de contorno para que o solo fique restrito àquele espaço, sendo a lateral liberada no eixo z e restringida em x e y. Já a superfície inferior está restringida ao deslocamento nos eixos x, y e z. A estaca foi modelada como volume cilíndrico vazado, porém utilizando o modelo linear elástico para que se possa adequar os parâmetros ao material (aço). Neste caso foram fornecidos os parâmetros: módulo de Young (E) e coeficiente de Poisson (ν). Os demais parâmetros da estaca que foram inseridos na modelagem são o diâmetro externo (d_e), diâmetro interno (d_i), comprimento total (L_t) e comprimento enterrado (L). Esses dados de entrada estão apresentados na Tabela 4. Por fim, foi adicionado um deslocamento prescrito no topo da estaca, representando os esforços transmitidos pela turbina e equivalente ao deslocamento resultante no modelo físico.

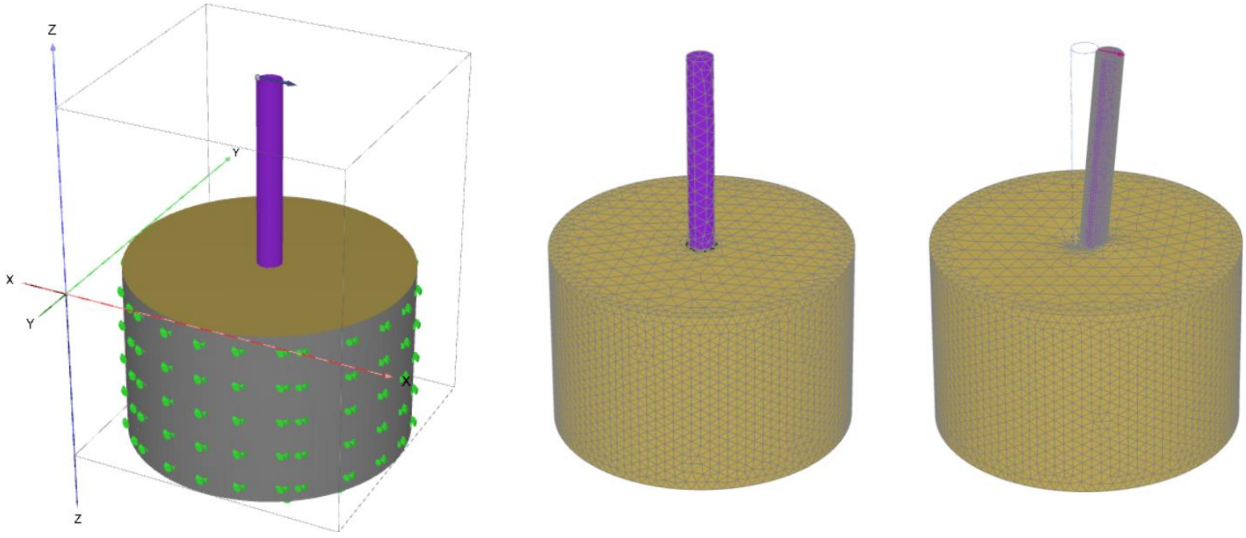
Tabela 4. Dados de entrada do modelo da estaca no Plaxis 3D.

Parâmetro	Símbolo	Modelo	Unidade
Módulo de Young	E	210 000 000	kN/m²
Coeficiente de Poisson	ν	0,33	-
Diâmetro externo	d_e	1,935	m
Espessura	e	0,047	m
Comprimento total	L_t	24,74	m
Comprimento enterrado	L	10,00	m

3 RESULTADOS

Uma visão geral do modelo pode ser vista na Figura 3(a), onde o solo está representado em bege, a estaca em roxo, a força está aplicada no seu topo e o entorno do solo está representado por uma superfície cinza onde estão especificadas em verde as condições de contorno atribuídas ao maciço de solo. Após a modelagem é gerada a malha, representada na Figura 3(b). As malhas de elementos finitos são geradas automaticamente na condição *very fine*, considerando-se as restrições impostas pela geometria do problema.

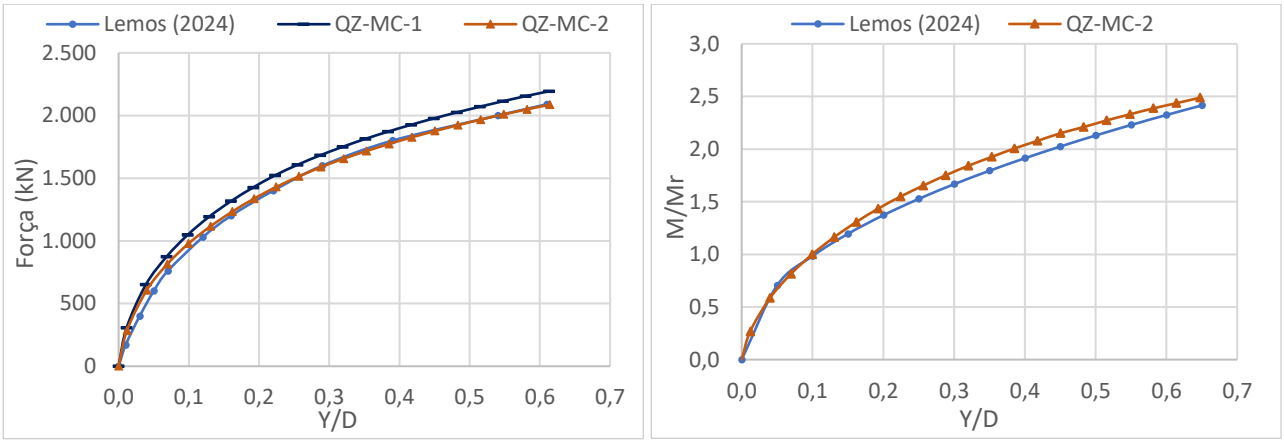
Por fim, foram determinadas diversas fases de cálculo necessárias para o desenvolvimento das análises, utilizando o modulo *stage construction* do *software*, sendo elas: a Fase inicial, definida pelo PLAXIS 3D, na qual apenas o solo modelado é verificado; Fase 1, onde ocorre a instalação da *monopile*, em que a estaca instalada no solo é analisada; e as Fases 2 até a 21 (última determinada), com o deslocamento prescrito aplicado gradualmente no topo da *monopile*, representando esforços externos na turbina. Após o cálculo das diversas fases, obtêm-se a malha deformada, conforme apresentado na Figura 3(c).



(a) Modelo numérico; (b) Malha gerada, (c) Malha deformada.

Figura 3. Modelagem numérica no Plaxis 3D.

A Figura 4(a) mostra os resultados de força (F_x) em kN equivalente ao deslocamento que foi aplicado no topo da estaca, pelo correspondente deslocamento Y na superfície do solo (u_x) em metros normalizado pelo diâmetro da *monopile* (m), Y/D. Na Figura 4(b), estão apresentadas as curvas de momento fletor máximo-deslocamento na superfície do solo, normalizados pelo momento fletor de referência e pelo diâmetro da estaca, M/Mr. A linha nomeada de Lemos (2024) representa os resultados obtidos no modelo físico em centrífuga geotécnica. Os dois outros resultados estão nomeados com QZ, que representa a areia usada, e MC, que representa o modelo constitutivo de solo Mohr-Coulomb, utilizado nos modelos numéricos feitos no Plaxis 3D. A linha QZ-MC-1 representa um modelo numérico com os dados de solo obtidos em Lemos (2024), e a linha QZ-MC-2 mostra os resultados com os parâmetros do solo calibrados, presentes na Tabela 3.



(a) Curvas força-deslocamento na superfície do solo;

(b) Curvas momento fletor-deslocamento na superfície do solo.

Figura 4. Comparando resultados do modelo numérico desenvolvido no Plaxis 3D, com os resultados de Lemos (2024).

Observa-se que os resultados obtidos no modelo numérico apresentam concordância com os resultados do modelo físico. Na Figura 4(a), o modelo ajustado QZ-MC-2 apresenta uma excelente concordância com os valores de força obtidos em ambos os modelos. Já o modelo QZ-MC-1, que não foi ajustado, apresenta também uma boa concordância tendo uma variação de em média 5,0 % entre os resultados do modelo físico e numérico. Na Figura 4(b), os resultatos de M/Mr, também apresentam boa concordância com uma baixa variação de 3,7 %. Os resultados apresentam de maneira geral que o modelo numérico reproduz adequadamente o comportamento do ensaio físico em centrífuga, mesmo com a utilização de um modelo constitutivo mais simplificado do solo como o de Mohr-Coulomb.

A Figura 5 mostra uma seção no modelo numérico, onde é possível ver os deslocamentos horizontais do solo (na direção x).

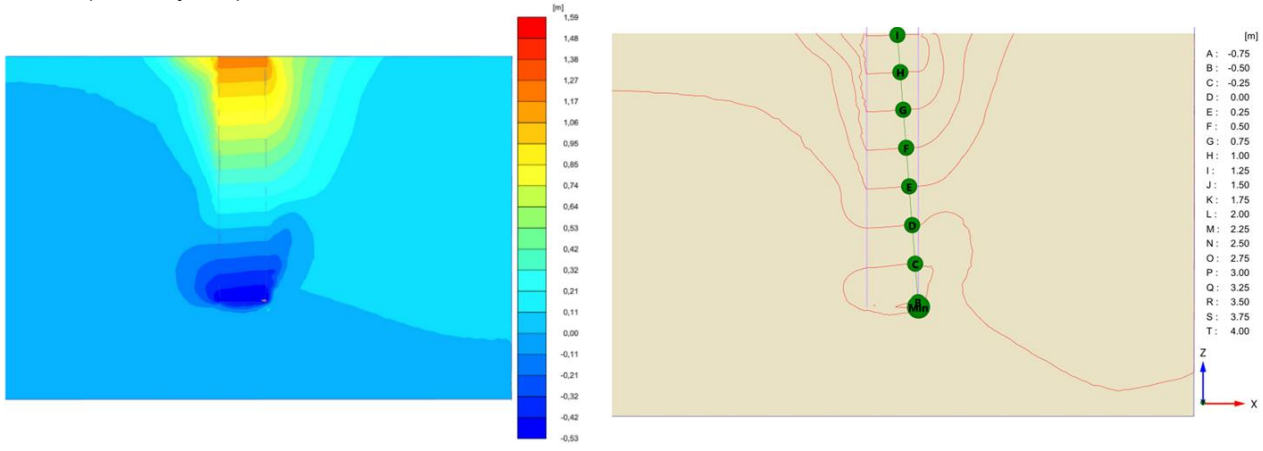


Figura 5: Resultados de deslocamentos horizontais no modelo numérico.

Na Figura 5 o deslocameno máximo da superfície da camada do solo é de aproximadamente 1,20 m. É possivel observar que os deslocamentos mudam de sentido após a profundidade onde atravessa a linha “D”, indicando um ponto de giro na estaca, onde os deslocamentos são nulos. O deslocamento máximo na base da estaca é da ordem de 0,50 m, na direção oposta a aplicação do deslocamento prescrito.

A Figura 6 mostra uma seção no modelo numérico, onde é possível ver os valores das tensões horizontais totais na direção x.

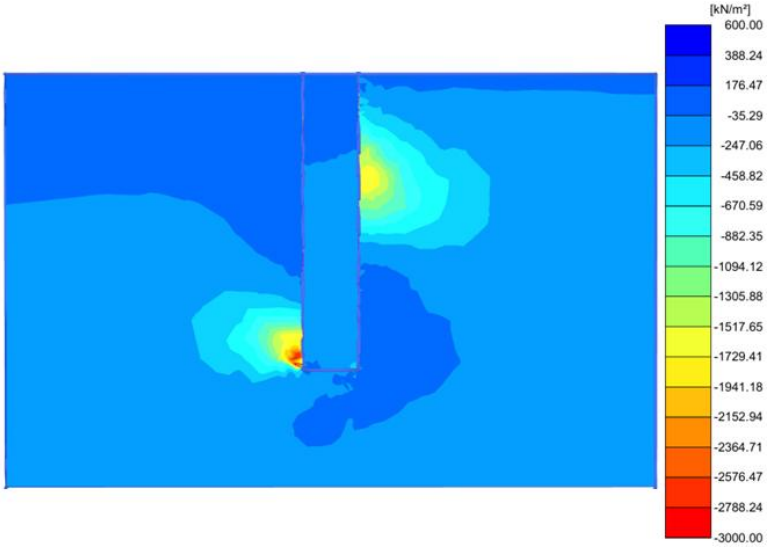


Figura 6: Resultados de tensões totais no solo no modelo numérico.

Na Figura 6 podemos observar o comportamendo das tensões horizontais ativas e passivas. Nos trechos da estaca mais próximos da superfície e acima do ponto de giro, o solo a frente da estaca na direção da aplicação do deslocamento, apresenta um aumento das tensões devido ao empuxo passivo gerado da ordem de 600 kPa. Já na região onde um vazio devido ao deslocamento da estaca ocorre, observa-se uma redução da tensões. Porém, ao analisarmos o comportamentos das tensões abaixo do ponto de giro percebe-se uma inversão dos empuxos, ficando as tensões na ordem de 200 e 3000 kPa para a zona ativa e passiva, respectivamente.

4 CONCLUSÕES

Em virtude do crescimento pela demanda de energia sustentável, tem-se buscado novas fontes, sendo que a energia eólica *offshore* tem se mostrado de grande potencial no litoral brasileiro. Devido à dificuldade para estudos em campo com estruturas em escala real, os modelos físicos e numéricos têm se apresentado na literatura como excelentes alternativas para avaliação do comportamento solo-estrutura para fundações *offshore*. Assim, o presente estudo fez a validação de um modelo numérico de elementos finitos com o *software* Plaxis 3D, de uma fundação do tipo *monopile* para torre eólica *offshore* instalada em areia quartzosa, sob carregamento estático. A validação utilizou os resultados de ensaios em centrífuga geotécnica apresentados por Lemos (2024).

É demonstrado que este modelo numérico fornece correspondência com as medições do deslocamento na superfície do solo e de momento fletor, obtidas na centrífuga, reproduzindo o comportamento do sistema solo-fundação. Essa concordância valida a metodologia empregada e confirma a capacidade dos modelos numéricos de representar adequadamente as condições observadas nos ensaios físicos. Dessa forma, conclui-se que a modelagem numérica, quando devidamente calibrada e validada por dados experimentais, constitui uma poderosa ferramenta para o estudo de fundações do tipo *monopile*, permitindo a avaliação de diferentes condições de carregamento e cenários geotécnicos. Em conjunto, os modelos físicos e numéricos fornecem uma base para o desenvolvimento de projetos desse tipo.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abdel-Rahman, K., Achmus, M. (2005) Finite element modelling of horizontally loaded monopile foundations for offshore wind energy converters in Germany, Em: *Institute of Soil Mechanics*, Foundation Engineering and Waterpower Engineering, University of Hannover, Germany.

Alsharedah, Y. A., J. A. Black, T. Newson, M. H. El Naggar (2023) Centrifuge testing of improved monopile foundation for offshore wind turbines. Em: *Ocean Engineering* 285.

Bak, C., Zahle, F., Bitsche, R. (2013) *Description of the DTU 10 MW Reference Wind Turbine*. Em: Technical University of Denmark. DTU Wind Energy, 2013.

Barra, M. F. W. (2020) *Centrifuge modelling of monopile foundation for offshore wind turbines*. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

Barra, M. F. W., N. F. Gomes, S. P. Lemos, J. dos Santos Carlos, M. C. F. de Almeida e M. D. S. S. de Almeida (2019) *Modelos Físicos de Fundações para Torres Eólicas Offshore*. Em: XII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul, GEOSUL, Joinville, Santa Catarina, Brasil.

Byrne, B. W., Mcadam, R. A., Burd, H. J., et al. (2015) *Field testing of large diameter piles under lateral loading for offshore wind applications*. Em: Edinburgo, Escócia, Proceedings of the XVI ECSMGE, ICE Publishing, 2015. p. 1255–1260. DOI: 10.1680/ecsmge.60678.

Dahal, B.K.; Regmi, S.; Paudyal, K.; Dahal, D.; KC, D. *Enhancing Deep Excavation Optimization*: Selection of an Appropriate Constitutive Model. CivilEng 2024, 5, 785–800. https://doi.org/10.3390/civileng5030041

Ferreira, Y. A. e Futai, M. M. (2016) *Análise do Comportamento das Fundações de Torres Eólicas*, Em: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica O Futuro Sustentável do Brasil passa por Minas COBRAMSEG 2016, pp. 19-22.

Kurian, V. J., Narayanan, S. P., Ganapathy, C. (2010) *Towers for Offshore Wind Turbines*. Em: The 10th Asian International Conference on Fluid Machinery, 1225, Kuala Lumpur Malaysia, 21-23 out. 2010.

Lemos, S. G. F. P. (2024) *Comportamento dinâmico de fundações em monopiles de turbinas eólicas offshore em areias*. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

Qu, L., H. An, S. Draper, P. Watson, M. Zhao, J. Harris, R. Whitehouse, D. A. Zhang (2024) A review of scour impacting monopiles for offshore wind. Em: *Ocean Engineering* 301.

Schanz, T., Varmeer, P. e Bonnier, P. (1999) *The hardening soil model: Formulation and verification*. Beyond 2000 Comput. Geotech. 10 years PLAXIS Int. ProcInt. Symp. beyond 2000 Comput. Geotech. Amsterdam Netherlands 1820 March 1999, pages 104–144, 1999.

Souza, R. N. de. (2019). "Modelagem e Análise de uma Turbina Eólica Offshore do Tipo Spar-Buoy". Dissertação de mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Velarde, J.; Bachynski, E. (2017) Design and fatigue analysis of monopile foundations to support the DTU 10 MW offshore wind turbine. *Energy Procedia*, Elsevier, Vol. 137, p. 3-13.

Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2010) *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. Oficina de Textos, São Paulo, 568 p.

Zhang, J., H. Wang (2022) Development of offshore wind power and fundation technology for offshore wind turbines in China. Em: *Ocean Engineering* 266.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/15

Análise do comportamento dinâmico da fundação de torres eólicas *onshore* em solos tropicais

Deivyd Heivyson Diógenes Costa
Mestrando, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, costa.dhd@gmail.com

Juan Felix Rodriguez Rebolledo
Professor Titular, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, jrodriguezr72@unb.br

Manoel Porfirio Cordão Neto
Professor Titular, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, porfirio@unb.br

Márcio Muniz de Farias
Professor Titular, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, muniz@unb.br

RESUMO: Fundações de torres eólicas estão submetidas a carregamentos cíclicos que mobilizam pequenas deformações no solo, regime no qual a rigidez inicial exerce papel relevante na resposta dinâmica do sistema. Este trabalho apresenta uma análise paramétrica tridimensional, via Método dos Elementos Finitos, da influência dos parâmetros de pequenas deformações do modelo HSsmall no comportamento dinâmico de uma torre eólica *onshore* apoiada em uma fundação tipo monoestáca em solo laterítico do Distrito Federal. Variaram-se o módulo de cisalhamento inicial G_0^{ref}, e o parâmetro de degradação $\gamma_{0,7}$. A resposta foi avaliada por meio da frequência natural e dos deslocamentos horizontais no topo da torre em vibração livre. Observou-se variação inferior a 3% na frequência fundamental entre cenários extremos, porém diferenças de até 18% nas amplitudes de vibração. Conclui-se que a consideração da rigidez em pequenas deformações é determinante para estimativas realistas de deslocamentos em regime de serviço, embora apresente influência limitada na frequência natural.

PALAVRAS-CHAVE: Interação solo–estrutura, fundações de torres eólicas, rigidez a pequenas deformações, modelo HSsmall, análise dinâmica.

ABSTRACT: Wind turbine foundations are subjected to cyclic loads that induce small strains in the soil. In this regime, initial stiffness plays a significant role in the system's dynamic response. This study presents a three-dimensional parametric analysis, using the Finite Element Method, to investigate the influence of small-strain parameters from the HSsmall model on the dynamic behavior of an onshore wind turbine founded on a monopile type foundation on lateritic soil in the Federal District. The initial shear modulus, G_0^{ref}, and the degradation parameter, $\gamma_{0,7}$, were varied. The response was evaluated through natural frequency and top horizontal displacements during free vibration. Variations of less than 3% in the fundamental frequency were observed between extreme scenarios, while differences of up to 18% were found in vibration amplitudes. It is concluded that considering small-strain stiffness is crucial for realistic serviceability displacement estimates, although its influence on natural frequency is limited.

KEYWORDS: Soil–structure interaction, wind turbine foundations, small-strain stiffness, HSsmall model, dynamic analysis.

1 INTRODUÇÃO

O avanço da geração de energia eólica no Brasil tem intensificado a necessidade de análises mais refinadas do comportamento dinâmico de fundações de aerogeradores, especialmente em solos tropicais. Diferentemente de estruturas convencionais, torres eólicas estão submetidas a carregamentos predominantemente horizontais e cíclicos, cujas frequências podem se aproximar das frequências naturais do

sistema torre–fundação–solo, elevando o risco de amplificação dinâmica e fadiga estrutural (DNV, 2016; Bhattacharya *et al*., 2017; Arany *et al*., 2017).

A resposta dinâmica dessas estruturas depende fortemente da interação solo–estrutura (ISE), particularmente da rigidez lateral e do amortecimento mobilizados no maciço de solo. Em análises numéricas usuais, entretanto, a rigidez do solo é frequentemente representada por modelos constitutivos que não capturam adequadamente o comportamento em pequenas deformações, regime no qual tipicamente se desenvolvem as solicitações de serviço em fundações eólicas.

O modelo Hardening Soil com rigidez a pequenas deformações (HSsmall) permite representar explicitamente a degradação não linear do módulo de cisalhamento desde níveis muito baixos de deformação, o que pode alterar tanto a frequência natural quanto às amplitudes de vibração do sistema. Apesar dessa potencial influência, ainda não está suficientemente estabelecido em que medida os parâmetros específicos de pequenas deformações impactam efetivamente as propriedades dinâmicas globais do conjunto torre–fundação–solo, particularmente em solos lateríticos brasileiros.

Neste contexto, o presente trabalho desenvolve uma análise paramétrica tridimensional, via Método dos Elementos Finitos, para investigar a influência dos parâmetros de pequenas deformações do modelo HSsmall na resposta dinâmica de uma torre eólica *onshore* experimental (instrumentada) apoiada em uma fundação tipo monoestáca (moldada in loco, de 14 m de profundidade e 0,5 m de diâmetro) em solo tropical do Distrito Federal (Campo Experimental do Laboratório de Infraestrutura da Universidade de Brasília, Infralab/UnB). A investigação concentra-se na frequência natural e na evolução temporal dos deslocamentos no topo da torre, buscando quantificar a relevância prática da rigidez em pequenas deformações para análises dinâmicas de fundações eólicas.

2 CARREGAMENTOS E INTERAÇÃO SOLO–ESTRUTURA

A fundação constitui o elemento responsável por transferir ao maciço de solo as ações provenientes da superestrutura, desempenhando papel decisivo no comportamento estrutural e no desempenho global de torres de turbinas eólicas. Em virtude das elevadas cargas aplicadas e da natureza predominantemente dinâmica dessas solicitações, o projeto de fundações para aerogeradores demanda uma análise criteriosa dos carregamentos atuantes e de sua interação com o solo de suporte.

No dimensionamento geotécnico das fundações de torres eólicas, devem ser consideradas ações de diferentes naturezas: permanentes (peso próprio da superestrutura, torre e fundação), variáveis (esforços induzidos pelo vento, de natureza cíclica) e excepcionais. As ações variáveis atuam principalmente na forma de forças horizontais e momentos fletores na base da torre, associadas tanto às condições operacionais normais quanto a rajadas e eventos extremos (García *et al*., 2019). A combinação dessas ações resulta em um sistema complexo de esforços caracterizado por forças verticais de compressão, esforços cortantes horizontais e momentos fletores elevados, que induzem deslocamentos transversais e rotações na base da torre.

A interação solo–estrutura (ISE) exerce papel fundamental no comportamento estrutural de torres eólicas. Diferentemente de edificações convencionais, essas estruturas esbeltas são submetidas a carregamentos predominantemente horizontais e cíclicos, tornando a resposta do sistema fortemente dependente das propriedades mecânicas do solo (Bhattacharya *et al*., 2017). A idealização da base como engaste perfeito conduz a uma superestimação da rigidez global, negligenciando a deformabilidade do solo (Adhikari e Bhattacharya, 2009). A ISE introduz graus adicionais de flexibilidade, manifestados por deslocamentos horizontais e rotações na base da torre, alterando significativamente a resposta estática e dinâmica do conjunto.

Não menos importante, o fenômeno de ressonância constitui uma das principais preocupações no projeto estrutural de turbinas eólicas modernas, ocorrendo quando uma força externa incide sobre a estrutura com frequência equivalente a uma de suas frequências naturais (Petrobras, 2011). Aerogeradores estão suscetíveis a cargas periódicas que podem induzir tensões de fadiga, amplificadas em condições de ressonância (Harger *et al*., 2023). A frequência natural do sistema torre-fundação-solo ($f_{0,1}$) deve ser cuidadosamente posicionada para evitar coincidência com as frequências características de excitação: a frequência de rotação do rotor (f_{1P}) e a frequência de passagem das pás (f_{3P}) (Arany *et al*., 2017). O DNV (2002) estabelece que as análises modais devem considerar explicitamente a influência do maciço de solo para adequada avaliação do risco de ressonância e dos efeitos de fadiga.

3 MODELO CONSTITUTIVO HSsmall

A correta representação do comportamento mecânico dos solos por meio de modelos constitutivos é fundamental para a análise e o projeto de obras geotécnicas. No contexto de fundações de torres eólicas, a escolha adequada do modelo constitutivo torna-se crítica devido às particularidades de carregamento dessas estruturas: carregamentos cíclicos transientes, esbeltez da estrutura, altura da torre e magnitudes elevadas de momentos fletores (Matos, 2024).

O modelo Hardening Soil (HS), desenvolvido por Schanz *et al.* (1999), é um modelo constitutivo elastoplástico avançado fundamentado na teoria da plasticidade com endurecimento isotrópico. Diferentemente do modelo de Mohr-Coulomb, no qual a superfície de escoamento permanece fixa no espaço de tensões, o modelo HS admite a expansão progressiva dessa superfície em função da deformação plástica acumulada. O modelo incorpora dois mecanismos distintos de endurecimento: (i) endurecimento por cisalhamento, associado às deformações plásticas decorrentes do carregamento desviador primário; e (ii) endurecimento por compressão, relacionado às deformações plásticas volumétricas em ensaios edométricos.

Embora o modelo HS represente satisfatoriamente o comportamento do solo em níveis moderados e elevados de deformação, ele não reproduz adequadamente a elevada rigidez observada experimentalmente em regimes de pequenas deformações. Segundo Benz (2007), a rigidez elástica é geralmente adotada como a rigidez secante correspondente a ciclos de descarregamento-recarregamento em níveis de deformação mais elevados, de modo que a rigidez em pequenas deformações é desconsiderada. Para suprir essa limitação, foi desenvolvido o modelo Hardening Soil com rigidez a pequenas deformações (HSsmall), que consiste em uma extensão do HS, incorporando explicitamente a degradação não linear da rigidez cisalhante com o aumento da deformação. O HSsmall é capaz de representar adequadamente o comportamento do solo em níveis de pequenas deformações (Benz, 2007), típicos do domínio de deformações do solo de fundação de aerogeradores, que pode variar de 10^{-5} a 10^{-3} (CFMS, 2011; Matos, 2024).

3.1 Degradação da rigidez do solo em pequenas deformações

Ensaios laboratoriais e investigações geofísicas demonstram que a rigidez do solo não é constante, mas varia significativamente com o nível de deformação. Em deformações muito pequenas, os solos apresentam sua rigidez máxima recuperável. À medida que a amplitude de deformação aumenta, a rigidez do solo decresce de forma não linear, seguindo uma curva característica em forma de S quando plotada em escala logarítmica (Atkinson & Sallfors, 1991; Benz, 2007; Hardin & Drnevich, 1972). A Figura 1 ilustra o comportamento dessa rigidez para diferentes níveis de deformações.

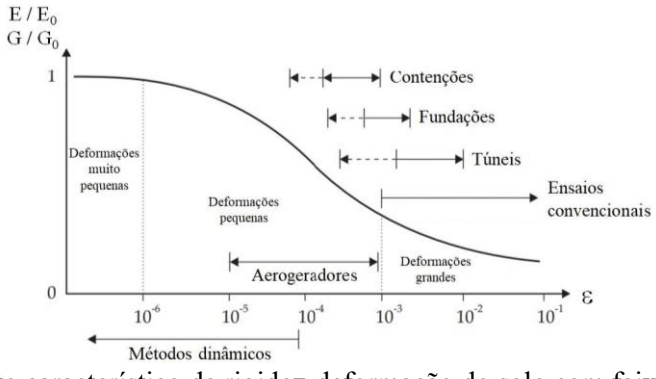


Figura 1. Comportamento característico de rigidez-deformação do solo com faixas de deformação típicas (Adaptado de Benz, 2007)

No software Plaxis, o modelo HSsmall utiliza essencialmente os mesmos parâmetros do modelo HS, diferenciando-se pela introdução de dois parâmetros adicionais responsáveis por descrever a variação da rigidez em pequenas deformações: G_0, que representa o módulo de cisalhamento inicial, correspondente a deformações muito pequenas ($\varepsilon < 10^{-6}$); e $\gamma_{0,7}$, que define o nível de deformação cisalhante no qual o módulo de cisalhamento secante (G_s) é reduzido para aproximadamente 70% de G_0.

3.2 Limite inferior de rigidez

No modelo HSsmall, a curva de redução de rigidez a pequenas deformações é limitada inferiormente pelo módulo de descarregamento/recarregamento (G_{ur}). Esse limite deve ser ativado em combinação com formulações de plasticidade com endurecimento para evitar que a rigidez do material se torne excessivamente reduzida em grandes deformações (Benz, 2007). Sendo assim, é introduzido um *cut-off* na curva hiperbólica de degradação da rigidez na deformação de cisalhamento γ_c, ponto em que a rigidez tangente se reduz à rigidez G_{ur} em ciclos de maior deformação, conforme ilustra a Figura 2.

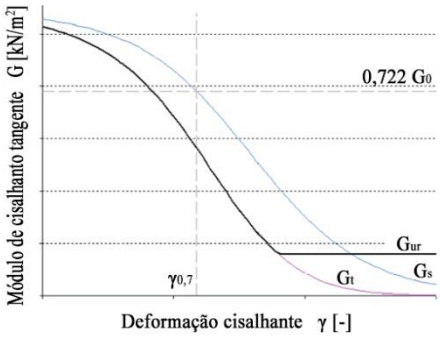


Figura 2. Curva de redução do módulo tangente e secante (Adaptado de Obrzud & Truty, 2014)

4 MODELAGEM NUMÉRICA VIA MEF

Com o objetivo de representar de forma mais realista o comportamento dinâmico da torre, foi desenvolvida uma modelagem tridimensional por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando o software Plaxis 3D. A malha numérica do modelo é composta por 23.632 elementos tetraédricos de 10 nós, totalizando um total de 48.892 nós, garantindo a discretização espacial adequada para a análise da propagação de tensões e deformações no maciço de solo.

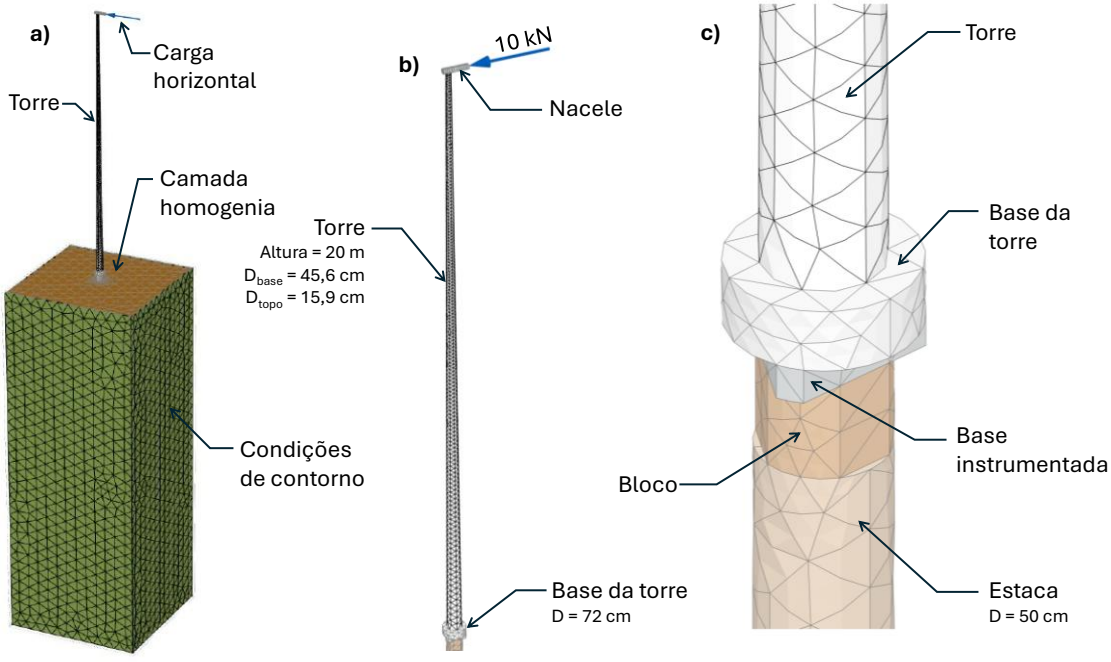


Figura 3. Modelo numérico via MEF: a) visão geral, b) detalhe da torre e do carregamento, e c) detalhe da conexão da base da torre com a estaca

A fim de minimizar a influência das condições de contorno na resposta dinâmica do sistema, o maciço de solo foi representado por um domínio com dimensões de 10 m x 10 m nas direções horizontais (x e y),

correspondendo a aproximadamente 20 vezes o diâmetro da base da torre. Na direção vertical (z), foi adotada profundidade de 30 m. Essas dimensões visam reduzir efeitos artificiais de restrição de deslocamentos e reflexão de ondas nas fronteiras do modelo.

A torre foi idealizada com geometria troncônica, apresentando 20 m de altura, 0,46 m de diâmetro na base e 0,16 m no topo. Para a fundação, foi considerada uma estaca de concreto com 14 m de comprimento e 0,5 m de diâmetro, monolítica com o fuste da torre, assegurando compatibilidade de deslocamentos na interface solo–estrutura. A Figura 3 apresenta a configuração geral da modelagem numérica adotada.

A análise foi conduzida em três etapas sequenciais de cálculo. Na primeira etapa, procedeu-se à ativação estrutural e à aplicação dos carregamentos verticais permanentes, correspondentes ao peso próprio da estrutura. Na segunda etapa, foi aplicada uma carga horizontal concentrada na posição do rotor do aerogerador, representando a ação do vento. Na terceira etapa, essa carga horizontal foi removida, permitindo que a estrutura vibrasse livremente por um intervalo de 10 s. Essa fase teve como finalidade induzir deformações cíclicas no solo, decorrentes da vibração da fundação do aerogerador, e possibilitar a avaliação da resposta dinâmica do sistema solo–fundação–estrutura. O intervalo de 10 s foi adotado por ser suficiente para capturar múltiplos ciclos completos de vibração e permitir identificação precisa da frequência fundamental via Transformada Rápida de Fourier (TRF).

4.1 Parâmetros do solo

Os parâmetros básicos do modelo HS foram definidos com base no trabalho de Rebolledo *et al*. (2019), que apresenta a caracterização de solos típicos da região de Brasília–DF. Os valores adotados encontram-se sintetizados na Tabela 1, que reúne os parâmetros de resistência, rigidez e estado inicial de tensões utilizados na modelagem.

Tabela 1. Parâmetros do solo para o modelo HS

Parâmetro	Valor	Unidade
γ	14,3	kN/m^3
c'	20,0	kPa
φ'	32,0	°
ψ	0,0	°
E_{50}^{ref}	12,0	MPa
E_{50}^{oed}	6,9	MPa
E_{ur}^{ref}	37,5	MPa
m	0,5	[-]
ν_{ur}	0,2	[-]
p^{ref}	100	kPa
R_f	0,9	[-]
POP	31,4	kPa
K_0^{nc}	0,47	[-]
K_0	0,56	[-]

Com o objetivo facilitar o entendimento da influência dos parâmetros responsáveis pela representação do comportamento do solo em pequenas deformações, G_0^{ref} e $\gamma_{0,7}$, o perfil geotécnico foi idealizado como uma única camada homogênea. Essa idealização, além de simplificar a análise paramétrica, reflete a porção do solo mais relevante para a resistência lateral mobilizada pela monoestaca. O parâmetros G_0^{ref} e $\gamma_{0,7}$ foram tratados como variáveis em uma análise paramétrica considerando dois cenários diferentes onde em cada cenário, um desses parâmetros foi tratado como constante, e o outro variou em um intervalo escolhido.

O intervalo de variação de G_0^{ref} foi definido com base nos valores mínimo e máximo permitidos pelo software para um solo com as propriedades apresentadas na Tabela 1. Por sua vez, os valores adotados para $\gamma_{0,7}$ foram estabelecidos a partir de intervalos coerentes propostos por Correia (2001) para solos lateríticos e

saprolíticos, típicos do Distrito Federal. A Tabela 2 apresenta os limites inferior, intermediário e superior considerados para esses parâmetros.

O amortecimento considerado corresponde exclusivamente ao amortecimento material implícito no modelo constitutivo, não tendo sido adotado amortecimento viscoso adicional do tipo Rayleigh.

Tabela 2. Intervalos de valores estudados dos parâmetros G_0^{ref} e $\gamma_{0,7}$

Parâmetro	Valor mínimo	Valor intermediário	Valor máximo	Unidade
G_0^{ref}	15,7	164	312,4	MPa
$\gamma_{0,7}$	$3x10^{-5}$	$1,2x10^{-4}$	$3x10^{-4}$	[-]

4.2 Cenários analisados e variáveis de resposta

A análise paramétrica foi estruturada para avaliar a influência isolada e combinada de G_0^{ref} e $\gamma_{0,7}$ na resposta dinâmica do sistema. De forma resumida, os cenários contemplam: (i) variação de G_0^{ref} entre valores mínimo, intermediário e máximo, mantendo $\gamma_{0,7}$ constante no valor intermediário; e (ii) variação de $\gamma_{0,7}$ entre valores mínimo, intermediário e máximo, mantendo G_0^{ref} fixo no valor intermediário.

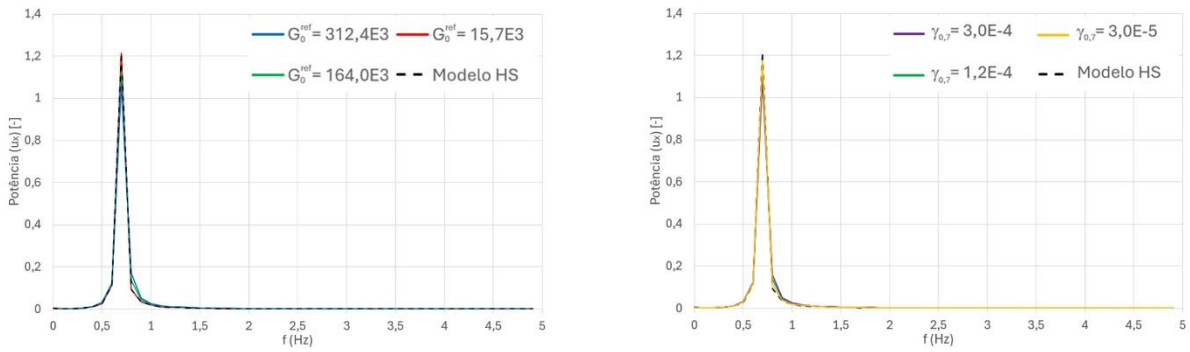
Além dos casos com o modelo HSsmall, foi incluído um solo de referência utilizando o modelo HS, no qual a rigidez a pequenas deformações não é explicitamente considerada. Essa abordagem permite distinguir a influência da rigidez inicial do solo daquela associada à taxa de degradação de rigidez com o aumento das deformações cíclicas, aspectos fundamentais em análises de vibração de fundações.

Por fim, para cada cenário foram analisados os deslocamentos horizontais no topo da torre (rotor), bem como a frequência natural associada ao primeiro modo de vibração da torre. Esses indicadores permitem avaliar simultaneamente o comportamento dinâmico global da estrutura, fornecendo base consistente para a interpretação dos efeitos da rigidez a pequenas deformações na interação solo–estrutura.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Frequência natural

A análise espectral por Transformada Rápida de Fourier (TRF), apresentada na Figura 4, revelou que durante os 10 segundos de vibração livre analisados, a torre realizou aproximadamente 7 oscilações completas em todos os casos estudados, resultando em uma frequência fundamental de 0,70 Hz. A análise comparativa entre os diferentes cenários revelou variação máxima de aproximadamente 0,02 Hz entre os casos extremos, representando uma variação menor que 3% em relação ao valor médio.



(a) (b)

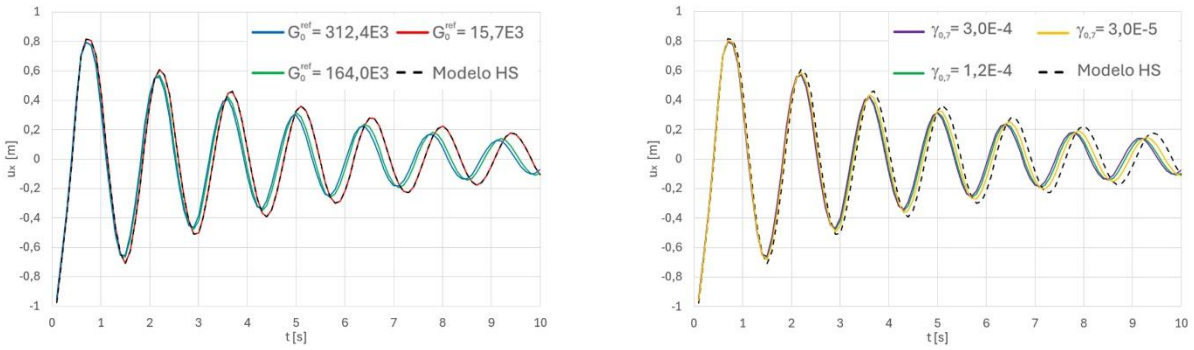
Figura 4. Espectros de potência dos deslocamentos horizontais no rotor. (a) Cenário com G_0^{ref} variável. (b) Cenário com $\gamma_{0,7}$ variável

Esse comportamento decorre do fato de que, no modelo HSsmall, a rigidez mobilizada em ciclos de carregamento-descarregamento em níveis moderados de deformação é predominantemente controlada por

E_{ur}^{ref}, mantido constante nas análises (37,5 MPa). Assim, a consideração da rigidez em pequenas deformações mostrou impacto limitado na estimativa da frequência fundamental sob vibração livre.

5.2 Evolução temporal dos deslocamentos horizontais

Em contraste com a frequência natural, a resposta em deslocamentos apresentou sensibilidade significativa aos parâmetros analisados. A variação de G_0^{ref} influenciou diretamente a amplitude máxima de vibração, com diferenças de até 18% entre os cenários extremos ao final do quinto ciclo. Solos com menor G_0^{ref} mobilizaram menor rigidez inicial, resultando em maiores deslocamentos e amplificação progressiva ao longo dos ciclos, como pode ser observado na Figura 5(a).



(a) (b)

Figura 5. Deslocamentos horizontais no rotor ao longo da vibração. (a) Cenário com G_0^{ref} variável. (b) Cenário com $\gamma_{0,7}$ variável

O parâmetro $\gamma_{0,7}$, por sua vez, controlou a taxa de degradação da rigidez com o aumento das deformações cisalhantes. Cenários com menores valores de $\gamma_{0,7}$ apresentaram redução mais rápida do módulo de cisalhamento e amplitudes até 8% superiores ao final do período analisado, como ilustrado na Figura 5(b).

6 CONCLUSÕES

O presente trabalho avaliou, por meio de análise paramétrica em MEF, a influência dos parâmetros de rigidez em pequenas deformações (G_0^{ref} e $\gamma_{0,7}$) na resposta dinâmica de fundações monoestaca para torres eólicas *onshore*, considerando propriedades representativas de solos lateríticos do Distrito Federal. A investigação permitiu examinar a sensibilidade das principais variáveis dinâmicas do sistema solo–fundação–estrutura às variações desses parâmetros constitutivos.

A baixa sensibilidade da frequência natural às variações de G_0^{ref} e $\gamma_{0,7}$ indica que, para os níveis de deformação mobilizados na vibração livre analisada, o sistema permaneceu predominantemente em regime de deformações moderadas, no qual a rigidez equivalente é governada principalmente pelo módulo de descarregamento–recarregamento E_{ur}^{ref}, mantido constante. Isso sugere que, sob excitações de pequena amplitude, a influência da rigidez inicial máxima do solo tende a ser amortecida pela resposta global da estrutura, dominada pela flexibilidade do fuste e da fundação.

Diferentemente da frequência natural, as amplitudes de deslocamento mostraram-se sensíveis à variação dos parâmetros de pequenas deformações, evidenciando que, embora a rigidez global modal não seja substancialmente alterada, a resposta transitória do sistema é influenciada pelo nível de rigidez mobilizado nos primeiros ciclos. Valores menores de G_0^{ref} resultaram em menor rigidez inicial e maior mobilização de deformações cisalhantes no solo, ampliando progressivamente a resposta vibratória.

Observa-se que o parâmetro $\gamma_{0,7}$ atuou como controlador da transição para o regime não linear, influenciando a taxa de degradação da rigidez ao longo dos ciclos. Essa diferença torna-se particularmente relevante em verificações de estado limite de serviço, nas quais amplitudes de vibração e deslocamentos acumulados são determinantes para desempenho estrutural e conforto operacional. O emprego de modelos

constitutivos avançados, como o HSsmall, mostra-se particularmente relevante em análises dinâmicas de fundações eólicas em solos tropicais.

Por fim, reconhece-se que simplificações adotadas — como a representação da excitação por vibração livre, a idealização de perfil homogêneo e a consideração exclusiva do amortecimento material — limitam a generalização dos resultados. Investigações futuras que incorporem excitações harmônicas representativas, estratificação do subsolo e calibração mais abrangente de mecanismos de amortecimento poderão ampliar a robustez das conclusões apresentadas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Eletrobras FURNAS à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Laboratório de Infraestrutura Rodoviária (InfraLab) da Universidade de Brasília, pelo auxílio financeiro e de infraestrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Adhikari, S., Bhattacharya, S. (2009). Dynamic Analysis of Wind Turbine Towers on Flexible Foundations. *Shock and Vibration*. p. 19. 37-56.

Arany, L., Bhattacharya, S., Macdonald, J., Hogan, S.J. (2017) Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 92, p. 126–152.

Atkinson, J.H., Sallfors, G. (1991) Experimental determination of soil properties. Proc. 10th ECSMFE, volume 3, pages 915–956, Florence.

Benz, T. (2007) *Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*. Dr.-Ing., Universität Stuttgart, 191 p.

Bhattacharya, S., Nikitas, G., Arany, L., Nikitas, N. (2017) *Soil-Structure Interactions (SSI) for Offshore Wind Turbines*. IET Reference.

CFMS – COMITÉ FRANÇAIS DE MÉCANIQUE DES SOLS ET DE GÉOTECHNIQUE. (2011) *Recommandations sur la conception…* Paris, France.

Correia, A.G., Barros, J.M.C., Santos, J.A., Niyama, S. (2001) An Approach to Predict Shear Modulus of Soils… San Diego, California.

DNV – DET NORSKE VERITAS. (2002) *Guidelines for design of wind turbines*. Høvik, Norway.

DNV – DET NORSKE VERITAS. (2016) *DNVGL-ST-0437: Loads and site conditions for wind turbines*.

García, F.J.A, Matos, Y.M.P., Farias, M.M., Cunha, R.P., Guimarães M.J.R. (2019) Análise Dinâmica de um Gerador Eólico em Solo Tropical. Geocentro, Brasília.

Hardin, B.O., Drnevich, V.P. (1972) Shear modulus and damping in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(SM7): 667–692.

Harger, A., Carmo, L.H.S., Gay Neto, A., Simos, A.N., Franzini, G.R., Vieira, G.H.R. (2023) Modal analysis of 15 MW semi-submersible floating wind turbine. *Wind*, 3(4): 548-566.

Matos, Y.M.P. (2024) *Avaliação experimental e numérica do comportamento mecânico de fundações…* Universidade de Brasília.

Obrzud, R., Truty, A. (2014) *The Hardening Soil Model – A Practical Guidebook*. Zsoil.

Petrobras (2011) N-1848 – Projeto de fundações de máquinas. Rio de Janeiro.

Rebolledo, J.F.R., León, R.F.P., Camapum de Carvalho, J. (2019) Obtaining the Mechanical Parameters… *Soils and Rocks*, 42(1): 61-74.

Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. (1999) The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/16

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO RESIDUAL ARGILOSO ARTIFICIALMENTE CIMENTADO SUBMETIDO A ESFORÇOS DE ESTRUTURAS DE FUNDAÇÕES

Guilherme Irineu Venson
Professor/Pesquisador, Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Oeste do Paraná (Unioeste), Cascavel, Paraná, Brasil, guilhermeivenson@hotmail.com

Giordan Pedro Menegarde Correa
Graduado em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Oeste do Paraná (Unioeste), Cascavel, Paraná, Brasil, giordanpedro@gmail.com

João Augusto Brand Brandalize.
Engenheiro Civil, Universidade Estadual do Oeste do Paraná (Unioeste), Cascavel, Paraná, Brasil, j4brandalize@gmail.com

RESUMO: Este trabalho teve como objetivo analisar o comportamento mecânico de fundações superficiais assentadas sobre um sistema de dupla camada, utilizando o solo residual de Cascavel, Paraná, reforçado com solo-cimento. A pesquisa avaliou a influência da porosidade e do teor volumétrico de cimento na capacidade de carga e no coeficiente de recalque do compósito. A metodologia consistiu na caracterização física do solo e na realização de provas de carga em um modelo físico em escala reduzida. Foram ensaiadas camadas de reforço com teores de cimento de 0%, 0,5%, 2,0% e 8,0% e massas específicas aparentes secas de 1,09 g/cm³ e 1,30 g/cm³. Os resultados indicaram dois modos distintos de falha: puncionamento para o solo natural e ruptura por fissuração para as camadas cimentadas. Constatou-se que o aumento do grau de compactação e a adição do aglomerante elevaram a resistência do sistema. Por fim, a razão entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento demonstrou ser um parâmetro eficaz para avaliar o coeficiente de recalque, possibilitando a criação de correlações matemáticas com ensaios de compressão simples para otimizar projetos de fundação.

PALAVRAS-CHAVE: Solo-cimento, Fundações Superficiais, Modelo Reduzido, Coeficiente de Recalque, Melhoramento de Solos.

ABSTRACT: This study aimed to analyze the mechanical behavior of shallow foundations resting on a double-layer system, using the residual soil from Cascavel, Paraná, reinforced with soil-cement. The research evaluated the influence of porosity and volumetric cement content on the bearing capacity and settlement coefficient of the composite. The methodology consisted of the physical characterization of the soil and the execution of load tests on a reduced-scale physical model. Reinforcement layers with cement contents of 0%, 0.5%, 2.0%, and 8.0% and dry apparent specific weights of 1.09 g/cm³ and 1.30 g/cm³ were tested. The results indicated two distinct failure modes: punching shear for the natural soil and cracking failure for the cemented layers. It was found that increasing the degree of compaction and adding the binder significantly increased the system's resistance. Finally, the ratio between porosity and volumetric cement content proved to be an effective parameter for evaluating the settlement coefficient, enabling the creation of mathematical correlations with simple compression tests to optimize foundation projects.

KEYWORDS: Soil-cement, Shallow Foundations, Reduced Model, Settlement Coefficient, Soil Improvement.

1 Introdução

Na Engenharia Civil, a ocorrência de solos com baixa capacidade de suporte em camadas superficiais é comum, o que frequentemente exige a execução de fundações profundas, de custo mais elevado. Na cidade de Cascavel, Paraná, o solo residual predominante possui características argilosas e lateríticas, apresentando, muitas vezes, baixa resistência mecânica em seu estado natural não compactado. Uma alternativa viável para possibilitar o uso de fundações superficiais, técnica de menor custo e maior simplicidade construtiva, é o emprego de camadas de reforço em solo-cimento. Esse compósito proporciona um ganho significativo de resistência e rigidez, além de oferecer vantagens ambientais ao utilizar o solo local como matéria-prima.
Nesse contexto, este trabalho visa contribuir para o desenvolvimento das técnicas de melhoramento de solos, analisando o comportamento mecânico de fundações superficiais assentadas sobre um sistema de dupla camada, sendo a superior reforçada com solo-cimento. A pesquisa busca avaliar a influência do teor volumétrico de cimento adicionado ao solo de Cascavel no aumento da capacidade de carga do sistema, por meio da construção de um modelo físico em escala reduzida. Para isso, investiga-se a validade do uso da razão porosidade/teor volumétrico de cimento na estimativa da tensão de ruptura e a relação entre o teor de cimentação e o coeficiente de recalque, quantificando a influência isolada dessas variáveis no desempenho da fundação.

2 Metodologia

Este capítulo descreve os procedimentos metodológicos empregados na condução da pesquisa, detalhando o processo para possibilitar a compreensão e a replicação do estudo em investigações futuras. O programa experimental dividiu-se na caracterização física do solo em análise e na execução de ensaios especiais, que consistiram em provas de carga em modelo físico reduzido.

2.1 Programa experimental e materiais

Para os ensaios de prova de carga, foram especificados dois valores distintos de massa específica aparente seca (γ_d) iguais a 1,09 e 1,30 g/cm³, e quatro teores de cimento em relação ao volume de solo seco: 0%, 0,5%, 2,0% e 8,0%. Adotou-se uma única umidade de moldagem de 33% e um tempo de cura das amostras cimentadas de 7 dias. Ao todo, foram moldadas e ensaiadas 8 configurações diferentes de camadas de reforço.

O solo utilizado é proveniente do campus da Universidade Estadual do Oeste do Paraná, em Cascavel. Trata-se de um solo classificado como A-7 pela classificação HRB (Highway Research Board) e como CH pelo Sistema Unificado (Unified Soil Classification System), caracterizando-se como fino, de elevada compressibilidade e frequentemente associado a casos de baixa capacidade de suporte. O solo foi coletado, destorroado na peneira de 9,5 mm e armazenado em tonéis para preservar sua umidade natural.

O agente cimentante escolhido foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CP-V ARI). A escolha justificou-se pelo acelerado ganho de resistência inicial desse aglomerante, o que viabilizou o tempo de cura reduzido de 7 dias para as misturas solo-cimento sem comprometer as análises de capacidade de carga.

2.2 Ensaios de caracterização física

A determinação da umidade seguiu a NBR 6457/86. O ensaio de granulometria foi realizado por peneiramento fino e sedimentação (NBR 7181/84), utilizando solução defloculante e leituras de densímetro em intervalos cronometrados de até 24 horas.

A massa específica dos grãos foi determinada com o auxílio de picnômetros e água destilada, conforme a NBR 6457/86. Para os limites de consistência, o limite de liquidez (LL) foi obtido pelo método do aparelho de Casagrande (NBR 6459/84), traçando-se a curva do número de golpes em função da umidade. O limite de plasticidade (LP) foi determinado pela técnica de moldagem de cilindros de 3 mm de diâmetro (NBR 7180/16).

2.3 Prova de carga em modelo em escala reduzida

A aplicação da técnica de reforço com solo-cimento em fundações superficiais visa evitar grandes volumes de escavação. Para simular essa condição e executar as provas de carga em modelo reduzido, projetou-se um aparato composto por estrutura metálica de suporte, tanque de solos, sistema de aplicação de carga e relógios comparadores para medição de deslocamentos. O arranjo geométrico das variáveis de ensaio é detalhado na Figura 1.

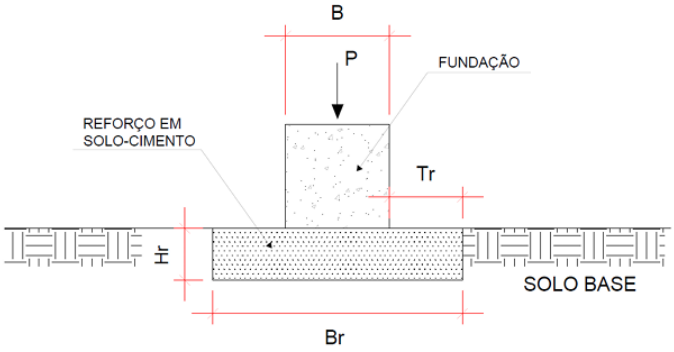


Figura 1. Esquema de prova de carga em modelo reduzido.

O modelo de fundação superficial do tipo sapata corrida foi confeccionado em madeira rígida para não sofrer deformações sob as tensões aplicadas, em função da menor dimensão da sapata (B=5cm). Para conter o maciço de solo simulando o semi-espaço infinito, de forma a evitar a interferência das bordas nos bulbos de tensão, construiu-se um tanque de contenção em madeira. O tanque foi impermeabilizado internamente para evitar a absorção da água do solo e projetado com dimensões internas de 30 cm de profundidade (6B), 35 cm de comprimento (7B) e 25 cm de largura (5B). A face frontal foi concebida de forma removível para permitir o registro fotográfico do padrão de fissuração após os ensaios.

2.4 Moldagem das camadas de reforço e preenchimento do tanque

As camadas de reforço foram moldadas externamente ao tanque em moldes de compensado naval, com dimensões internas de 10 x 25 x 2,5 cm e marcações para garantir a espessura de projeto do reforço (H_r) de 2,5 cm (0,5B), o qual por sua vez possuía um comprimento (Br) de 10cm (2B) e largura igual à da caixa de 5B. A mistura homogênea de solo (na umidade de 33%) e cimento foi compactada em camada única utilizando uma prensa manual sobre o molde revestido com plástico. Após a moldagem, as amostras foram embaladas hermeticamente e submetidas ao período de cura de 7 dias.

O maciço de solo de fundação foi montado e compactado dentro do tanque antes de cada ensaio específico, garantindo a massa específica γ_d = 1,09 g/cm³. O preenchimento ocorreu em quatro camadas inferiores de 5 cm de espessura cada, compactadas com o auxílio de um soquete cilíndrico. Para assegurar a aderência e a homogeneidade do maciço, a superfície de cada camada era vigorosamente escarificada antes do lançamento do material da camada subsequente.

Após os 20 cm iniciais, compactou-se uma camada adicional de 2,5 cm, cujo centro foi rigorosamente nivelado para receber a placa de reforço em solo-cimento curada. As laterais da placa de reforço foram então preenchidas com solo e compactadas, de forma que todo o sistema ficasse perfeitamente nivelado no topo do tanque.

2.5 Procedimentos de ensaio e instrumentação

Com o tanque finalizado, o modelo reduzido de fundação foi posicionado no centro exato da camada de reforço, utilizando marcações de alinhamento longitudinal. O sistema de aplicação de carga consistiu em um macaco hidráulico de acionamento manual, conectado a uma célula de carga que enviava os dados para um precursor digital. A instrumentação de recalque contou com dois relógios comparadores posicionados simetricamente sobre o modelo de fundação. O aparato completamente instrumentado é ilustrado na Figura 2.

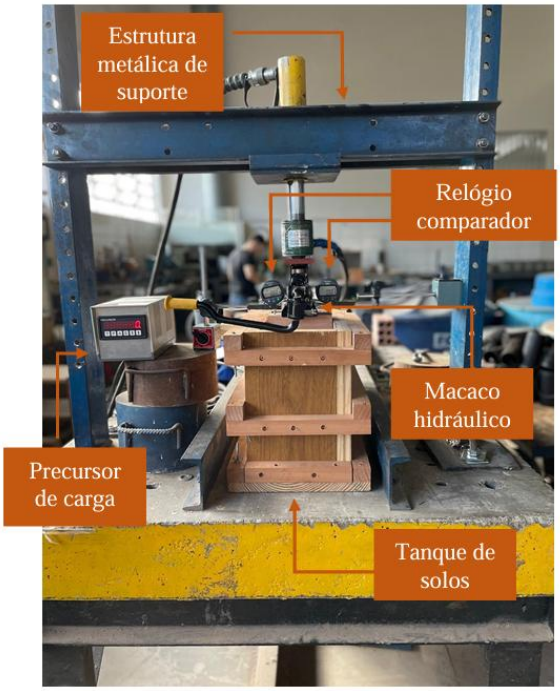


Figura 2. Aparato de ensaio para prova de carga.

O ensaio seguiu o modelo de carregamento em patamares com controle rígido de deslocamento. O macaco hidráulico aplicava carga de forma a gerar incrementos de avanço vertical de exatos 0,3 mm. Após cada incremento, aguardava-se para estabilização, o tempo necessário para permitir o rearranjo dos grãos de solo sob as novas tensões. Os dados de força na célula de carga e o deslocamento médio nos relógios comparadores eram registrados apenas após esse minuto de estabilização.

A execução procedeu continuamente até que o sistema atingisse um deslocamento vertical total de 15 mm em pelo menos um dos relógios comparadores. Este critério de parada foi estabelecido para garantir a obtenção de dados consistentes com as deformações exigidas por normas de referência (como a DNIT 055/2004 e a ASTM D1196/2021) para a análise de capacidade de suporte. As tensões verticais finais foram calculadas pela razão entre as cargas estabilizadas e a área da base da fundação modelo. Ao término de cada ensaio, a face frontal do tanque era removida, o padrão de ruptura registrado, e todo o solo descartado para a remontagem do ensaio seguinte.

3 Resultados e discussão

3.1 Caracterização do solo

Os resultados dos ensaios de caracterização confirmaram que o solo argiloso utilizado é bem graduado, sendo composto por aproximadamente 75% de argila. O limite de liquidez (LL) obtido pelo método de Casagrande foi de 51%, enquanto o limite de plasticidade (LP) foi de 30%. A massa específica dos grãos (γ_s) resultou em 2,87 g/cm³.

3.2 Comportamento tensão-recalque e modos de ruptura

A análise dos ensaios em modelo reduzido permitiu identificar dois comportamentos distintos de ruptura, influenciados diretamente pela presença do aglomerante. Nas camadas sem adição de cimento (0%), observou-se a ruptura por puncionamento, característica de argilas e areias fofas. Nesse cenário, o modelo de fundação penetrou no solo sem gerar fissuração visível na superfície, indicando que a ruptura ocorreu no solo de base e que o conjunto fundação-reforço se comportou como um elemento único.

Por outro lado, todas as amostras cimentadas (0,5%, 2,0% e 8,0%) apresentaram ruptura por fissuração. O processo se iniciou nas bordas da fundação, onde há maior concentração de esforços de tração e cisalhamento, propagando-se até a superfície.



(a) (b)

Figura 3. Modos de ruptura observados: (a) puncionamento na amostra não cimentada; (b) fissuração na amostra cimentada.

3.3 Efeito da porosidade e do teor de cimento

Os resultados de tensão vertical em função dos deslocamentos, para todos os teores de cimento e massas específicas avaliados, estão compilados na Figura 4.

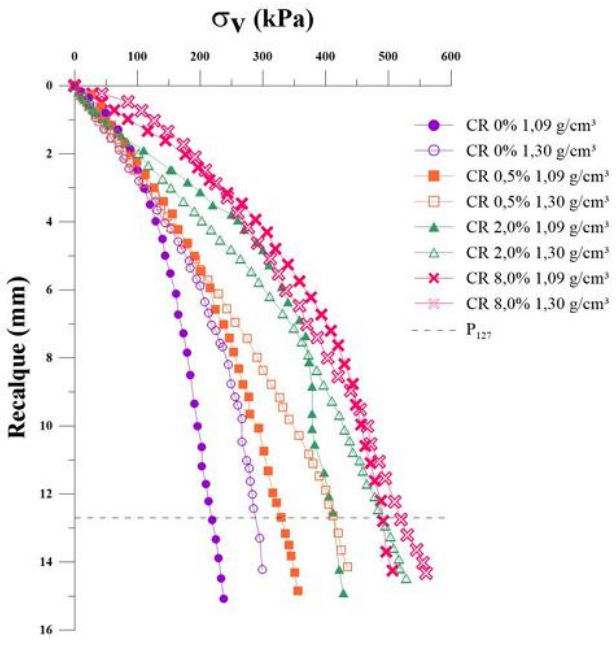


Figura 4. Curvas tensão vertical x recalque para todas as camadas ensaiadas.

A análise global das curvas demonstra que tanto o teor de cimento quanto o grau de compactação (representado pela massa específica aparente seca, γ_d) influenciam positivamente a capacidade de suporte do compósito. Para um mesmo recalque, a tensão suportada é diretamente proporcional ao teor de cimento. Da mesma forma, fixando-se a quantidade de aglomerante, as amostras moldadas com γ_d = 1,30 g/cm³ exigiram tensões significativamente maiores para atingir os mesmos deslocamentos das amostras com γ_d = 1,09 g/cm³.

3.4 Coeficiente de recalque e a relação η/C_{iv}

O coeficiente de recalque (k) foi calculado com base nas normas DNIT 055/2004 e ASTM D1196/2021, utilizando a tensão lida para o deslocamento vertical padronizado de 12,7 mm (w), conforme a Equação 1.

$$k = \frac{P_{127} - \frac{P_{ad}}{2}}{w} \tag{1}$$

Os resultados demonstraram que a adição de apenas 0,5% de cimento promoveu um ganho de resistência de cerca de 150% em relação ao solo natural. Além disso, constatou-se que o ganho de rigidez do sistema de fundação é governado pela interação entre a porosidade (η) e o teor volumétrico de cimento (C_{iv}).

A Figura 5 apresenta a correlação (R^2 = 0,93) encontrada entre o coeficiente de recalque e o índice $\eta/C_{iv}^{0,1}$ e demonstra que é possível alcançar um mesmo coeficiente de recalque alvo balanceando o grau de cimentação e a energia de compactação.

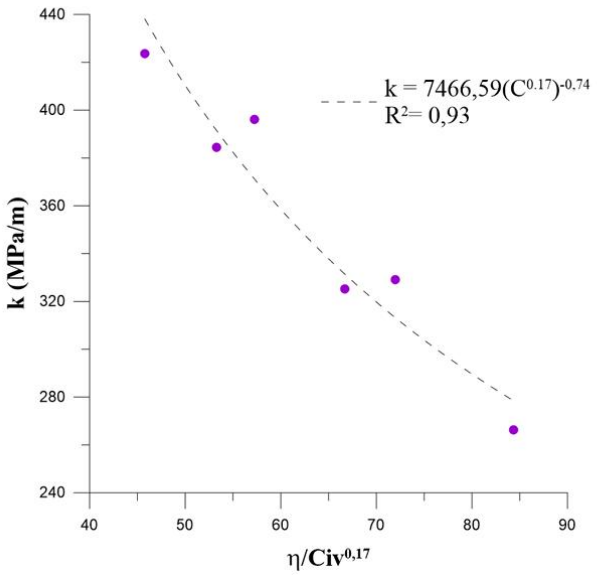


Figura 5. Relação entre o coeficiente de recalque (k) e o índice η/C_{iv}.

A principal implicação desse comportamento é a possibilidade de estimar o recalque de um solo artificialmente cimentado a partir de ensaios mais simples. Relacionando a equação obtida para k com os modelos de previsão de resistência à compressão simples (q_u) disponíveis na literatura para o mesmo solo, estabeleceu-se a formulação apresentada na Equação 2.

$$k = 3{,}92 \times 10^{(-15)} * \left(\eta/{C_{iv}}^{0,17}\right)^{8,2} * q_u \tag{2}$$

4 Considerações finais

- Foram identificados dois mecanismos de ruptura distintos durante as provas de carga: o puncionamento, restrito às amostras de solo natural sem reforço (com a ruptura ocorrendo no solo de base), e a ruptura por fissuração, característica de todas as misturas cimentadas (com a falha ocorrendo na própria camada de reforço).
- A redução da porosidade por meio da compactação mostrou-se necessária para o ganho de capacidade de suporte do sistema. O aumento do grau de compactação promoveu um incremento de 17% na resistência do compósito quando comparado às amostras de menor massa específica para um mesmo teor de cimento.
- A adição do aglomerante revelou-se eficaz. Mesmo em teores reduzidos, o cimento elevou expressivamente a resistência e o coeficiente de recalque da camada em comparação ao solo em seu estado natural.
- A utilização da razão entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) provou ser um parâmetro de controle adequado e eficiente para a avaliação do coeficiente de recalque do compósito estudado.
- O cruzamento dos dados experimentais com os resultados de resistência à compressão simples disponíveis na literatura para o mesmo solo viabilizou a formulação de uma correlação matemática. Essa relação permite estimar o coeficiente de recalque do solo melhorado a partir de ensaios laboratoriais mais simples e acessíveis, como o de compressão axial, otimizando as etapas de projeto.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 7181: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro.

ASTM International (2021). Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Tests of Soils and Flexible Pavement Components for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements. West Conshohocken.

Costa, V. (2023). O Efeito Da Estrutura Do Solo Residual De Cascavel/PR No Projeto De Obras De Contenção. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel.

Cruz, M., Jalali, S. (2010). Melhoramento Do Desempenho De Misturas De Solo-Cimento. In: 12º Congresso Nacional de Geotecnia. Instituto Politécnico de Bragança, Bragança.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2004). DNIT 055/2004 - ME: Solos - ensaio de penetração de cone (CPT). Rio de Janeiro.

Dias, J. J. F. M. S. (2012). *Tratamento De Solos Com Cimento Para Obtenção De Melhores Características Mecânicas*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Lisboa, Lisboa.

Foppa, D. (2016). *Novo Método Para Cálculo Da Capacidade De Carga De Fundações Superficiais Assentes Sobre Camada De Reforço Em Solo-Cimento*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Ingles, O. G., Metcalf, J. B. (1972). *Soil Stabilization – Principles and Practice*. Butterworths Pty. Limited, Austrália.

Mota, A. L. F. (2017). *Uso Da Razão Porosidade/Teor Volumétrico Na Estimativa Do Comportamento Mecânico De Um Solo Argiloso Com Adição De Cimento*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel.

Ortigão, J. A. R. (2007). *Introdução A Mecânica Dos Solos Dos Estados Críticos*. 3ª Ed. Revisada. LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro.

Pinto, C. S. (2006). *Curso Básico De Mecânica Dos Solos Em 16 Aulas*. 3ª edição. Oficina de Textos, São Paulo.

Salles, L. F. P. (1998). *Estudo do Comportamento de Fundações Superficiais Assentes em Solos Tratados*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

Schnaid, F., Lehane, B., Fahey, M. (2004). In situ test characterization of unusual soils. In: *Second international geotechnical and geophysical site characterization ics2*. Millpress, Rotterdam.

Specht, L. (2000). *Comportamento de Misturas Solo-Cimento-Fibra submetidas à carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Thomé, A. (1994). *Estudo do Comportamento de um Solo Mole Tratado com Cal, Visando seu Uso em Fundações Superficiais*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Vesic, A. S. (1963). Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. *Highway Research Record*, n. 39, p. 112-153.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/17

Análise do desempenho de Métodos Semiempíricos na Estimativa da Capacidade de Carga de Microestacas Arcos

Reinaldo Wendel de Souza Lima Júnior
Engenheiro Civil UFSJ, Ouro Branco MG, Brasil, reinaldowsljunior@gmail.com

Irlan dos Santos Silva
Engenheiro Civil UFSJ, Brumado BA, Brasil, irlansilva112@gmail.com

Leandro Neves Duarte
Professor Associado III, UFSJ, Ouro Branco MG, Brasil, leandro.duarte@ufsj.edu.br

Tales Moreira de Oliveira
Professor Adjunto, UFSJ Ouro Branco MG, Brasil, tales@ufsj.edu.br

Anderson Ravik dos Santos
Doutorando Engenharia Civil UFOP, Ouro Branco MG, Brasil, anderson.ravik@gmail.com

RESUMO: As fundações têm a função de transmitir as cargas das estruturas ao solo, seu desempenho depende da profundidade e da capacidade de carga do terreno. Entre as fundações profundas, destacam-se as microestacas Arcos. Este estudo analisa o comportamento das microestacas Arcos por meio da estimativa de capacidade de carga utilizando métodos semiempíricos baseados nos resultados do ensaio Standard Penetration Test (SPT). A partir do perfil geológico-geotécnico de cada obra e das respectivas Provas de Carga Estática (PCE), foram estimadas as capacidades de carga segundo os métodos de Aoki e Velloso (1975) adaptado por Monteiro (1997), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Para interpretação das PCE, adotou-se o procedimento definido pela norma NBR 6122 para determinação da carga admissível (ABNT, 2025). Os resultados indicam que o método de Aoki e Velloso (1975), com as adaptações de Monteiro (1997), apresentou as estimativas mais conservadoras, embora os métodos de Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) também tenham produzido valores coerentes com a PCE. Observa-se também a necessidade dos ensaios de PCE para a calibração dos métodos semiempíricos, contribuindo para maior precisão na estimativa da capacidade de carga.

PALAVRAS-CHAVE: Microestaca Arcos; Capacidade de carga; Recalque; Métodos semiempíricos; Fundação.

ABSTRACT: Foundations are responsible for transferring structural loads to the soil, and their performance depends on the depth and load-bearing capacity of the ground. Among deep foundation systems, Arcos micropiles stand out. This study analyzes the behavior of Arcos micropiles through the estimation of load-bearing capacity using semi-empirical methods based on the results of the Standard Penetration Test (SPT). Based on the geological and geotechnical profile of each project and their respective Static Load Tests (SLT), load-bearing capacities were estimated according to the methods proposed by Aoki and Velloso (1975) as adapted by Monteiro (1997), Décourt and Quaresma (1978), and Teixeira (1996). For the interpretation of the SLT results, the procedure established by the NBR 6122 standard for determining the allowable load was adopted (ABNT, 2025). The results indicate that the Aoki and Velloso (1975) method, with the adaptations proposed by Monteiro (1997), provided the most conservative estimates, although the methods of Décourt and Quaresma (1978) and Teixeira (1996) also produced values consistent with the SLT results. The study also highlights the need for Static Load Tests to calibrate semi-empirical methods, contributing to greater accuracy in estimating load-bearing capacity.

KEYWORDS: Arcos Micropile; Load capacity; Settlement; Semi-empirical methods; Foundation.

1 INTRODUÇÃO

A correta estimativa da capacidade de carga de fundações profundas deve garantir a segurança, a estabilidade e a economia de obras geotécnicas. Diversos métodos teóricos e semiempíricos têm sido propostos ao longo dos anos para prever a capacidade de carga de estacas, com base em parâmetros obtidos por investigações de campo. No entanto, tais métodos, ainda que amplamente utilizados em projetos, estão sujeitos a incertezas significativas decorrentes da variabilidade do solo, das simplificações assumidas nos modelos e da dificuldade em representar adequadamente as condições reais de carregamento (Barros, 2012).

As provas de carga estáticas (PCE) representam o procedimento experimental mais confiável para a determinação da capacidade de carga de elementos de fundação. Executadas em campo, possibilitam a análise do comportamento carga *versus* recalque das estacas carregadas, atuando não apenas como ferramenta de controle de qualidade, mas também para a validação e calibração das metodologias. A confrontação entre os resultados obtidos por meio dessas provas e as estimativas derivadas de diferentes abordagens semiempíricas revela-se, fundamental para avaliar a precisão desses métodos (ABNT, 2022).

O presente artigo tem como objetivo comparar os resultados de capacidade de carga obtidos por meio de PCE com aqueles estimados por métodos semiempíricos, avaliando o desempenho, a representatividade em diferentes condições geotécnicas e discursando eventuais discrepâncias e suas respectivas causas. Espera-se, com isso, contribuir para a melhoria da confiabilidade dos projetos de Microestaca Arcos, por meio de uma abordagem integrada entre teoria e prática.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Investigação do Subsolo por SPT

O conhecimento prévio das condições geotécnicas é fundamental para o dimensionamento das fundações. No Brasil, a investigação mais utilizada é a sondagem de simples reconhecimento com ensaio de penetração padrão (*Standard Penetration Test* – SPT). Esse procedimento fornece parâmetros essenciais como a estratigrafia do terreno, o nível d'água e o índice de resistência à penetração do solo (Nspt), que podem ser correlacionados à capacidade de carga e deformabilidade das estacas (DAS, 2011).

2.2 Microestaca Arcos

Desenvolvida pela empresa Arcos Engenharia de Solos, a Microestaca Arcos, se destaca pela sua eficiência em mobilizar alta capacidade de carga e pela sua viabilidade executiva em ambientes de acesso restrito. Tais características a tornam relevante para intervenções de reforço de solos e estruturas nesses locais onde o acesso de equipamentos de grande porte para a execução tradicional de estacas se torna impossível (Benati, 2007). Este elemento de fundação consiste na cravação de tubos de aço através de um micro bate-estacas elétrico (Engenharia, 2025). A Figura 1 mostra um exemplo da aplicação.

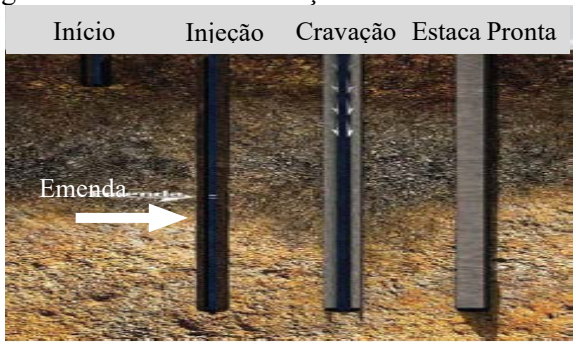
Figura 1 – Micro bate-estaca Arcos.



Fonte: Arcos Engenharia, 2025.

Após o elemento alcançar sua cota de assentamento, procede-se a injeção de uma nata de cimento no seu interior conforme mostrado na Figura 2.

Figura 2 – Detalhe de execução da microestaca-arcos



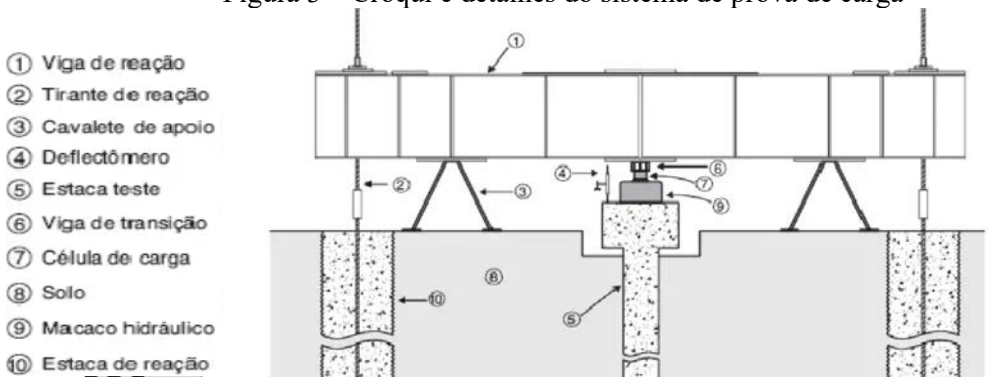
Fonte: Adaptado de Arcos Engenharia, 2025.

A soma das contribuições das paredes do tubo ao cimento, aumentam a resistência estrutural da estaca possibilitando-a alcançar até 35 tf de capacidade de carga com diâmetro de 150mm, desde que a capacidade de carga do solo comporte também a resistência oferecida pela microestaca. Esse tipo de solução permite à estaca ser implementada e utilizada como reforço estrutural mesmo na presença de lençol freático elevado já que o tubo de cravação não é recuperado e se torna parte integrante da estaca. (Engenharia, 2025)

2.3 Prova de Carga Estática em Fundações Profundas

Conforme NBR 6122:2022, esse ensaio determina a relação carga *versus* deslocamento de uma estaca, possibilitando a avaliação direta do seu desempenho no solo, o detalhamento do seu sistema de montagem é mostrado na Figura 3.

Figura 3 – Croqui e detalhes do sistema de prova de carga



Fonte: Albuquerque, Garcia (2020)

Consiste na aplicação de cargas progressivas sobre a cabeça da estaca, com macacos hidráulicos, utilizando sistemas de reação como vigas metálicas, blocos de concreto ou estacas de ancoragem. São medidos os deslocamentos verticais em função da carga, o que permite analisar o comportamento da estaca sob diferentes condições de carregamento. (Albuquerque; Garcia, 2020)

2.4 Metodologia de Previsão de |Capacidade de Carga

Podem ser classificados em teóricos, empíricos e semiempíricos. Os primeiros baseiam-se na mecânica dos solos e em formulações matemáticas; os empíricos relacionam ensaios in situ, como SPT e CPT (Cone Penetration Test), ao comportamento real das estacas; e os semiempíricos combinam modelos analíticos com resultados experimentais, sendo amplamente utilizados pela praticidade (Lobo, 2005).

Segundo Velloso e Lopes, (2010) os métodos semiempíricos são desenvolvidos a partir dos resultados de PCE obtidas em campo e é o que mais se aproxima do resultado da capacidade de carga do solo, garantindo maior assertividade no dimensionamento das fundações. No Brasil, destacam-se os métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) empregados em projetos de fundações profundas.

2.5 Metodologia de Aoki e Velloso Adaptado por Monteiro (1997)

O método de Aoki e Velloso (1975) foi originalmente desenvolvido com base em dados de ensaios CPT e correlacionando a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca. Como o SPT é mais utilizado no Brasil, foram feitas adaptações de CPT para o SPT, permitindo estimar a resistência de ponta e o atrito lateral a partir do número de golpes do SPT ajustado por coeficientes relacionados ao tipo de solo; Monteiro (1997) ainda propôs uma adaptação do método, ajustando os coeficientes para aproximar às características dos solos brasileiros (Monteiro, 1997).

2.6 Metodologia de Décourt e Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma (1978) propõe estimar a capacidade de carga de estacas a partir de informações obtidas apenas com SPT. Sua metodologia se baseia na análise do solo em camadas, relacionando o número de golpes do SPT com a resistência de ponta e o atrito lateral ao longo do fuste da estaca. Utiliza de coeficientes empiricos tabelados (α e β) que dependem do tipo de estaca e da classificação do solo.

2.7 Metodologia de Teixeira (1996)

Teixeira (1996) utiliza resultados do ensaio SPT para estimar a capacidade de carga de estacas, considerando variações relacionadas ao tipo de solo e às características da estaca. Para a resistência de ponta, o cálculo é feito a partir da média dos números de golpes próximos à base da estaca, enquanto o atrito lateral é estimado com base na média dos golpes ao longo do fuste. Este método limita o indice Nspt máximo com 40 golpes, considerando uma resistência menor do solo quando comparado ao método de Décourt e Quaresma (1978), que considera Nspt < 50.

3 METODOLOGIA

Diversas variações desses métodos já foram propostas, Pereira et al. (2020) apresentam um estudo avaliando o desempenho dos métodos semiempíricos baseados nos ensaios SPT para a previsão de capacidade de carga geotécnica a partir dos métodos amplamente difundidos na prática da Engenharia de Fundações brasileira (Pereira et al, 2020), que são eles: Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Nesse estudo, foram avaliadas a capacidade de carga de 10 estacas pré-moldadas em concreto cravadas em solo argilo arenoso na região de Uberlândia-MG. Posteriormente foram submetidas ao ensaio de carregamento dinâmico e comparados os seus resultados de campo à capacidade de carga estimada pelos métodos semiempíricos.

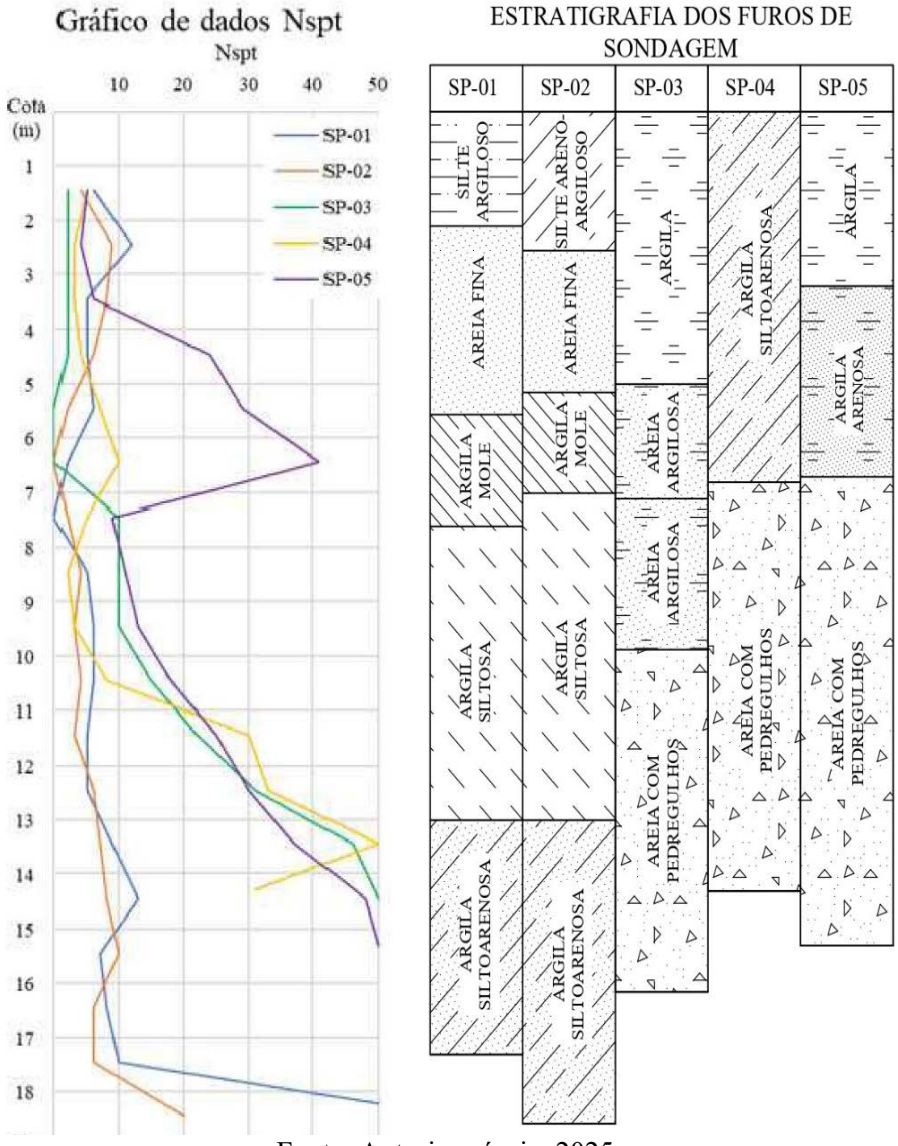
O método de Teixeira (1996) para esse estudo foi avaliado em sua formulação original. Já o método de Aoki e Velloso (1975), foi estudado conforme modificação proposta por Aoki e Cintra (2010). O método de Décourt e Quaresma (1978), foi adotado a metodologia consolidada por Décourt (1996) adaptando os fatores de estimativa de capacidade de carga. Os autores avaliaram separadamente as resistências laterais mobilizadas no fuste da estaca, as resistências de ponta, a capacidade de carga geotécnica e o desempenho dos métodos semiempíricos para a previsão da capacidade de carga das estacas.

Foi concluído que ambas as metodologias estudadas apresentaram resultados relativamente consistentes e a metodologia proposta por Aoki e Velloso (1975, 2010) apresentou o melhor desempenho, seguida de Décourt e Quaresma (1978, 1996) e Teixeira (1996), respectivamente.

Aplicação dos Métodos Semiempíricos

Foram considerados para estudo 5 furos de sondagem à percussão (SPT) para avaliar o perfil estratigráfico do solo em 5 obras diferentes e, para cada furo descrito, a identificação do furo refere-se também à sua respectiva obra. O Gráfico 1 apresenta de forma integrada a estratigrafia do solo e os valores do índice NSPT obtidos nos furos de sondagem SP-01, SP-02, SP-03, SP-04 e SP-05. A organização conjunta desses dados permite uma análise mais detalhada dos dados obtidos e da representatividade das informações geotécnicas consideradas neste trabalho.

Gráfico 1 – Dados Nspt dos furos.



Fonte: Autoria própria, 2025.

Para o furo 01 e 02, observa-se um solo Argilo Siltoarenoso para as cotas que foram assentadas as estacas. Já para os furos 03, 04 e 05, o solo presente na ponta da estaca é uma Areia com Pedregulhos. O comprimento das estacas está na Tabela 1.

Tabela 1 – Comprimento das estacas.

Furo	SP-01	SP-02	SP-03	SP-04	SP-05
Comprimento	18,35m	19,90m	12,60m	13,50m	10,95m
Diâmetro	150mm	150mm	150mm	150mm	150mm

Fonte: Autoria própria, 2025.

Por fim, foi realizado o ensaio de prova de carga estática (PCE) para avaliar o comportamento da curva carga *versus* recalque das estacas. Para determinação da Carga Admissível, foi adotado um fator de segurança (FS=1,6) para ponderar a carga de Ruptura encontrada.

4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 Análise da Previsão de Carga dos Métodos Semiempíricos

Com a determinação da carga de referência, comparou-se os resultados obtidos na previsão de carga proposta pelos métodos de Aoki e Velloso adaptado por Monteiro (1997), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996), disponíveis na Tabela 2 abaixo.

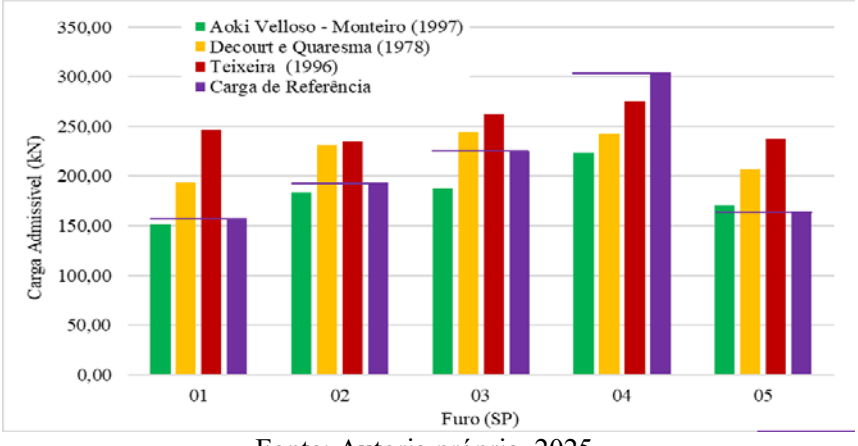
Tabela 2 -Capacidade de carga por furo

Furo	Aoki Velloso – Monteiro (1997)	Décourt e Quaresma (1978)	Teixeira (1996)	Carga de referência
SP-01	151,72 kN	193,22 kN	246,36 kN	156,25 kN
SP-02	183,20 kN	230,81 kN	234,12 kN	191,88 kN
SP-03	187,42 kN	244,79 kN	262,93 kN	225,00 kN
SP-04	223,55 kN	241,91 kN	275,85 kN	304,38 kN
SP-05	170,61 kN	207,52 kN	236,64 kN	162,50 kN

Fonte: Autoria própria, 2025.

A metodologia de Aoki e Velloso adaptado por Monteiro (1997), apresenta resultados mais conservadores. A adaptação de Monteiro (1997) apresentou consistentemente os menores valores de previsão de capacidade de carga entre os métodos semiempíricos avaliados. O método de Décourt e Quaresma (1978), apresenta valores de capacidade de carga maiores que Aoki e Velloso adaptado por Monteiro (1997) por considerar a resistência lateral da estaca em todo o fuste, desconsiderando o tipo de solo por camada, mas não apresentou os maiores valores para previsão de carga. Já o método de Teixeira (1996), apresentou os maiores valores de carga e foi o que mais se distanciou da capacidade de carga do solo. O Gráfico 2 apresenta a comparação entre os resultados obtidos entre os métodos e a PCE.

Gráfico 2 – Previsão de capacidade de carga dos métodos e carga admissível.



Fonte: Autoria própria, 2025.

Observa-se a proximidade entre os resultados obtidos pelo método de Aoki e Velloso adaptado por Monteiro (1997) com os resultados obtidos pela PCE e fica evidente também a diferença entre as metodologias proposta por Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996), que apresentaram as previsões de capacidade de carga superior à carga admissível. A proposta de Teixeira (1996), nesse caso, apresentou os valores mais distantes da PCE que também foram os maiores valores de previsão de capacidade de carga, superestimando o desempenho do solo.

5 CONCLUSÃO

Para a previsão de carga, apesar de ambos os métodos apresentarem resultados relativamente próximos, os métodos de Decourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) apresentaram para os furos SP-01, SP-02, SP-03 e SP-05 resultado superior à carga de referência. Já o método de Aoki e Velloso adaptado por Monteiro (1997) foi o que mais se aproximou dos resultados da PCE para a fundação proposta, para os furos SP-01, SP-02 e SP-05 quando dividindo o valor previsto pelo método pelo valor da capacidade de carga do solo, apresenta nessa relação uma variação inferior a 5% do resultado obtido pela PCE. De todos os métodos avaliados, Teixeira (1996) foi o que ficou mais distante dos resultados reais com exceção ao furo SP-05 que ultrapassou a carga calculada pelos demais métodos.

No caso específico desse estudo realizado, conclui-se então, que apesar da consistência dos resultados obtidos e da difusão e dos métodos semiempíricos, a realização de provas de carga estática é essencial para melhor calibração dos métodos. A correlação dos resultados obtidos, adaptado à curva de carga *versus* deslocamento proposta pelo ensaio, agrega maior eficiência e segurança no dimensionamento das estacas, extraindo assim, o melhor resultado para esse tipo de fundação profunda.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Arcos Engenharia pelo apoio e incentivo à pesquisa e aproveita o ensejo para agradecer em especial ao professor Leandro Neves Duarte e ao corpo docente de Engenharia Civil da Universidade Federal de São João del rei – Campus Alto Paraopeba.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, Paulo J. R.; GARCIA, J, R. **Engenharia de Fundações**. Rio de Janeiro, RJ: Grupo GEN, 2020.

AOKI, N., VELLOSO, D. A. 1975. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. Proceeding. Buenos Aires, v. 1.

ARCOS ENGENHARIA DE SOLOS (Minas Gerais). **Arcos Microestaca**. 2024. Disponível em: https://arcos.eng.br/o-que-fazemos/microestaca/. Acesso em: 25 mar. 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. 3 ed. Rio de Janeiro, 2022. 108 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo- Sondagens de simples reconhecimento com SPT- Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020. 28 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16903**: Solo - Prova de carga estática em fundação. 1 ed. Rio de Janeiro, 2020. 11 p.

BENATI, Juliano Bertelli. **Metodologia de execução e determinação da capacidade de carga de estacas de pequeno diâmetro cravadas e injetadas**. 2007. 77 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2007.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2010.

DAS, Braja M. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. São Paulo: Cip, 2011.

DÉCOURT, L., QUARESMA, A. R. (1978). **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. In: CBMSEF, 6. Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro, v. 1.

LAPROVITERA, H. (1988). Reavaliação de método semiempírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir do Banco de Dados. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

LOBO, Bianca de Oliveira. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. 2005. 121 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

LOPES, F. R.; LAPROVITERA, H.; OLIVEIRA, H. M.; BENEGAS, E. Q. (1993). **Utilização de um banco de dados para previsão do comportamento de estacas**. Anais, Simpósio Geotécnico Comemorativo dos 30 anos da COPPE (COPPEGEO), Rio de Janeiro, pp. 281-294.

MONTEIRO, P. F. (1997). **Capacidade de carga de estacas – método Aoki Velloso**, Relatório interno de Estacas Franki Ltda.

PEREIRA, Armando Belato; PORTO, Thiago Bomjardim; GOMES, Romero César; SANTOS, Raphael Lúcio Reis; RABELO, João Marcos Guimarães. Análise de desempenho de métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga geotécnica aplicados a estacas pré-moldadas de concreto assentes em argila arenosa. Brazilian Journal Of Development, [S.L.], v. 6, n. 2, p. 5948-5976, 2020. Brazilian Journal of Development. http://dx.doi.org/10.34117/bjdv6n2-049.

TEIXEIRA, A. H. (1996). **Análise, Projeto e execução de fundações**. In: SEFE, 3., São Paulo. Anais. São Paulo, v. 1.

VELLOSO, D.A., LOPES, F.R. (2010). **Fundações**. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/18

Análise do Efeito Tchebotarioff em Estacas em Encontros de Ponte

Thamirys Limeira Torres
Engenheira Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, thamirys.l.torres@gmail.com

Andréa Batista de Farias Dias
Professora Adjunto, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, abfd1@poli.br

Airton Ruan Alexandre da Silva
Engenheiro Civil, Universidade de Pernambuco, Olinda, Brasil, ruanaintonabc@gmail.com

João Batista Pereira Alves de Almeida
Engenheiro Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, jbatistapaa2@gmail.com

Pedro Eugênio Silva de Oliveira
Professor Adjunto, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, pedro.oliveira@poli.br

RESUMO: O Efeito Tchebotarioff é caracterizado pelo empuxo adicional gerado pelo deslocamento lateral de aterros sobre elementos estruturais rígidos, como as fundações de pontes. Este fenômeno é uma das principais causas de patologias em encontros de pontes e obras que envolvem interação solo-estrutura, podendo levar a danos estruturais significativos e exigir intervenções onerosas. Este estudo teve como objetivo analisar em detalhe os mecanismos de transferência de esforços de um aterro em adensamento para as estacas metálicas de fundações profundas de uma ponte. A metodologia de pesquisa empregou o Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando o software RS2 para simulações numéricas. Buscou-se quantificar e compreender como o empuxo mobilizado pelo movimento horizontal do maciço, resultante da dissipação de poropressões, afeta as tensões e as deformações nos elementos estruturais. O Modelo Base adotou o modelo constitutivo Mohr Coulomb e simulou a interação completa do sistema, considerando a estrutura com o carregamento da ponte sobre as estacas e o aterro compressível adjacente. Os resultados e discussões evidenciaram boa concordância entre o método de Tschebotarioff, o modelo de De Beer e Wallays e a modelagem numérica, com valores de deslocamento bastante semelhantes entre si e comportamento praticamente simétrico entre as estacas. Ainda assim, observa-se que a análise numérica apresenta maior capacidade de representar cenários mais complexos de perfil e interação solo-estrutura, enquanto os métodos tradicionais tendem a superestimar os deslocamentos laterais.

PALAVRAS-CHAVE: Efeito Tchebotarioff, Estacas, Método dos Elementos Finitos (MEF).

ABSTRACT: The Tschebotarioff Effect is characterized by the additional pressure generated by the lateral displacement of embankments acting on rigid structural elements, such as bridge foundations. This phenomenon is one of the main causes of pathologies in bridge abutments and in works involving soil–structure interaction, potentially leading to significant structural damage and requiring costly interventions. This study aimed to analyze in detail the mechanisms of load transfer from a consolidating embankment to the steel piles of deep bridge foundations. The research methodology employed the Finite Element Method (FEM), using RS2 software for numerical simulations. The objective was to quantify and understand how the pressure mobilized by the horizontal movement of the soil mass, resulting from pore pressure dissipation, affects stresses and deformations in structural elements. The Base Model adopted the Mohr–Coulomb constitutive model and simulated the complete system interaction, considering the structure with bridge loading on the piles and the adjacent compressible embankment. The results and discussions showed good agreement between the Tschebotarioff method, the De Beer and Wallays model, and the numerical modeling, with very similar

displacement values and nearly symmetrical behavior among the piles. Nevertheless, the numerical analysis demonstrated a greater capacity to represent more complex soil profiles and soil–structure interaction scenarios, while traditional methods tend to overestimate lateral displacements.

KEYWORDS: Tschebotarioff Effect, Piles, Finite Element Method (FEM).

1 INTRODUÇÃO

A expansão da infraestrutura viária tem ampliado significativamente a ocorrência de obras executadas sobre solos moles, caracterizados por elevada compressibilidade, baixa resistência ao cisalhamento e baixa permeabilidade. Nessas condições, aterros rodoviários e encontros de pontes estão sujeitos a recalques expressivos e deslocamentos laterais ao longo do tempo, os quais podem comprometer o desempenho estrutural de fundações profundas e gerar manifestações patológicas relevantes (Almeida; Marques, 2014; Massad, 2010).

Entre os mecanismos de interação solo-estrutura associados a esse tipo de obra, destaca-se o Efeito Tschebotarioff, que ocorre quando o adensamento de um maciço compressível submetido a carregamento assimétrico induz deslocamentos horizontais do solo, resultando em esforços laterais adicionais sobre estacas cravadas ou moldadas em camadas profundas. Esse fenômeno, originalmente descrito por Tschebotarioff (1962), é frequentemente negligenciado em projetos convencionais de fundações, embora possa gerar esforços de flexão e cisalhamento significativos nas estacas (Velloso; Lopes, 2010).

Estudos recentes indicam que o Efeito Tschebotarioff está diretamente associado à evolução das poropressões no solo mole e à redistribuição progressiva das tensões efetivas durante o processo de adensamento, podendo manifestar-se meses ou anos após a conclusão da obra (Marcelino, 2022; Faria et al., 2025). Em encontros de pontes, onde aterros de acesso são implantados adjacentes a fundações profundas, esse mecanismo se intensifica devido à rigidez das estacas em contraste com a deformabilidade do maciço de solo, favorecendo a mobilização de empuxos laterais não previstos.

Nesse contexto, a modelagem numérica por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF) tem se consolidado como uma ferramenta eficaz para a análise do comportamento acoplado solo-estrutura, permitindo a simulação do processo construtivo, da dissipação das poropressões e da evolução temporal dos deslocamentos e tensões. Assim, este estudo propõe uma análise detalhada do Efeito Tschebotarioff em estacas metálicas de um encontro de ponte, utilizando o software RS2 para investigar os mecanismos de transferência de esforços do aterro em adensamento para as fundações profundas, contribuindo para a compreensão do fenômeno e para a melhoria das práticas de projeto em solos moles.

Diante disso, a realização de uma análise comparativa entre métodos tradicionais e a modelagem numérica é fundamental para o aprofundamento da compreensão do comportamento solo-estrutura em problemas envolvendo carregamentos laterais induzidos por aterros. A comparação entre os métodos de Tschebotarioff, De Beer e Wallays e a modelagem numérica permite a variabilidade de respostas obtidas, indicando tendências mais conservadoras e uma abordagem de aplicabilidade mais complexa. Dessa forma, a análise integrada dos resultados contribui para a construção de um estudo interpretativo mais sólido, aumentando a confiabilidade das previsões e fornecendo resultados mais consistentes em obras geotécnicas.

2 EFEITO TSCHEBOTARIOFF

O Efeito Tschebotarioff refere-se à solicitação lateral adicional imposta a estacas quando ocorre deslocamento horizontal do solo adjacente em função de carregamentos superficiais assimétricos, como aterros construídos próximos a fundações profundas. Diferentemente dos empuxos clássicos de terra, esse efeito não decorre apenas do peso do maciço, mas da deformação volumétrica do solo compressível ao longo do tempo, associada ao processo de adensamento (Tschebotarioff, 1962; Velloso; Lopes, 2010).

Em solos moles saturados, a aplicação de uma sobrecarga resulta inicialmente no aumento das poropressões, que passam a suportar grande parte da tensão aplicada. Com a dissipação gradual dessas poropressões, ocorre o incremento das tensões efetivas e a consequente deformação do esqueleto do solo,

manifestando-se por recalques verticais e deslocamentos laterais do maciço (Terzaghi; Peck; Mesri, 1996; Almeida; Marques, 2014). Quando esse deslocamento ocorre em proximidade a estacas, o solo passa a atuar como agente solicitante, impondo esforços laterais ao fuste.

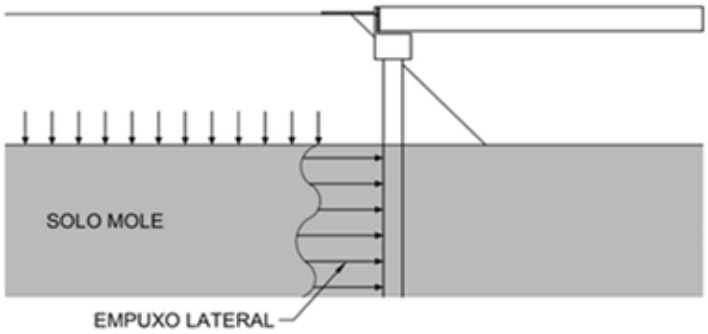


Figura 1. Empuxo lateral nas estacas devido aos deslocamentos do aterro sobre solo mole, DNIT (2022).

Tschebotarioff (1962) observou que, em solos argilosos moles, o deslocamento horizontal ocorre praticamente sem redução volumétrica imediata, fazendo com que a massa de solo se mova como um corpo contínuo contra os elementos estruturais rígidos. Nessas condições, as estacas deixam de atuar apenas como elementos resistentes verticais e passam a ser solicitadas por esforços de flexão e cisalhamento, cuja magnitude depende da rigidez da estaca, da espessura da camada compressível e da distância ao carregamento.

A literatura técnica aponta que o empuxo mobilizado pelo Efeito Tschebotarioff apresenta distribuição não uniforme ao longo do comprimento da estaca, sendo frequentemente representado por um carregamento triangular ou trapezoidal, com máximos localizados nas zonas de maior deformação do solo (Velloso; Lopes, 2010). Esse comportamento torna-se particularmente crítico em encontros de pontes, onde os aterros de acesso exercem sobrecargas elevadas em regiões próximas às fundações.

2 ENCONTRO DE PONTES E ATERRO SOBRE SOLO MOLE

As pontes são formadas por elementos estruturais que desempenham funções específicas para garantir sua estabilidade e funcionalidade. Componentes como apoios, tabuleiros e pilares são essenciais para sustentar e distribuir as cargas. Entre esses elementos, destacam-se os encontros, estruturas localizadas nas extremidades da ponte, cuja função principal é transmitir as cargas da superestrutura ao solo. Além disso, como mostra a Figura 2, os encontros são responsáveis por conter o aterro de acesso.

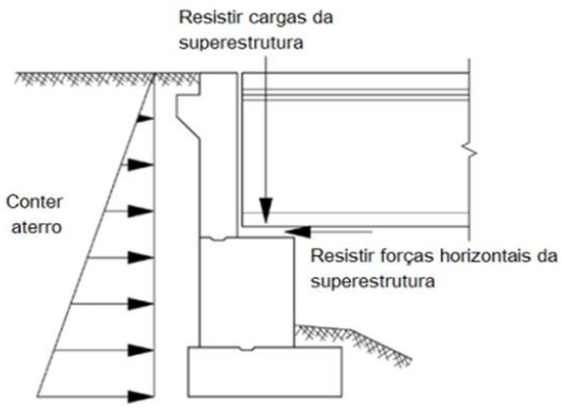


Figura 2. Principais funções de um encontro de ponte, Dias, et al. (2017), adaptado de WisDOT Bridge Manual (2017).

Nos aterros de acesso a encontros de ponte, o recalque é uma das patologias mais comuns e críticas, especialmente devido à interação entre o aterro deformável e a estrutura rígida, o que pode gerar deformações diferenciais. Esses problemas estão associados à compactação inadequada, materiais impróprios e condições geotécnicas desfavoráveis, sobretudo em solos moles. O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, por meio da norma DNIT 108/2009-SE, destaca a importância de métodos construtivos adequados para minimizar esses efeitos. Além disso, conforme Coutinho e Bello (2005), fatores como condição de ruptura, proximidade com o encontro da ponte e atrito negativo em fundações devem ser considerados para garantir o bom desempenho da estrutura.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Caso de Estudo

A obra analisada, após sua conclusão, passou a apresentar manifestações patológicas nos encontros de ponte, conforme ilustrado na Figura 3. Entre as principais ocorrências, destacam-se deformações e deslocamentos diferenciais na região de transição entre o aterro e a estrutura da ponte, indicando possíveis incompatibilidades no comportamento do conjunto solo–estrutura ao longo do tempo.

A ponte foi projetada com um vão de 33 m e acessos constituídos por aterros, implantados sobre um terreno de fundação predominantemente composto por solos moles. Essas condições geotécnicas são reconhecidamente desfavoráveis, uma vez que tais solos apresentam elevada compressibilidade e baixa resistência, tornando-os suscetíveis a recalques significativos e deformações laterais. Nesse contexto, a presença dessas manifestações patológicas sugere a influência de fenômenos como recalques diferenciais e deslocamentos induzidos pelo carregamento dos aterros, a exemplo do efeito Tschebotarioff.



Figura 3. Manifestações patológicas nos encontros de ponte.

3.2 Características da Modelagem Geotécnica

A modelagem foi realizada com base no modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Embora esse modelo não represente de forma ideal o comportamento de solos moles, sua utilização foi adotada como uma aproximação simplificada, em função da limitação de parâmetros geotécnicos disponíveis. A análise foi realizada de forma acoplada, permitindo a consideração simultânea dos efeitos mecânicos e hidráulicos.

Foram adotadas estacas metálicas com comprimento de 24 metros que correspondem ao perfil HP 310x79, fabricado em aço ASTM A572 Grau 50. Para a modelagem e análise estrutural, foram considerados um módulo de elasticidade de 207 GPa e um módulo de cisalhamento de 80 GPa. O perímetro equivalente da seção foi adotado como 1,77 m. A carga de fundação considerada no modelo foi de 494 kN/m². A malha numérica foi composta por 2167 nós, garantindo um nível adequado de discretização para a análise. As condições de fluxo foram definidas com carga hidráulica correspondente à cota do nível d'água.

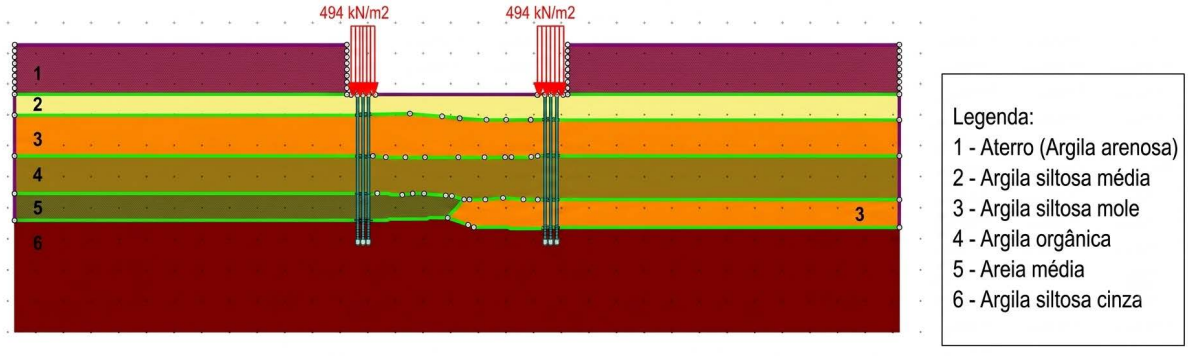


Figura 4. Perfil geotécnico.

Para a modelagem do solo, os parâmetros adotados constam na tabela a seguir:

Tabela 1 - Parâmetros do solo.

Camada de solo	**γ (kN/m³)**	**ν**	**η**	**c (kPa)**	**φc (°)**	**E (kPa)**
Aterro (Argila arenosa)	18	0,33	0,5	30	32	23500
Argila siltosa média	20	0,3	0,72	8	28	25000
Argila siltosa mole	16	0,3	0,72	8	28	20000
Argila orgânica	13	0,3	0,83	8	18	20000
Areia média	16	0,3	0,5	10	35	20000
Argila siltosa cinza	20	0,3	0,72	8	28	20000

3.3 Deslocamentos Laterais

Com base nas tensões cisalhantes, resultantes da modelagem, os deslocamentos laterais das estacas foram estimados. A metodologia adotada baseia-se na teoria da elasticidade aplicada à interação solo–estrutura, conforme apresentado por Timoshenko e Goodier (1970), e amplamente empregada na análise de estacas por Poulos e Davis (1980). A relação entre tensão cisalhante e deformação angular permite a obtenção dos deslocamentos por integração ao longo do comprimento da estaca, sendo essa abordagem consistente com os modelos clássicos de transferência de carga em fundações profundas.

De acordo com a teoria da elasticidade, a partir da relação entre tensão cisalhante e deformação angular do solo, de acordo com a Equação 1 :

$$\tau = G \cdot \gamma \quad (1)$$

τ = Tensão cisalhante;
G = Módulo de cisalhamento do solo;
γ = Deformação angular.

Considerando:

$$\gamma = du/dz, \quad (2)$$

γ = Deformação angular do solo
du = Deslocamento lateral da estaca;
dz = Profundidade ao longo da estaca.

o que permite obter o deslocamento por integração ao longo do comprimento da estaca:

$$u = \int_0^L \tau(z)/G \, dz \quad (3)$$

u = Deslocamento lateral da estaca;
τ(z): Tensão de cisalhamento no solo;
G: Módulo de cisalhamento do solo;
z: Profundidade ao longo da estaca;
L: Comprimento da estaca.

A distribuição de tensões cisalhantes foi obtida por modelagem numérica, apresentando variação com a profundidade e inversão de sinal entre o topo e a base, sendo a integral aproximada pelo valor médio de τ(z). Adotando-se comprimento de 24 m e módulo de cisalhamento do solo de 5000 kPa, os deslocamentos estimados variaram entre 1,0 cm e 2,9 cm.

3.4 Métodos Tradicionais de Cálculo de Deslocamento

Para a análise comparativa do efeito Tschebotarioff nas estacas, além das simulações numéricas realizadas no software RS2, foi desenvolvido um modelo estrutural no software Ftool, com o objetivo de estimar as deformações horizontais nas estacas decorrentes do carregamento imposto pelo aterro.

O carregamento lateral induzido pelo aterro foi estimado a partir de duas formulações: a primeira proposta por Tschebotarioff (1962) e a segunda por De Beer e Wallays (1972). Segundo Lopes e Velloso (2011), a hipótese proposta por Tschebotarioff considera as pressões laterais representadas por um carregamento triangular com ordenada máxima no centro da camada compressível, calculada pela Equação 4:

$$ph = 2 * B * \gamma * H * K \quad (4)$$

onde:

B = largura da face da estaca;
γ = peso específico do solo;
H = altura do aterro;
K = coeficiente de empuxo.

Já o modelo proposto por De Beer e Wallays considera que, para uma sobrecarga uniforme, o carregamento lateral pode ser representado como um carregamento retangular, correspondente à sobrecarga atuante, conforme a Equação 5:

$$ph = \gamma * H \quad (5)$$

Para a aplicação das equações, adotou-se um coeficiente de empuxo (K) igual a 0,31, peso específico do solo (γ) de 18 kN/m³ e altura do aterro (H) correspondente à condição final da obra igual a 8 m. O parâmetro B foi considerado como 0,306 m, correspondente à largura da face da estaca. Com base nesses parâmetros, os carregamentos laterais resultantes obtidos pelos métodos de Tschebotarioff e de De Beer e Wallays foram de 2,708 tf/m e 4,406 tf/m, respectivamente.

Na modelagem estrutural realizada no Ftool, considerou-se engaste no topo das estacas e a utilização de molas laterais espaçadas a cada 1 m ao longo do fuste, com o objetivo de representar o comportamento do solo na interação solo-estrutura. O coeficiente elástico dos apoios foi determinado com base na metodologia proposta por Tietz (1976), considerando a compacidade das areias e a consistência das argilas de acordo com os valores de SPT das camadas de solo.

4 RESULTADOS

Os deslocamentos do solo, que ocorrem ao longo do tempo, têm um impacto direto nas estacas, que podem ser afetadas por tensões e deslocamentos decorrentes dessas mudanças. Este processo de interação entre o solo e as estacas pode comprometer a estabilidade e o desempenho das fundações, sendo um fator importante a ser analisado para compreender os efeitos ao longo do tempo.

Os resultados mostram que, ao longo do comprimento das estacas, as tensões de cisalhamento iniciam com valores positivos nos primeiros metros, indicando tração associada à resistência lateral do solo superficial, e passam a valores negativos com o aumento da profundidade, atingindo aproximadamente -30 kN/m a partir de cerca de 15 m. As estacas 1, 2 e 6 apresentam as maiores amplitudes de variação, enquanto as estacas 3, 4 e 5 permanecem em faixas intermediárias, evidenciando um comportamento mais uniforme nas regiões centrais e maior influência do aterro nas extremidades.

O resultado dos cálculos do deslocamento a partir das tensões cisalhantes ao longo das estacas apresentaram valores variando de 10mm à 29mm, onde os maiores deslocamentos ocorreram nas estacas das extremidades, ou seja, mais próximas ao carregamento do aterro.

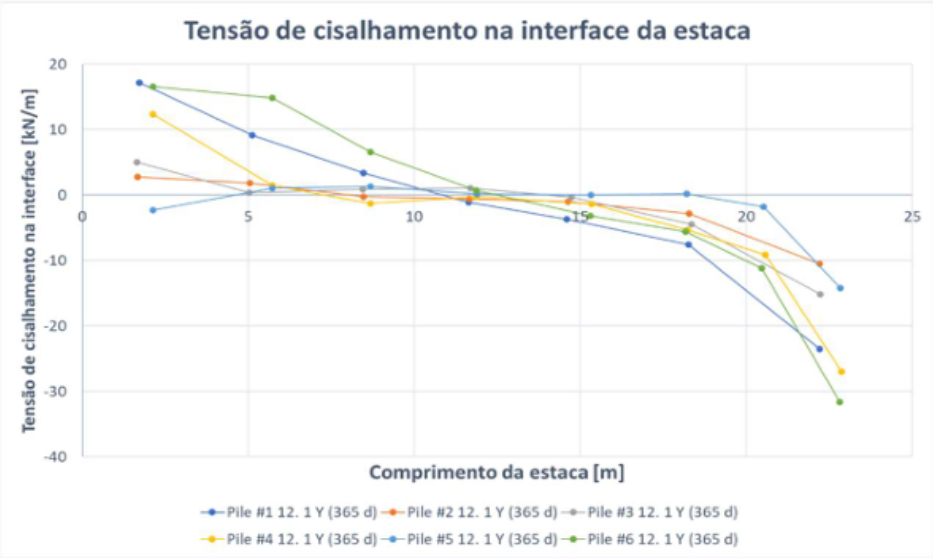


Figura 5. Gráfico de tensão cisalhante nas estacas após um ano de obra.

Após a realização da análise computacional, foram obtidas as deformações horizontais das estacas, cujos resultados estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Deslocamento máximo horizontal

Estaca	Deslocamento máximo horizontal (mm)		
	Tschebotarioff	Beer e Wallays	RS2
Lado Esquerdo	10,856	28,128	14,0
Lado Direito	16,625	37,040	29,0

A análise dos resultados da tabela 2 evidencia uma divergência significativa entre as abordagens, uma vez que os métodos analíticos fornecem estimativas mais elevadas de deslocamento. Destaca-se o modelo de De Beer e Wallays como o mais conservador, com valores de 28,128 mm para a estaca do lado esquerdo e

37,040 mm para a estaca do lado direito, enquanto o método de Tschebotarioff apresenta resultados intermediários, de 10,856 mm e 16,625 mm, respectivamente. Em contrapartida, a modelagem numérica indica deslocamentos consideravelmente menores, da ordem de 14,0 mm no lado esquerdo e 29,0 mm no lado direito.

Observa-se, ainda, que, enquanto os métodos empíricos apontam uma diferença expressiva de comportamento entre as estacas, a análise numérica indica uma resposta praticamente uniforme do sistema, com deformações muito próximas entre si. Esse resultado sugere que a modelagem no RS2 é capaz de captar de forma mais adequada a redistribuição de tensões e a rigidez global da interação solo-estrutura, ao passo que as formulações simplificadas, por considerarem os carregamentos de forma isolada, tendem a superestimar os deslocamentos horizontais.

5 CONCLUSÃO

A análise de encontros de ponte sobre solos moles mostra que os deslocamentos induzidos pelos aterros são decisivos para o desempenho estrutural. Devido à baixa resistência e alta compressibilidade desses solos, parte das cargas verticais é convertida em deslocamentos laterais, ativando o efeito Tschebotarioff. Esse fenômeno gera pressões horizontais adicionais e momentos fletores nas estacas, podendo provocar deformações excessivas e patologias precoces quando não considerado adequadamente em projeto.

Nesse contexto, a modelagem numérica por Método dos Elementos Finitos (MEF), aliada a métodos analíticos, permite uma avaliação mais realista do comportamento solo–estrutura. O uso de modelos constitutivos mais avançados possibilita simular o adensamento e a plasticidade do solo, fornecendo resultados mais consistentes. Assim, essas ferramentas são essenciais para um dimensionamento mais seguro e para garantir a durabilidade de obras em solos moles.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6122 2022: *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ALMEIDA, M. S. S. e MARQUES, M. E. S. *Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e desempenho*. São Paulo: Editora oficina de Textos, 2014. 254 p.

De Beer, E.E, Wallays, M. (1972) *Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles*. In: EUROPEAN CSMFE, 5. 1972, Proceedings, Madrid, 1972. v. 1, p. 325-332.

DIAS, A. G. et al. Aspectos a considerar para projeto, construção e manutenção de encontros de pontes rodoviárias. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017. 165p.

Melo, K. R. de; Faria, A. W.; Borges, M. L.; Molina, F. A. L. (2025). *Análise de Confiabilidade de uma Estaca Submetida ao Efeito Tschebotarioff*. E&S Engineering and Science. 14. 10.18607/ES20251420300.

MARCELINO, L. E. M. *Efeito de Tschebotarioff em estacas: comparação entre dados de instrumentação e resultados de modelagem numérica e de métodos semiempíricos*. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2022.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. *Pile foundation analysis and design*. New York: John Wiley & Sons, 1980.

Tietz, W (1976). *Fundações profundas sobre tubulões*. Estrutura: revista técnica das construções engenharia e arquitetura. Rio de Janeiro, n°76, p 43-81.

TIMOSHENKO, S. P.; GOODIER, J. N. *Theory of elasticity*. 3. ed. New York: McGraw-Hill, 1970.

Tschbotarioff, G.P. (1962) *Retaining structures*. McGraw-Hill Book Co., New York.

Velloso, D.A., Lopes, F.R. (2011). *Fundações : critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.* São Paulo, Oficina de Textos.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. *Fundações*. São Paulo: Ed. Oficina de Textos, 2010.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/19

Análise Experimental e Numérica de Estacas Submetidas a Carregamentos Cíclicos em Solo Tropical

Yago Machado Pereira de Matos
Pesquisador de Pós-Doutorado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, yagompm@gmail.com

Márcio Muniz de Farias
Professor Titular, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, muniz@unb.br

Renato Pinto da Cunha
Professor Titular, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, rpcunha@unb.br

Maurício Martines Sales
Professor Titular, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, sales.mauricio@gmail.com

Renato Resende Angelim
Professor Associado, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, tecnoeng@gmail.com

Aleones José da Cruz Junior
Professor Efetivo, Instituto Federal Goiano, Trindade, Brasil, aleones.junior@ifgoiano.edu.br

RESUMO: O presente trabalho apresenta uma análise comparativa entre resultados experimentais e numéricos obtidos a partir de ensaios de prova de carga axiais e transversais cíclicos realizados em estacas-teste executadas no Campo Experimental I do Centro Tecnológico em Engenharia Civil de Furnas, em Aparecida de Goiânia-GO, em Aparecida de Goiânia-GO. A campanha de ensaios buscou analisar a rigidez, a capacidade de carga e o comportamento do sistema estaca-solo sob carregamentos cíclicos. As simulações numéricas dos ensaios admitiram três tipos de materiais constituintes: (i) o concreto para as estacas, (ii) o aço para as armaduras e (iii) o solo para o terreno. Assim, foram assumidos modelos elástico com dano plástico para o concreto, elástico linear para o aço e elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb para o solo. A respeito dos ensaios de prova de carga, ficaram evidenciadas algumas particularidades do comportamento das estacas para o local de estudo, como a variação da rigidez e a tendência de acúmulo de deslocamentos permanentes com o aumento do número de ciclos. Sobre as simulações numéricas, observou-se que a combinação dos modelos de dano plástico para o concreto e de Mohr-Coulomb para o solo deve ser limitada a poucos ciclos e com níveis de carga elevados.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas, Carregamento cíclico, Solos tropicais, Modelagem numérica.

ABSTRACT: This paper presents a comparative analysis between experimental and numerical results obtained from axial and lateral cyclic load tests performed on test piles installed at the Experimental Field I of the Civil Engineering Technological Center of Furnas, located in Aparecida de Goiânia, Goiás, Brazil. The test campaign aimed to investigate stiffness, bearing capacity, and pile-soil system behavior under cyclic loading. The numerical simulations considered three constituent material types: (i) concrete for the piles, (ii) steel for the reinforcement bars, and (iii) soil. Accordingly, an elastic model with plastic damage was adopted for concrete, a linear elastic model for steel, and a linear elastic-perfectly plastic model with the Mohr-Coulomb failure criterion for the soil. Regarding the load tests, specific behavioral features of the piles at the study site were identified, such as stiffness variation and a tendency for permanent displacement accumulation with an increasing number of cycles. As for the numerical simulations, it was observed that the combination of the plastic damage model for concrete and the Mohr-Coulomb model for soil should be limited to a small number of cycles under high load levels.

KEYWORDS: Piles, Cyclic loading, Tropical soils, Numerical modeling.

1 INTRODUÇÃO

As fundações de torres eólicas estão sujeitas a carregamentos cíclicos de elevada magnitude ao longo de toda a sua vida útil, decorrentes tanto da ação dos ventos quanto do peso próprio das pás em rotação. Esses carregamentos, predominantemente de natureza horizontal e com variação periódica de sentido, impõem solicitações complexas ao sistema estaca-solo que diferem substancialmente daquelas consideradas em projetos convencionais de fundações. De acordo com a forma como varia no tempo, um carregamento pode ser classificado como estático ou transiente, sendo os casos especiais de carga transiente as cargas cíclica e dinâmica. Enquanto as acelerações são primordiais em problemas dinâmicos, elas podem ser negligenciadas em alguns problemas cíclicos. Dessa forma, existem problemas dinâmicos que não são cíclicos e problemas cíclicos que não são dinâmicos, a distinção depende essencialmente da influência das acelerações na resposta do sistema (Pastor et al., 2012).

Em meio aos aspectos típicos de carregamentos cíclicos, talvez o mais proeminente em comparação com o comportamento estático seja o acúmulo de deformações na fundação da torre. Para tratar desse acúmulo, usualmente utiliza-se o conceito de variação na rigidez, seja ela secante ou tangente e absoluta ou cíclica. Contudo, Cuéllar (2011) esclarece que, apesar de prático, esse tipo de abordagem pode trazer interpretações controversas caso a terminologia empregada para a rigidez analisada não seja definida de forma adequada. O autor exemplifica que uma estaca carregada lateralmente pode apresentar, simultaneamente, rigidez secante absoluta decrescente e rigidez secante cíclica crescente ao longo dos ciclos, o que evidencia a necessidade de clareza terminológica nas análises. Cuéllar (2011) relata ainda que a rigidez secante absoluta tende a apresentar predisposição para redução ou degradação cíclica, em geral sem um significado físico, ao passo que a rigidez secante cíclica, especificamente para solos granulares em condições drenadas (LeBlanc, 2009), tende a aumentar com a incidência dos ciclos e pode refletir melhor o estado real do solo e da fundação. Evidentemente, esse comportamento está diretamente vinculado às peculiaridades de cada região, as quais podem interferir na resposta da fundação.

Alguns dos principais fatores que podem influenciar o comportamento cíclico de estacas foram listados por Sagaseta et al. (1991), como (i) o acúmulo de poropressão no solo, a magnitude e o tipo de carga cíclica, o número de ciclos e a frequência de aplicação desses ciclos. Outro aspecto relevante é a interface solo-fundação, cujo comportamento pode se modificar durante a aplicação dos ciclos. Um exemplo desse fenômeno pode ser observado na resistência por atrito lateral em fundações por estaca submetidas a carregamentos axiais cíclicos.

No que diz respeito a solos tropicais, poucos estudos abordam ensaios transversais cíclicos em estacas executadas nesses solos. Entre eles, destacam-se os de Menezes et al. (2005), Zammataro (2007) e Silva (2016). Menezes et al. (2005) realizaram ensaios transversais em estacas pré-moldadas de concreto cravadas em solo arenoso de alta porosidade colapsível e verificaram que o primeiro ciclo modificou totalmente o comportamento carga-deslocamento em relação ao segundo ciclo, com redução de quase 40% no coeficiente de reação horizontal. Zammataro (2007) realizou ensaios com dois ciclos de carga transversais em estacas escavada e hélice contínua executadas em solo laterítico de alta porosidade e registrou ligeiro aumento do coeficiente de reação horizontal após o primeiro ciclo, sem, contudo, poder afirmar conclusivamente a influência do carregamento cíclico no comportamento deformacional das estacas. Silva (2016) avaliou o comportamento de estacas metálicas sob esforços horizontais em solo colapsível de diabásio em condições natural e inundada, observando recuperação de 71% dos deslocamentos após o primeiro descarregamento e deslocamento acumulado de 6,18 mm após o segundo carregamento, indicando baixa capacidade de carga horizontal mesmo no estado natural. Esses estudos revelam que o comportamento cíclico lateral de estacas em solos tropicais ainda carece de investigação sistemática, especialmente para número de ciclos mais representativo das condições de operação de torres eólicas.

Diante desse contexto, o objetivo do presente trabalho consiste em realizar uma análise comparativa entre resultados experimentais e numéricos obtidos a partir de ensaios de prova de carga axiais e transversais cíclicos realizados em estacas-teste executadas no campo experimental de Furnas.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O presente trabalho está inserido em um projeto bem amplo de Eletrobras Furnas cujo foco principal é a montagem e a instrumentação de protótipos eólicos de eixo horizontal para possibilitar a análise do comportamento de estruturas civis de empreendimentos de geração de energia elétrica, em particular nos parques eólicos, com o intuito de subsidiar a prospecção de projetos e estudos de implantação e planos de manutenção.

Os protótipos eólicos foram implantados no Campo Experimental I do Centro Tecnológico em Engenharia Civil de Furnas em Aparecida de Goiânia-GO. O campo experimental de Furnas foi estabelecido em uma área de aproximadamente 1.200 m², localizada próximo ao Laboratório de Aerodinâmica (Bloco 34) da Gerência de Serviços e Suporte Tecnológico (GST.E).

Para viabilizar a implantação dos dois protótipos foi realizada, primeiramente, uma caracterização geológico-geotécnica do terreno com investigações de campo e laboratório. Essa caracterização contemplou, basicamente, sondagens SPT e poços de inspeção para observação *in loco* das camadas e retirada de amostras de solo. Além disso, estacas-teste foram executadas para realização de ensaios de prova de carga.

Para verificar a rigidez, a capacidade de carga e, sobretudo, o comportamento do sistema estaca-solo sob carregamentos cíclicos, uma campanha de ensaios de prova de carga foi realizada em estacas-teste executadas no campo experimental de Furnas. A campana contemplou ensaios estáticos e cíclicos com ciclos axiais e transversais. Os procedimentos adotados nos ensaios seguiram as recomendações da NBR 16903 (ABNT, 2020). Um total de quatro estacas-teste foram ensaiadas (EB, T1, T2 e T3) por meio de um sistema de reação composto por seis estacas (R1 a R6). A disposição e as características desse conjunto de estacas no campo experimental de Furnas estão apresentadas na Figura 1. No presente trabalho, serão analisadas as estacas T1 e T3.

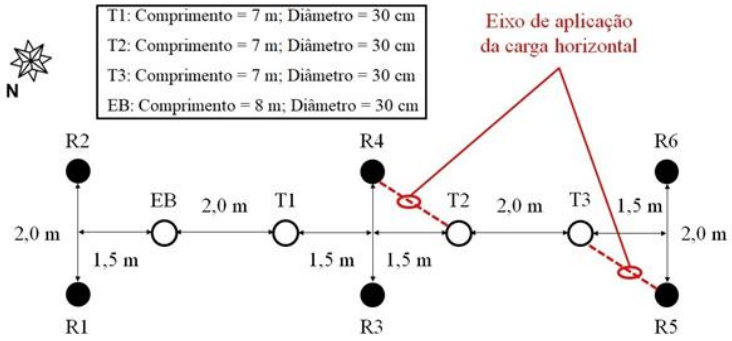


Figura 1. Disposição das estacas-teste no campo experimental de Furnas (Matos, 2024).

As configurações dos ensaios com cargas axiais e transversais estão retratadas na Figura 2. As cargas axiais (Figura 2a) foram aplicadas por meio de um sistema de reação composto por quatro estacas de reação e duas vigas secundárias apoiadas sobre uma viga principal. Essa configuração permitiu empregar o mesmo sistema de reação para ensaiar duas estacas. Nos ensaios com carregamentos transversais (Figura 2b), optou-se por revestir as estacas-teste e as estacas de reação com formas metálicas para viabilizar a soldagem de chapas de contato e, dessa maneira, garantir a adequada transmissão das cargas durante os ensaios. Um perfil metálico foi utilizado para complementar a distância entre as duas estacas.



(a) Carregamentos axiais em T1 e T3



(b) Carregamentos transversais em T3

Figura 2. Detalhes dos sistemas de reação dos ensaios de prova de carga.

As estacas T1 e T3 possuem diâmetros de 30 cm, comprimentos de 7 m e foram escavadas com trado mecânico sem fluido estabilizante. Além disso, estão instrumentadas ao longo do seu comprimento em quatro níveis distintos: 0,5 m; 3,0 m; 5,0 m e 6,5 m. Durante a concretagem das estacas, observou-se que o nível d'água estava próximo de 4 m de profundidade.

A metodologia executiva de cada ensaio foi adotada para avaliar, sobretudo, a influência dos ciclos no comportamento monotônico do sistema estaca-solo. O procedimento de ensaio da estaca-teste T1 correspondeu em (i) aplicar carregamentos de compressão do tipo lento (ABNT, 2020) até estar caracterizada a ruptura nítida, que foi observada para uma carga de 275 kN e um recalque máximo da ordem de 32,4 mm, pouco maior que 10% do diâmetro do seu fuste. Na sequência, (ii) T1 foi submetida a metade da carga de ruptura para início do ensaio cíclico. Foram realizados (iii) dez ciclos de compressão do tipo descarregamento-recarregamento com a carga variando entre 25% e 50% da carga de ruptura. Após os ciclos, (iv) T1 foi carregada novamente até a ruptura e, por fim, (v) completamente descarregada.

Com relação aos ensaios com carga transversal em T3, para a aplicação dos carregamentos cíclicos, o topo da estaca foi arrasado até uma profundidade onde o concreto se mostrou íntegro. Em seguida, um forma metálica foi instalada para que a área de arrasamento das estaca fosse concretada novamente. Para ensaiar a estaca T3, foram (i) aplicados carregamentos de compressão do tipo lento (ABNT, 2020) até atingir a ruptura, a qual foi confirmada para a carga de 304 kN e um recalque máximo medido de 38,8 mm, maior que 10% do diâmetro do seu fuste. Após esse processo, a (ii) carga de ruptura foi reduzida pela metade e mantida constante, visando à execução do ensaio cíclico transversal. Ao todo, foram executados (iii) trinta ciclos com carregamentos na direção horizontal variando de 0 a 44 kN. Depois dos ciclos, (iv) T3 foi carregada novamente à compressão até a ruptura e, por fim, (v) completamente descarregada. Os detalhes da aplicação das cargas nos ensaios de T1 e T3 estão esboçados, respectivamente, nas Figuras 3 e 4 com o tempo fora de escala para destacar os níveis de carregamento de cada etapa.

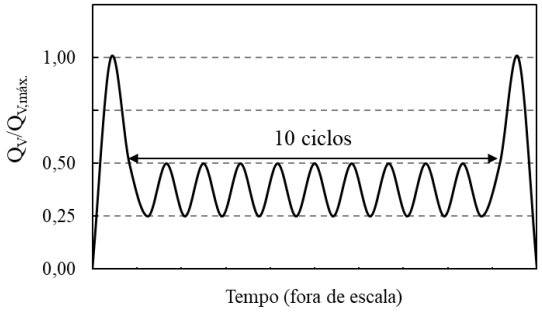
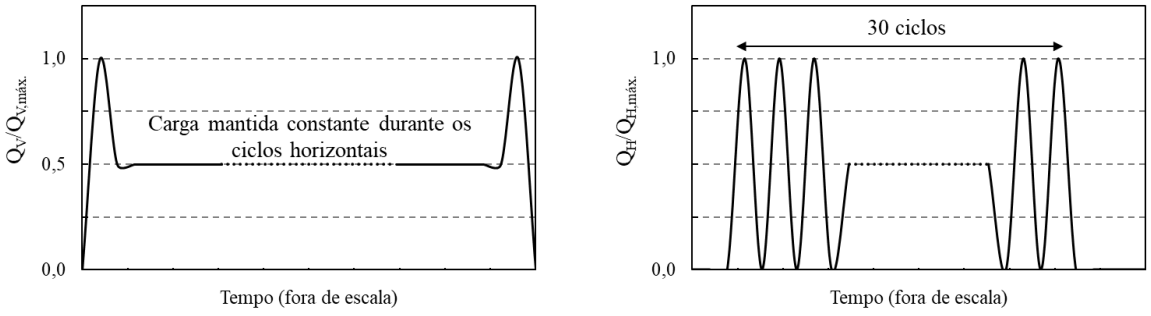


Figura 3. Programa de ensaio para a estaca-teste T1 (Matos, 2024).



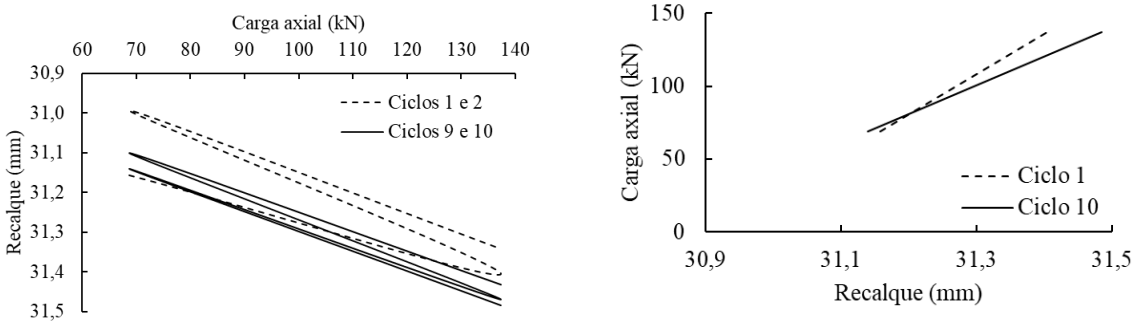
(a) Carga axial de compressão (b) Carga transversal

Figura 4. Programa de ensaio para a estaca-teste T3 (Matos, 2024).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Ensaios com carregamentos cíclicos nas estacas T1 e T3

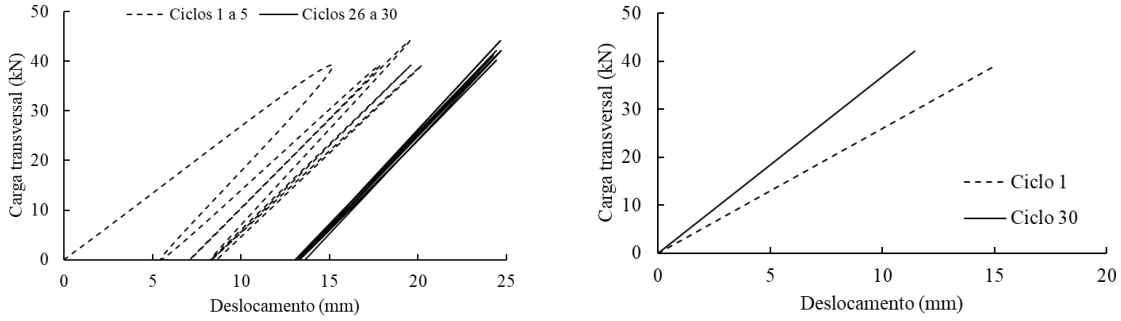
A Figura 5a destaca o comportamento da curva carga-recalque de T1 para os dois primeiros e os dois últimos ciclos do ensaio. O acúmulo de deslocamento verificado após os carregamentos cíclicos foi muito pequeno (< 0,1 mm). A Figura 5b apresenta o comportamento da rigidez secante cíclica de T1 para o primeiro e o último ciclo, confirmando sua redução após aplicação das cargas cíclicas.



(a) Curva carga-recalque (b) Variação da rigidez secante cíclica

Figura 6. Comportamento de T1 durante os ciclos.

A curva carga-deslocamento de T3 para carregamento transversal cíclico encontra-se ilustrada na Figura 6a para os cinco primeiros e os cinco últimos ciclos do ensaio. Os maiores acúmulos de deslocamento ocorreram nos primeiros ciclos e o valor desses acúmulos diminuiu, gradativamente, com a aplicação dos ciclos. Vale mencionar que, durante o ensaio cíclico de T3, não foi possível manter a carga axial constante. Além disso, a carga transversal máxima aplicada também não foi a mesma em alguns ciclos e variou entre 39 e 44 kN. Analisando a Figura 6b, T3 se tornou mais rígida após o ensaio cíclico. Para facilitar a comparação, a reta do último ciclo foi deslocada para a origem.



(a) Curva carga-deslocamento (b) Variação da rigidez secante cíclica

Figura 6. Comportamento de T3 durante os ciclos.

4.2 Simulação numérica dos ensaios de prova de carga cíclicos

A simulação dos ensaios de prova de carga admitiu três tipos de materiais constituintes: (i) o aço para as armaduras, o concreto para as estacas e o solo para o terreno. Durante as análises numéricas, foram assumidos modelos elástico linear para o aço, elástico com dano plástico para o concreto proposto por Lubliner et al. (1989) e elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb para o solo.

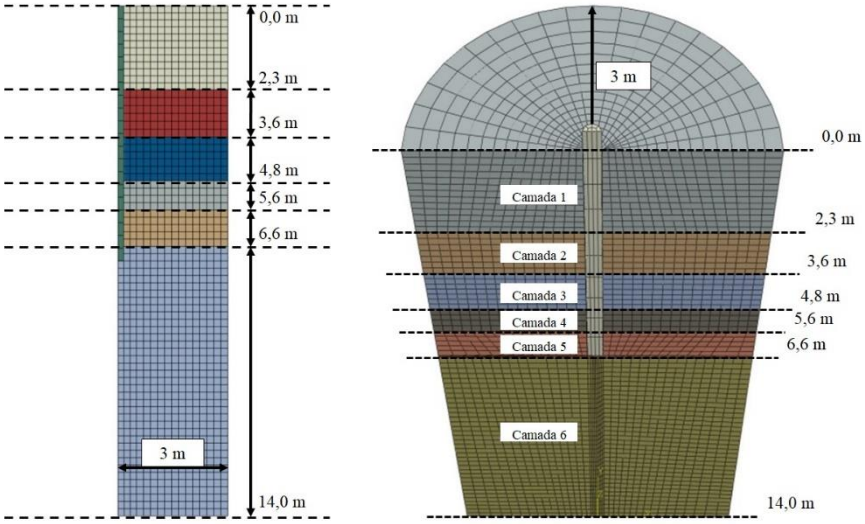
As propriedades do aço consistiram em um módulo de Young (E) de 210 GPa, um coeficiente de Poisson (ν) de 0,3 e um peso específico (γ) igual a 78,5 kN/m³. No que diz respeito ao concreto, seus parâmetros elásticos foram E de 20 GPa, ν de 0,2 e γ de 22 kN/m³. Pela indisponibilidade de resultados experimentais sobre o comportamento do concreto das estacas, os dados do modelo de dano plástico foram estabelecidos segundo o estudo de Jankowiak e Łodygowski (2005). Para o terreno, os parâmetros geotécnicos finais utilizados nas simulações estão presentes na Tabela 1.

Pela particularidade de simetria de cada problema, foi adotado um modelo bidimensional e axissimétrico para o ensaio de T1 (Figura 7a) e um modelo tridimensional e simétrico em relação ao plano que contém o eixo da estaca e a linha de ação da carga transversal para o ensaio de T3 (Figura 7b).

A Figura 8 mostra o resultado da curva carga-recalque da referida prova de carga e sua respectiva simulação numérica pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). Ficou evidente que o comportamento previsto não se ajustou bem aos dados experimentais de T1. Apesar de apresentar um valor próximo de deslocamento na carga de ruptura, a rigidez de T1 se mostrou muito superior ao MEF no início do ensaio. Somente em patamares de carga próximos da ruptura, a curva experimental tendeu a convergir para a simulação numérica. A simulação pelo MEF apresentou deslocamentos reversíveis maiores nos estágios de descarregamento. A histerese observada na curva carga-recalque da simulação numérica está relacionada principalmente com a formulação do modelo de dano plástico do concreto. Além disso, praticamente não houve diferença nos deslocamentos previstos entre a primeira e a segunda etapa de aplicação da carga de ruptura, comprovando, possivelmente, a principal limitação de não utilizar um modelo constitutivo para o solo capaz de avaliar os efeitos dos carregamentos cíclicos.

Tabela 1. Parâmetros mecânicos do solo para simulação dos ensaios de prova de carga (Matos, 2024).

Profundidade (m)	E (MPa)	ν	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	γ_n (kN/m³)
0,0 - 2,3	12	0,3	40	24	6	17,70
2,3 - 3,6	18	0,3	52	28	7	17,90
3,6 - 4,8	16	0,3	32	29	7	17,70
4,8 - 5,6	18	0,3	39	28	7	18,10
5,6 - 6,6	29	0,3	35	27	7	18,15
6,6 - 14,0	29	0,3	33	31	8	18,20



(a) T1 (b) T3

Figura 7. Modelos numéricos para simulação dos ensaios de prova de carga (Matos, 2024).

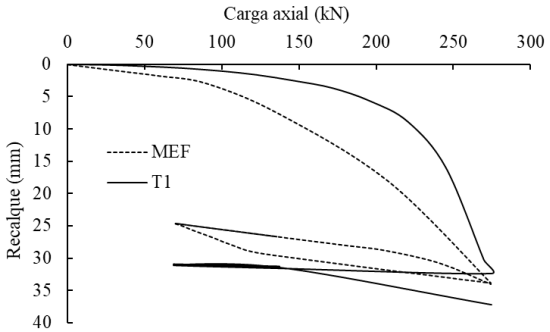
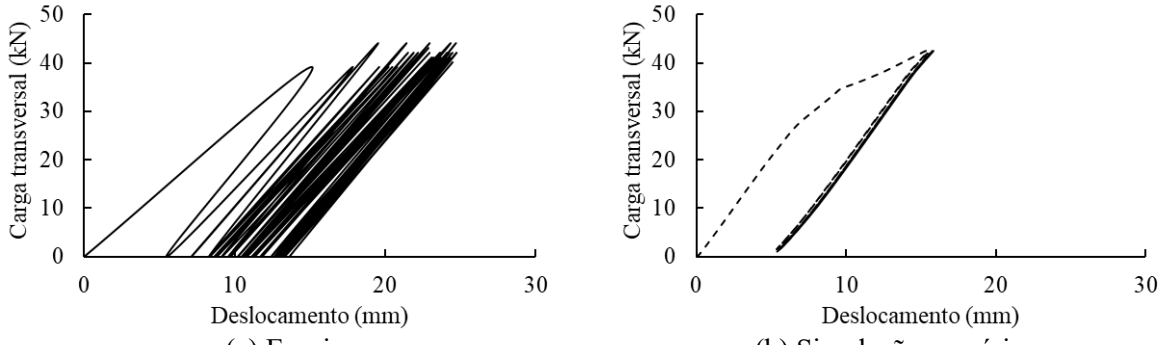


Figura 8. Curva carga-recalque medida e simulada para o ensaio em T1 (Matos, 2024).

Com relação à simulação dos ciclos de carga transversal, os resultados (Figura 9) mostraram que a combinação dos modelos de dano plástico e Mohr-Coulomb não foi suficiente para avaliar o acúmulo de deslocamentos que ocorreu em T3 ao longo dos ciclos. As previsões se aproximaram dos dados experimentais apenas no primeiro ciclo. Porém, gradativamente, a curva real se afasta da simulação pelo MEF.



(a) Ensaio (b) Simulação numérica

Figura 9. Curva carga-deslocamento medida e simulada para o ensaio em T3 (Matos, 2024).

Diferentemente de T1, o ensaio cíclico simulado em T3 envolveu cargas transversais que mobilizaram a resistência à flexão da estaca e foram suficientes para causar alteração na sua rigidez pelo modelo de dano plástico do concreto. Contudo, esse aumento na rigidez ocorreu apenas no primeiro ciclo, tendeu a se estabilizar entre o segundo e o quinto ciclo com pequenas variações e se manteve constante nos ciclos subsequentes. A combinação dos modelos de dano plástico e Mohr-Coulomb foi capaz de simular apenas o

comportamento do elemento estrutural da fundação durante os ciclos. Acredita-se que a inclusão de um modelo constitutivo para o elemento geotécnico da fundação adequado para problemas cíclicos seja primordial para uma previsão mais acurada.

4 CONCLUSÕES

O presente trabalho buscou investigar o comportamento mecânico de duas estacas-teste executadas no campo experimental de Furnas por meio de simulações numéricas e ensaios de prova de carga estáticos e cíclicos axiais e transversais.

Foram observadas algumas particularidades da interação solo-estaca para o local de estudo, como (i) a variação da rigidez secante cíclica; e (ii) a tendência de acúmulo de deslocamentos horizontais permanentes com o aumento do número de ciclos.

Sobre as simulações numéricas dos ensaios de prova de carga, observou-se que o modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb pode ser utilizado para retratar o comportamento monotônico do solo em regime não linear e próximo da ruptura. Além disso, o modelo de dano plástico do concreto se mostrou como uma boa alternativa para modelar as estacas sob carga horizontal. Contudo, a combinação dos modelos de dano plástico para o concreto da fundação e de Mohr-Coulomb para o solo deve ser limitada para poucos ciclos e com nível de carga elevado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS). (2020). *NBR 16903: Solo - Prova de carga estática em fundação profunda*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

Cuéllar, P. (2011). *Pile foundations for offshore wind turbines: Numerical and experimental investigations on the behaviour under short-term and long-term cyclic loading*. Ph.D. Thesis, Technische Universität Berlin, Berlin, Germany, 149 p.

Jankowiak, T., Łodygowski, T. (2005). Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. *Foundations of Civil and Environmental Engineering*, 6: 53-69.

Leblanc, C. (2009). *Design of offshore wind turbine support structures: Selected topics in the field of geotechnical engineering*. Ph.D. Thesis, Aalborg University, Aalborg, Denmark, 190 p.

Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., Oñate, E. (1989). A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 25(3): 299-326.

Matos, Y.M.P. (2024). *Avaliação experimental e numérica do comportamento mecânico de fundações de protótipos eólicos em solo tropical*. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 203 p.

Menezes, S.M., Carvalho, D., Albuquerque, P.J.R. (2005). Provas de carga horizontais em estacas pré-moldadas de concreto cravadas em solo de alta porosidade. *Ciência & Engenharia*, 15(2): 77-82.

Pastor, M., Mira, P., Merodo, J.A.F. (2012). Constitutive modelling. In: Prisco, C. di & Wood, D.M. (eds.). *Mechanical behaviour of soils under environmentally induced cyclic loads*, Springer Science & Business Media, Udine, Italy, p. 137–226.

Sagaseta, C., Cuéllar, V., Pastor, M. (1991). Cyclic loading. Deformation of soils and displacements of structures. *10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, AGI, Florence, Italy, 981-999.

Silva, M.B.M. (2016). *Comportamento de estacas metálicas submetidas a esforços horizontais nas condições de umidade natural e inundada do solo*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, 124 p.

Zammataro, B.B. (2007). *Comportamento de estaca tipo escavada e hélice contínua submetidas a esforços horizontais*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, 187 p.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/20

Análise Experimental e Numérica de Recalques em Estacas Escavadas na Região de Campinas/SP

Gabriel Xavier Nóbrega
Discente, Unicamp, Campinas, Brasil, gabrielxaviern1@gmail.com

Fernando Feitosa Monteiro
Professor, Unicamp, Campinas, Brasil, feitosam@unicamp.br

Paulo José Rocha de Albuquerque
Professor, Unicamp, Campinas, Brasil, pjra@unicamp.br

RESUMO: A estimativa dos recalques imediatos sofridos nas fundações é relevante para garantir a segurança e estabilidade das estruturas, coexistindo múltiplas metodologias para sua determinação. Nesse sentido, este trabalho objetiva avaliar a eficácia dos métodos de Poulos e Davis (1968), Aoki (1984) e Seo e Prezzi (2007) e de modelagens numéricas com o método dos elementos finitos (MEF) e no *software* RSPile para estimar o comportamento carga-recalque de uma prova de carga executada em uma estaca escavada de pequeno diâmetro em um solo laterítico da região de Campinas, utilizando os valores do módulo de elasticidade estimados por diversas metodologias a partir de ensaios triaxiais, SPT, CPT e DMT disponíveis para o local. As formulações de Poulos e Davis (1968) e Seo e Prezzi (2007), juntamente com a modelagem por elementos finitos e as modelagens do RSPile com modelo Mosher *sand*, apresentaram boa convergência com o resultado experimental na carga de trabalho. Notou-se, também, que as estimativas do módulo de elasticidade fornecidas pelas metodologias de Robertson (2009) e Baldi et al. (1986) forneceram as previsões mais precisas para o comportamento elástico do solo pelos métodos empregados.

PALAVRAS-CHAVE: Estimativa de recalques; Módulo de elasticidade; Métodos dos elementos finitos; RSPile; Métodos analíticos de estimativa de recalques.

ABSTRACT: The immediate settlement estimate in foundations is relevant to ensure the stability and security of structures, with multiple methodologies coexisting for its assessment. In this context, the present work aims to evaluate the effectiveness of the Poulos and Davis (1968), Aoki (1984) and Seo e Prezzi (2007) methods as well as numerical models with the finite element method (FEM) and in the software RSPile to assess the load-settlement behavior in a load test performed in a bored pile of small diameter in a lateritic soil from the Campinas region, using values of elastic modulus estimated by many methodologies based on the results of triaxial, SPT, CPT and DMT test available for the place. The Poulos and Davis (1968) and Seo e Prezzi (2007) methods, as well as the finite element modeling and the models in RSPile using the Mosher *sand* model have presented good convergence with the experimental result at the working load. It was also observed that the elasticity modulus estimates given by the methodologies of Robertson (2009) and Baldi et al. (1986) have shown the most accurate prevision for the elastic behavior of the soil from the deployed methods.

KEYWORDS: Settlement estimate, Elasticity modulus, finite element method, RSPile, Analitical methods for the settlement estimate

1 INTRODUÇÃO

Na engenharia de fundações, a estimativa dos recalques de fundações em solos lateríticos se manifesta como um problema recorrente da engenharia brasileira. Isso se deve a esses deslocamentos poderem levar a problemas estruturais e de utilização às estruturas apoiadas em tais fundações, enquanto essa tipologia de solo se encontra nas diferentes zonas bioclimáticas do país (Espindola e Daniel, 2008). Dessa forma, foram desenvolvidos múltiplos métodos para a realização de tal estimativa.

Nesse contexto, conforme Pinto (2006), os recalques podem ser divididos entre: os recalques que acontecem imediatamente após a aplicação de tensões; os que acontecem de forma progressiva ao longo do tempo processo de adensamento que ocorre pela expulsão da água dos vazios solo; e os derivados da perda de integridade do solo perante a aplicação de cargas que o levam a ruptura. Como esses recalques ocorrem de forma cumulativa, se faz necessário ter conhecimento da influência de cada um desses comportamentos para uma adequada obtenção de uma estimativa de deslocamento da fundação.

Quando se trata da avaliação da ocorrência dos recalques imediatos no solo, uma simplificação muito aplicada para a parametrização do comportamento do solo é a teoria da elasticidade linear, sendo utilizada embasamento para múltiplos métodos para a determinação dessa fração do recalque, dentre os quais se pode citar os métodos de Poulos e Davis (1968), Aoki (1984) e Seo e Prezzi (2007). Se é conhecido que essa teoria apresenta resultados coerentes quando o solo não apresenta grandes deformações.

Um parâmetro necessário para determinar o comportamento do solo segundo essa teoria (diretamente ou acoplado a outros parâmetros do material) é o módulo de elasticidade, se tornando, então, um parâmetro fundamental para a aplicação dos métodos fundamentados nessa teoria. Todavia, como a consideração do comportamento elástico linear é uma simplificação do comportamento do solo, existem múltiplas abordagens para a determinação desse parâmetro, mesmo conhecendo a curva de tensão-deformação do solo, tais como a possibilidade da consideração desse parâmetro como a tangente ou a secante de tal curva, assim como a de avalia-lo para diferentes estados de carga. Adicionalmente, como, para a determinação dessa curva, são necessários ensaios laboratoriais onerosos e com as suas próprias fontes de incerteza, foram, também, apresentadas na literatura correlações para a determinação de tal parâmetro em função de resultados de ensaios de campo, tais como Marchetti (1997), Robertson (2009) e Aoki (1975).

Adicionalmente, métodos numéricos contemplando modelos constitutivos mais avançados, também, foram desenvolvidos para tratar esse realizar estimativas de recalques. Dentre eles, segundo Omenam (2012), o método dos elementos finitos é o mais poderoso na análise de fundações, uma vez que é capaz de simular a interação entre o solo e a estaca. Nesse contexto, softwares comerciais foram desenvolvidos contemplando essas metodologias, sejam elas de elementos finitos ou outras abordagens analíticas, tal como a considerada pela ferramenta RSPile.

A partir desse contexto, se observa a existência de uma miríade de métodos para a estimativa dos recalques imediatos do solo, conhecendo os seu comportamento, sendo este parametrizado pelos modelos constitutivos considerados no solo. Adicionalmente, também, se evidencia a diversidade de formulações para determinar esses parâmetros para aplicação do método em função dos ensaios em campo. Dado isso, as incertezas associadas a cada uma dessas duas etapas influenciam na representatividade do resultado obtido na estimativa desses deslocamentos, sendo a escolha das metodologias ideais para abordar o problema de extrema importância para conseguir resultados mais confiáveis.

Nesse contexto, o objetivo deste trabalho consiste na avaliação de metodologias de estimativa de recalque para estacas escavadas em solo laterítico da região de Campinas, empregando distintos módulos de elasticidade baseados em ensaios de campo e laboratório, e validando os resultados por comparação com uma prova de carga realizada na localidade. Para tal, se defrontou os resultados desses métodos para a carga de trabalho (metade da carga de ruptura) por ser o nível de carga de utilização das edificações considerando um fator de segurança de 2, levando essa a ser uma carga interessante para análises de estado limite de serviço.

2 Metodologia

2.1 Campo experimental

Para a realização do presente trabalho, se considerou a prova de carga realizada por Schulze (2013). Essa estaca escavada foi realizada com trado de perfuração mecânica, contemplando um diâmetro de 25 cm e avançando até 5 metros de profundidade, sendo realizada com concreto de 25 MPa e sendo armada com 4 barras longitudinais de 10 mm e estribos de 6,3 mm de diâmetro em aço CA50A.

Essa estaca foi realizada no campo experimental da Faculdade de Engenharia Civil Arquitetura e Urbanismo da Unicamp. Nesse campo experimental, Gon (2011) realizou uma campanha de ensaios de caracterização nesse campo experimental até 9 metros de profundidade, a partir do qual se noticiou a presença de matacões, inviabilizando a retirada de amostras. Os ensaios realizados englobaram ensaios de determinação

dos limites de Atterberg (LL, LP, LC e IP), granulometria conjunta, massa específica dos grãos, permeabilidade, compactação Proctor normal e ensaios edométricos. Também foram realizados ensaios triaxiais adensados não drenados (CU) e de sucção, pelo método do papel filtro. A partir desse conjunto de ensaios foi possível montar o perfil estratigráfico do terreno conforme apresentado na Figura 1.

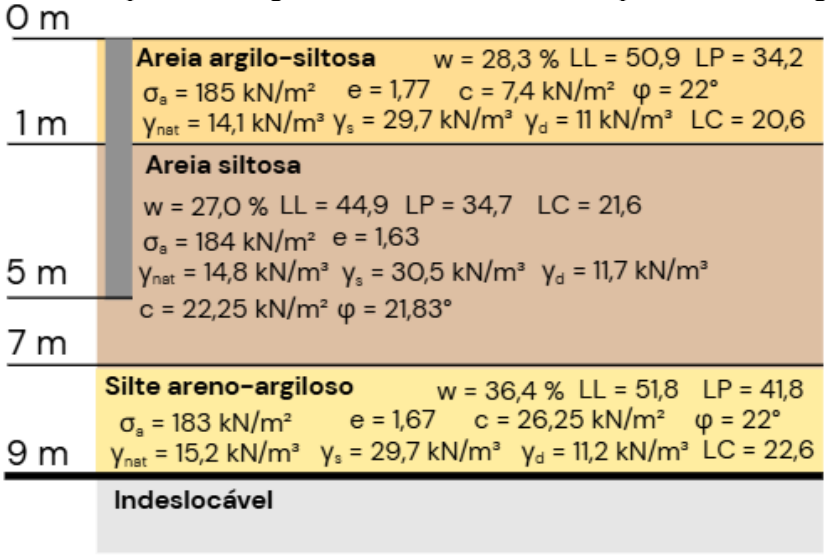


Figura 1. Perfil estratigráfico do terreno do campo experimental

Adicionalmente, uma campanha de ensaios de campo foi executada nesse campo experimental por Rodriguez (2013) contemplando ensaios SPT com medição de energia e ensaios CPT elétricos. Schulze (2013) também realizou uma campanha de ensaios DMT na região de estudo.

A prova de carga foi feita com o processo lento previsto na NBR 16903 (ABNT, 2020), utilizando-se da aplicação de carga por meio de um sistema de reação. Dos resultados desta, se noticiou uma carga de ruptura bem definida de 180 kN, para a qual se obteve um recalque de 45,61 mm.

2.2 Parâmetros elásticos do solo

Para problemas não unidimensionais envolvendo a teoria da elasticidade, o coeficiente de Poisson é um parâmetro importante para descrever o comportamento do solo. No presente trabalho, esse coeficiente foi adotado em função do tipo de solo segundo as recomendações de Poulos e Davis (1980) em função do tipo de solo. Tendo em vista que o solo, até a profundidade de 7 metros se manifesta como uma areia, se considerou um coeficiente de Poisson de 0,3 nesse escopo. Para a camada de silte argiloso — abaixo de 7 metros —, a média do número de golpes do SPT até 9 metros resulta em 16, sendo, segundo a NBR 7250 (ABNT, 1982), esse solo classificado como um silte rijo. Assim, estimou-se um valor de Poisson de 0,15 para tal.

Para permitir uma análise comparativa entre os métodos aplicáveis para fazer a estimativa do módulo de elasticidade, assim como com as campanhas de prospecção respectivas, se utilizou as estimativas desse parâmetro obtidas pelo: módulo de elasticidade extraído dos ensaios triaxiais CU de Gon (2011); resultados dos ensaios SPT realizados por Rodriguez (2013) considerando as correlações de Aoki (1984), Kulhawy e Mayne (1990), Poulos (1998), Teixeira (1993) e Bowles (1988); resultado dos ensaios CPT realizados por esse mesmo autor através dos métodos apresentados por Robertson (2009), Bowles (1988) e Robertson e Campanella (1988); e resultados dos ensaios DMT realizados por Schulze (2013) pelas correlações apresentadas por Marchetti (1980), Robertson (1989, .apud Siviero, 2003), Baldi et al (1986) e Marchetti (1997). Para profundidades abaixo de 10 metros, se considerou o solo como indeslocável conforme apresentado por Gon (2011).

Quanto aos valores de módulo de elasticidade extraídos dos ensaios triaxiais, foram considerados os valores de módulo de elasticidade inicial apresentados em Garcia (2015). Adicionalmente, se utilizou os valores obtidos pelos módulos de elasticidade tangente e secante para 50 % da carga de ruptura, por meio da suposição de um comportamento hiperbólico da curva tensão deformação, conforme apresentado em Kondner (1963). Uma síntese dos métodos considerados se encontra na Tabela 1.

Tabela 1. Métodos considerados para a determinação do módulo de elasticidade.

Ensaio de referência	Referência	Formulação	Ensaio de referência	Referência	Formulação
Triaxial	Kondner (1963) (Et50 e Es50)	Ajuste de curva	CPT	Robertson (2009)	Processo iterativo
	Garcia (2015) (Ei)	-		Bowles (1988)	A* q_c
SPT	Aoki (1975)	3 C* · Nspt		Robertson e Campanella (1988)	8 q_c
	Kulhawy e Mayne (1990)	0,5 · Nspt	DMT	Marchetti (1980)	Ed (1-v^2)
	Poulos (1998)	3 Nspt		Robertson (1989)	2 E_D
	Teixeira (1993)	2,7 Nspt		Baldi et al. (1986)	3,5 E_D
	Bowles (1988)	A* (Nspt + B*)		Marchetti (1997)	0,8 R_M

A*, B* e C* são constantes do material considerado que variam em profundidade para as análises realizadas.

2.3 Métodos para a estimativa de recalques

O presente trabalho, realizou a estimativa de recalques para a estaca estudada considerando os métodos pautados na teoria da elasticidade de Poulos e Davis (1968), Aoki (1984) e Seo e Prezzi (2007). Devido a restrições dos métodos foi necessário, excedendo-se o método de Aoki (1984), ajustar a estratigrafia proposta do solo às concepções dessas formulações, assumindo o módulo de elasticidade em cada camada proposta como a média dos seus valores avaliados de metro em metro em seu intervalo. Nesse sentido, para o método de Poulos de Davis (1968) foi considerado o solo como composto por uma camada única, considerando que os resultados de módulo de elasticidade obtidos não apresentaram grandes variações em profundidade com exceção dos resultados obtidos próximos ao considerado como indeslocável. Para essa adoção, se assumiu o coeficiente de Poisson dessa camada como de 0,3, dado que é o valor predominante dessa grandeza no perfil de solo. O método de Seo e Prezzi (2007), por sua vez, requer a distinção do solo acima da base da estaca e abaixo dela em camadas separadas, levando a divisão da camada de areia siltosa na avaliação dos recalques por meio desta, mas mantendo as definições das camadas de areia argilo-siltosa e de silte areno-argiloso conforme apresentado na Figura 1. O método de Aoki, manteve a divisão das camadas proposta nessa figura e, também, utilizou de tal na discretização do domínio proposta por esse método.

Para o método de Poulos e Davis (1968), como o solo não é puramente coesivo não se considerou aplicável a correção relativa ao escorregamento da estaca. Também, não foi considerado aplicável correções de alargamento da base ou de base em solo mais resistente na estaca estudada. Sendo assim, o fator de influência determinado para a estimativa dos recalques neste trabalho, levou em conta a compressibilidade da estaca, o coeficiente de Poisson e espessura da camada de solo deslocável e dimensões da estaca somente.

Para o método de Aoki (1984) se considerou a estimativa da distribuição do carregamento em profundidade em função dos métodos de estimativa capacidade de carga de Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) em função dos ensaio SPT de Rodriguez (2013), considerando tal distribuição como proporcional a distribuição da carga lateral desses métodos até o limite dessa resistência por eles propostos, sendo qualquer carga adicional considerada como carga de ponta. Isso foi feito em prol de comparar os resultados por esses métodos de capacidade de carga. Este método de estimativa de recalque, também, foi analisado considerando e não considerado a correlação proposta por Janbu (1963) de forma comparativa.

Para a formulação de Seo e Prezzi (2007), Seo, Prezzi e Salgado (2008) definiram uma correção para os valores dos parâmetros elásticos para compensar a não consideração do deslocamento horizontal pelo método. Nesse sentido, no presente trabalho, se realizou uma análise comparativa entre os resultados com e sem a adoção dessa metodologia.

Esse problema, também, foi simulado em elementos finitos no software Midas GTX NX, considerando o solo com um modelo constitutivo linear-elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, considerando a estratigrafia do solo apresentada na Figura 1. Nesse contexto, se considerou o ângulo de dilatância de 0°, conforme proposição de Fajardo (2014). A estaca, por sua vez foi considerada com um modelo linear elástico, considerando um módulo de elasticidade de 28 GPa, coeficiente de Poisson de 0,2 e peso específico de 25 kN/m³.

Para tal simulação se considerou um modelo axissimétrico dada a simetria apresentada pelo problema. Foi considerado na simulação o solo abaixo da camada de 9 metros como indeslocável, seguindo as considerações de Gon (2011) e um raio em planta em relação ao eixo da estaca considerado para a simulação de 10 metros — analise de convergência indicou que a influência dessa distância de simulação no resultado se limitava a menos de 0,4 % do valor final do recalque estimado. A malha considerada foi gerada pelo gerador de malhas automático do programa sendo composta por elementos quadrilaterais e triangulares de 0,125 metros na imediação da estaca, mas aumentado de dimensão até a dimensão de 0,5 metros nos limites do domínio. Nessas simulações se considerou funções de ordem de segundo grau.

A simulação foi realizada num modelo quase-estático sem levar em conta efeitos de não linearidade geométrica, nem de percolação. A simulação se deu em etapas, sendo a primeira a modelagem do solo sem a estaca para determinação do estado inicial de tensões/deslocamentos do solo. Posteriormente, se modelou o solo na situação da remoção do solo durante a execução da estaca e a situação do solo após o termino dessa execução. Por fim, se simulou a aplicação da carga, considerando cargas de ¼, ½, ¾, 1, 2, 3 e 4 a carga de ruptura.

Simulações no RSPile foram, também, realizadas para esse problema. Nestas se consideraram os modelos constitutivos do solo do API Sand (API, 2002 apud Rocscience, 2022) e o Mosher sand (Mosher, 1984) considerando a estratigrafia do solo apresentada na Figura 1. Como a ferramenta permite considerar ou não do módulo de elasticidade na aplicação do modelo constitutivo do Mosher sand (Mosher, 1984) foi comparado os resultados dos recalques usando os diferentes módulos de elasticidade considerados neste trabalho assim como o resultado da ferramenta no caso dessa informação não ser fornecida.

3 Resultados

Na Figura 2, se encontram plotados, para a carga de trabalho (50% da carga de ruptura), a razão entre os recalques calculados e os obtidos da prova de carga para as diferentes metodologias de estimativa de recalques consideradas neste trabalho. Nessa figura: "Não definido" se refere às simulações com o modelo Mosher Sand sem se especificar o módulo de elasticidade; "AV", "DC" e "T" se referem ao uso dos métodos de capacidade de carga de, respectivamente, Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996); "*" se refere a adoção da correção de Janbu (1963); e "**" se refere a adoção da correção de Seo, Prezzi e Salgado (2008). A faixa vermelha indicada se refere a um desvio de 20 % a mais ou a menos que o valor da prova de carga.

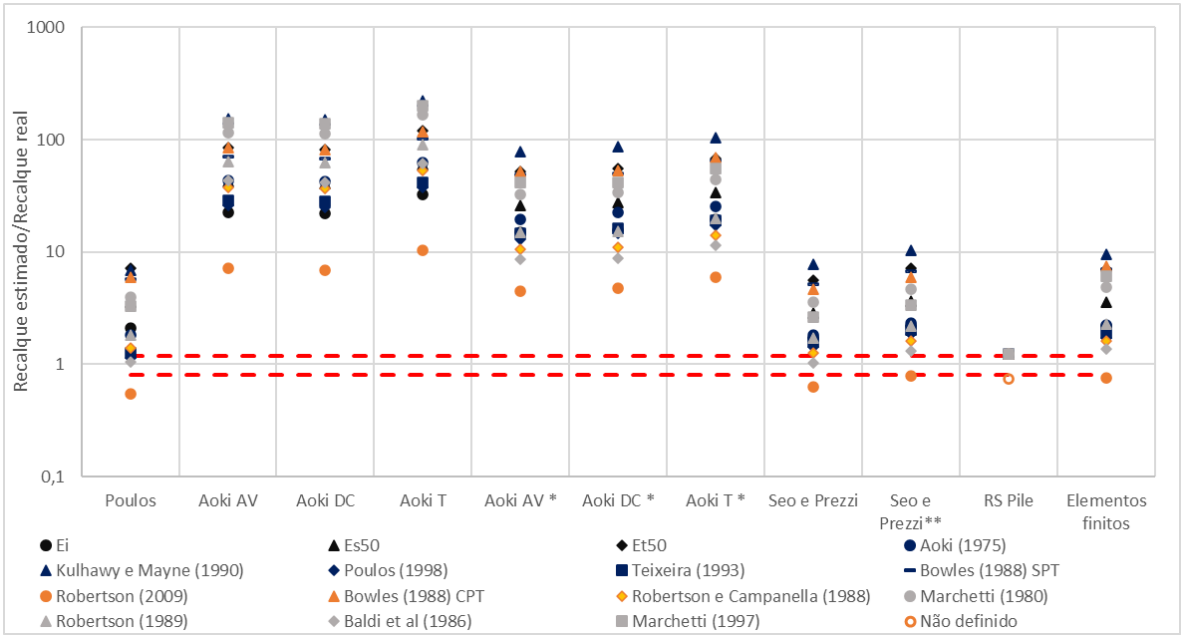


Figura 2: Quociente entre os recalques estimados para a carga de trabalho e o aferido na prova de carga.

Destaca-se que o método do API Sand (API, 2002 apud Rocscience, 2022) não convergiu para esse nível de carga. Nota-se, então, que esse método subestimou a capacidade de carga dessa estaca, podendo se atribuir

isso a tal formulação desconsiderar a coesão do solo. As modelagens realizadas nessa ferramenta modelo Mosher *Sand* (Mosher, 1984) apresentaram resultados muito parecidos quando utilizados com os diferentes módulos de elasticidade avaliados neste trabalho, com exceção das simulações que foram realizadas sem informar esse parâmetro. Se notou que as analises desse modelo apresentaram boa convergência aos resultados da prova de carga.

Se observa na Figura 2 que o método de Aoki (1984) superestimou consideravelmente os recalques. Para este método, também, se evidenciou que a correção proposta por Janbu (1963) aproximou os resultados aos resultados esperados, mas ainda superestimaram consideravelmente esses deslocamentos. Também, se observou que não houve diferenças significativas entre as análises realizadas com diferentes métodos da avaliação da capacidade de carga, sendo a maior discrepância noticiada para o método de Aoki e Velloso Aoki e Velloso (1975), podendo se atribuir isso a ele ser um método desenvolvido para ensaios CPT que foi adaptado para a análise de ensaios SPT.

Os métodos de Poulos e Davis (1968) e de Seo e Prezzi (2007) e das modelagens em elementos finitos apresentaram comportamento similares e com boa assertividade em relação ao recalques reais. Se atribuí a assertividade desses métodos em função de serem fundamentados na teoria da elasticidade. Se destaca que a correção do módulo de elasticidade para o método de Seo e Prezzi (2007) levou a resultados mais a favor da segurança.

Se evidenciou que os métodos utilizados para a estimativa do módulo de elasticidade, mesmo que em função do mesmo ensaio, resultaram em resultados muito dispares. Estes resultados levaram a grandes disparidades nas medidas estimadas de recalques. Todavia, se evidenciou que, com exceção do método de Robertson (2009), os valores de módulos de elasticidade estimados tenderam a superestimar os recalques. Nesse sentido, pode se atribuir essas diferenças às incertezas inerentes a cada método e as considerações aplicadas neles para com que o resultados obtidos garantissem a segurança das aplicações desenvolvidas com tais em meio a suas incertezas.

Dentre eles, os módulos de elasticidade propostos por Robertson (2009) e Baldi et al (1986) forneceram estimativas mais precisas para a aplicação nos métodos nas. A precisão do método de Robertson (2009) se deve a ele contemplar, além dos dados de penetração do cone diretamente, estimativas da natureza do solo e o estado de tensões deste permitindo calibrar melhor os valores fornecidos em tal metodologia. Enquanto, o método de Baldi et al (1986) é fundamentado no ensaio DMT. Este ensaio que implica em menores perturbações no solo durante as medições, além destas serem realizadas diretamente pela deformabilidade do solo, permitindo estimativas mais diretas para os parâmetros elásticos do solo.

4 Conclusões

Conclui-se que as metodologias propostas por Poulos e Davis (1968) e Seo e Prezzi (2007), assim como as modelagens em elementos finitos e no RSPile considerando o comportamento do solo pelas proposições de Mosher (1984), fornecem estimativas adequadas de recalques na carga de trabalho para o solo laterítico estudado. Nesse contexto, a correção proposta para o método Seo e Prezzi (2007), se destacou por fornecer mais segurança a análise.

Também, se concluiu que as metodologias de estimativas de recalque consideradas nas análises forneceram resultados que, tendem a superestimar os recalques. Dessa forma, elas fornecem resultados mais a favor da segurança em prol de se contrapor as incertezas inerentes à sua definição. Dentre elas, para se obter resultados mais precisos, recomenda-se utilizar estimativas que levam em consideração mais variáveis do solo estudado, tais como pelo método de Robertson (2009), ou que sejam extraídas de ensaios que medem a deformabilidade do solo diretamente, como pelo método de Baldi et al (1986) que é fundamentado no DMT.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas (1982). NBR 7250: *Identificação e descrição de amostras de solos obtidas de sondagens simples de reconhecimento de solos*.

Associação Brasileira de Normas (2020). NBR 16903: *Solo - Prova de carga estática em fundação profunda.* Rio de Janeiro

Aoki, N.; Velloso, D. (1975). *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Buenos Aires. Anais [...]. v. 1, p. 377–386.

Aoki, N. (1984). *Previsão da curva carga recalque*. Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos,

Baldi, G.; Bellotti, R; Ghionna, V; Jamiolkowski, M.; Marchetti, S. e Pasqualini, E. (1986). *Flat Dilatometer Tests in Calibration Chambers*. ASCE, Geotechnical Special Publication, 6., p. 431-446,

Bowles, P. E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. The McGraw-Hill Companies, Inc, Singapura.

Decourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores* SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais [...]. Rio de Janeiro. v. 1, p. 45–54.

Espindola, C. R., Daniel, L. A. (2008). *Laterita e solos lateríticos no Brasil*

Fajardo, R. I. C. (2014). Previsão numérica do comportamento dinâmico da barragem de Breapampa no Peru. p. 82-93. Rio de Janeiro. Dissertação de mestrado (Mestrado em Engenharia Civil) — PUC/RJ. Disponível em: <https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/25017/25017_6.PDF>. Acesso em: 10/26/2025

Garcia, J. R. (2015). *Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de campinas/SP*. Campinas. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas. Disponível em: <https://www.fecfau.unicamp.br/~pjra/wp-content/uploads/2023/07/Tese-de-Doutorado-Jean-Rodrigo-Garcia.pdf>. Acesso em: 20 outubro 2025.

Gon, F. dos S. (2011). *Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório de um solo de diabásio da região de Campinas/SP*. Campinas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas. Disponível em: < https://www.fecfau.unicamp.br/~pjra/wp-content/uploads/2023/07/Dissertac%CC%A7a%CC%83o-Fernanda-Gon.pdf>. Acesso em: 04 março 2026.

Janbu, N. (1963) *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests*. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 3., Weisbaden, Alemanha. Anais [...]. v. 1, p. 19–25.

Kondner, R. L (1963)..*Hiperbolic Stress-Strain response: Cohesive Soils*. In: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v.89, parte 1, p.115-143.

Kulhawy, F. H. e Mayne, P. W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundationa Design*. Cornell University, Ithaca, New York.

Marchetti, S. (1980). *In situ tests by flat dilatomete*, In. Journal of the Geotechnical Engineering Division, p.299-321.

Marchetti, S. (1997). *The flat Dilatometer Design Applications*; In: Geotechnical Engineering Conference, 3., Cairo University, In: anais ..., Cairo University.

Mosher, R. L (1984). *Load transfer criteria for numerical analysis of axially loaded piles*.

Omeman, Z. M. (2012). *Load Sharing of Piled-raft Foundations in Sand Subjected to Vertical Loads*. Montreal. Tese (Doutorado) — CONCORDIA UNIVERSITY. Disponível em: <https://spectrum.library.concordia.ca/id/eprint/974978/1/Omeman_PhD_S2013.pdf>. Acesso em: 15 dez. 2025.

Pinto, C. S. (2006). *Curso básico de mecânica dos solos*. 3. ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos..

Poulos, H. G., Davis, E. H. (1968). *The settlement behavior of single axially loaded incompressible piles and piers*. Géotechnique, v. 18, n. 3, p. 351–371.

Poulos, H. G., Davis, E. H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*.

Poulos, H. G. (1998). *The pile-enhanced raft: an economical foundation system*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. Proceeding […]. Brasília: COBRAMSEG. v. 5, p. 27-43.

Robertson, P. K.; Campanella, R. G. (1988). Guidelines for using the CPT, CPTU, and Marchetti DMT for geotechnical design. v.2, Washington, DC: Federal Highway Administration.

Robertson, P.K. (2009). *Interpretation of cone penetration tests — a unified approach*. Canadian Geotechnical Journal, v. 46, p. 1337–1355.

ROCSCIENCE (2022). *RSPile: Axially Loaded Piles: Theory Manual*. Disponível em: <https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/RSPile/RSPile-Axially-Loaded-Piles-Theory-Manual.pdf>. Acesso em: 21/10/2025

Rodriguez, T. G. (2013). *Caracterização geotécnica de um solo de diabásio por meio de ensaios SPT e CPT*. Campinas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas. Disponível em: <https://www.fecfau.unicamp.br/~pjra/wp-content/uploads/2023/07/Dissertac%CC%A7a%CC%83o-Tiago-Garcia-Rodriguez.pdf>. Acesso em: 31 agosto 2025.

Seo, H.; Prezzi, M. e Salgado, R. (2008). *Settlement analysis of axially loaded piles*. In: International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 6., 2008,. Anais... Missouri University of Science and Technology, 2008. No 1.56.

Seo, H. e Prezzi, M. (2007).. *Analytical solutions for a vertically loaded pile in multilayered soil. Geomechanics and Geoengineering*: An International Journal, v2, 51-60. DOI: 10.1080/17486020601099380

Siviero, C. (2003). *Obtenção de Parâmetros Geotécnicos utilizando o ensaio dilatométrico (DMT)*. São Paulo. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-17042025-104910/publico/ClaudiaSivieroDISSERT.pdf>. Acesso em: 05/10/2025

Schulze, T. (2013). *Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semiempíricos*. Campinas, 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas. Disponível em: <https://www.fecfau.unicamp.br/~pjra/wp-content/uploads/2023/07/Dissertac%CC%A7a%CC%83o_Tami-Schulze.pdf>. Acesso: 2 junho 2025

Teixeira, A. H. (1996). *Projeto e execução de fundações*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3., São Paulo. Anais [...]. v. 1, p. 33–50.

Teixeira, C.Z. (1993), *Uma aperfeiçoamento das sondagens de simples reconhecimento à percussão*. In. Solos do Interior de São Paulo, Ed. Cintra, J.C.A. e Albieiro, J.H., ABMS, São Carlos, p. 77- 93.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/21

Análise Numérica de Fundações do tipo *Monopile Offshore* Assentes em Areia Carbonática do Litoral Cearense

José Cléber do Nascimento Sales
Mestrando, Universidade Federal do Ceará – UFC, Fortaleza, Brasil, clebersales@alu.ufc.br

Gabriela França Azevedo
Doutoranda, Universidade de Brasilia – UnB , Brasília, Brasil, gabrielaazevedotn@hotmail.com

Cíntia Lopes de Castro
Doutoranda, Universidade Federal do Ceará – UFC, Fortaleza, Brasil, cintia.cstr.eng@gmail.com

Renato Pinto da Cunha
Professor, Universidade de Brasília – UNB, Brasília, Brasil, rpcunha@unb.com.br

Alfran Sampaio Moura
Professor, Universidade Federal do Ceará – UFC, Fortaleza, Brasil, alfransampaio@ufc.br

RESUMO: A energia eólica representa a segunda principal fonte da matriz elétrica brasileira e é atualmente composta exclusivamente por empreendimentos onshore, embora a expansão para o ambiente marinho se apresente como alternativa estratégica em virtude da maior intensidade e regularidade dos ventos oceânicos. Nesse cenário, a região Nordeste destaca-se pelo elevado potencial de exploração ao longo de sua Plataforma Continental; contudo, a presença predominante de solos carbonáticos, caracterizados por alta compressibilidade, estrutura frágil e suscetibilidade à quebra de partículas, impõe desafios relevantes ao desempenho de fundações *offshore*. Diante desse contexto, o presente estudo analisa o comportamento de fundações do tipo *monopile* para turbinas eólicas *offshore* em solos carbonáticos por meio de simulações numéricas tridimensionais, utilizando parâmetros geotécnicos obtidos a partir da calibração de modelos axissimétricos 2D de ensaios pressiométricos realizados no litoral cearense. A curva de calibração do PMT no PLAXIS 2D apresentou boa concordância com os resultados experimentais, fornecendo parâmetros compatíveis com os dados de campo. Foram avaliadas diferentes configurações geométricas, considerando razões L/D e h/L iguais a 2 e 4, com base na relação carga versus deslocamento lateral para verificação dos estados limites de serviço e último, sendo observado que L/D influencia diretamente a resistência do sistema, enquanto h/L exerce influência inversamente proporcional.

PALAVRAS-CHAVE: Energia eólica *offshore*, *Monopile*, Solos carbonáticos, Simulação numérica.

ABSTRACT: Wind energy represents the second main source in the Brazilian electricity matrix and is currently composed exclusively of onshore projects, although expansion into the marine environment presents itself as a strategic alternative due to the greater intensity and regularity of ocean winds. In this context, the Northeast region stands out for its high exploration potential along its Continental Shelf; however, the predominance of carbonate soils, characterized by high compressibility, fragile structure, and susceptibility to particle breakage, poses significant challenges to the performance of offshore foundations. Given this scenario, the present study analyzes the behavior of monopile foundations for offshore wind turbines in carbonate soils through three-dimensional numerical simulations, using geotechnical parameters obtained from the calibration of 2D axisymmetric models of pressuremeter tests carried out along the coast of Ceará. The PMT calibration curve obtained in PLAXIS 2D showed good agreement with the experimental results, providing parameters consistent with field data. Different geometric configurations were evaluated, considering L/D and h/L ratios equal to 2 and 4, based on the load versus lateral displacement relationship for the verification of serviceability and ultimate limit states, and it was observed that L/D directly influences system resistance, while h/L has an inversely proportional influence.

KEYWORDS: Offshore wind energy, Monopile, Calcareous soils, Numerical simulation.

1 INTRODUÇÃO

A energia eólica tem se consolidado como uma das principais fontes renováveis da matriz elétrica brasileira, ocupando atualmente a segunda posição em termos de capacidade instalada (ABEEólica, 2024). No país, sua exploração ocorre predominantemente por meio de parques eólicos *onshore*, uma vez que ainda não existem empreendimentos *offshore* em operação (Global Energy Monitor, 2026). No entanto, a expansão da energia eólica *offshore* desponta como uma alternativa estratégica limpa, em função da maior intensidade e constância dos ventos oceânicos, que resultam em maiores ganhos de produtividade energética (Cepel, 2001).

Nesse contexto, a Plataforma Continental Brasileira apresenta elevado potencial para a instalação de turbinas eólicas *offshore*, com destaque para a região Nordeste (Cepel, 2013). Atualmente mais de 100 projetos de parques eólicos *offshore* encontram-se em processo de licenciamento ambiental junto ao Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA), sendo a maior parte deles localizados na região Nordeste, e aproximadamente 25% no estado do Ceará (IBAMA, 2025). Cabe ressaltar que estão localizados em uma região com predominância de solos carbonáticos, os quais apresentam comportamento mecânico particular, marcado por elevada compressibilidade, facilidade de quebra de grãos e maior complexidade na resposta tensão-deformação (Brandes, 2011). Essas características impõem desafios ao dimensionamento e à avaliação do desempenho de fundações *offshore*, especialmente dos *monopiles*, que são estacas tubulares de aço de grande diâmetro submetidas a elevadas cargas verticais, horizontais e momentos fletores. Apesar disso, são amplamente utilizados em empreendimentos *offshore* devido à sua eficiência estrutural e construtiva (Doherty; Gavin, 2012).

Diante desse contexto, o presente estudo tem como objetivo analisar o comportamento de fundações do tipo *monopile* aplicadas a turbinas eólicas *offshore* em solos arenosos carbonáticos, por meio de simulações numéricas tridimensionais. Os parâmetros geotécnicos adotados foram obtidos a partir de calibrações numéricas de ensaios pressiométricos realizados no litoral cearense, modelados em análises axissimétricas bidimensionais. A partir dos resultados das simulações, avaliou-se a relação carga x deslocamento lateral da fundação, possibilitando a verificação dos critérios associados aos estados limites de serviço e último, conforme diretrizes técnicas vigentes. Adicionalmente, são analisadas diferentes configurações geométricas da fundação e da torre, considerando variações nas razões comprimento de embutimento e diâmetro da fundação (L/D_{out}) bem como na relação entre a altura de aplicação dos esforços e o comprimento embutido (h/L), de modo a contribuir para a identificação de soluções mais adequadas para aplicações *offshore* em solos carbonáticos.

2 METODOLOGIA

A metodologia adotada neste trabalho fundamenta-se no levantamento de parâmetros geotécnicos das areias carbonáticas do litoral cearense, tendo como referência os ensaios pressiométricos (PMT) reportados na literatura. A partir das curvas características obtidas nos ensaios PMT, realizou-se uma calibração numérica dos parâmetros geotécnicos por meio do software PLAXIS 2D, com o objetivo de reproduzir o comportamento tensão-deformação do solo observado em campo. Após a calibração do solo a partir dessa retroanálise, os parâmetros geotécnicos obtidos são então utilizados como dados de entrada em análises tridimensionais desenvolvidas no PLAXIS 3D (Figura 1), nas quais são avaliadas as razões h/L e L/D de diferentes configurações de fundações *monopiles*, em conformidade com os critérios normativos estabelecidos pela *Det Norske Veritas* (DNV).

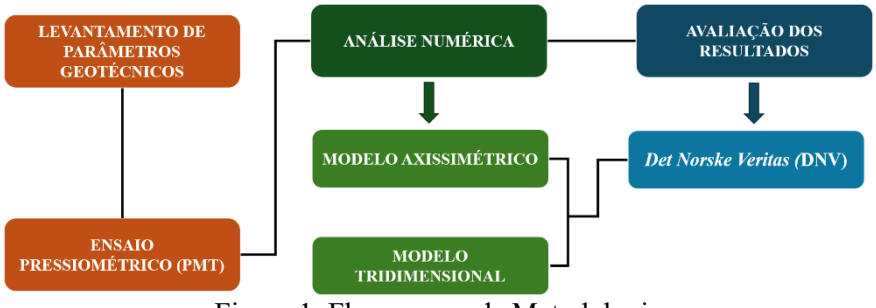


Figura 1. Fluxograma da Metodologia

2.1 Calibração dos parâmetros geotécnicos

Para a calibração do ensaio pressiométrico, adotou-se o modelo numérico axissimétrico no software PLAXIS 2D, conforme a metodologia proposta por Goulart (2021). A Figura 2, ilustra o modelo axissimétrico utilizado, baseado na geração de um sólido tridimensional a partir da revolução de uma geometria bidimensional em torno de um eixo de simetria, geralmente o eixo z (Vaz, 2011). Essa abordagem permite representar de forma adequada a expansão radial da sonda pressiométrica e o comportamento tensão-deformação do solo observado em campo, possibilitando o ajuste dos parâmetros geotécnicos a serem empregados nas análises subsequentes.

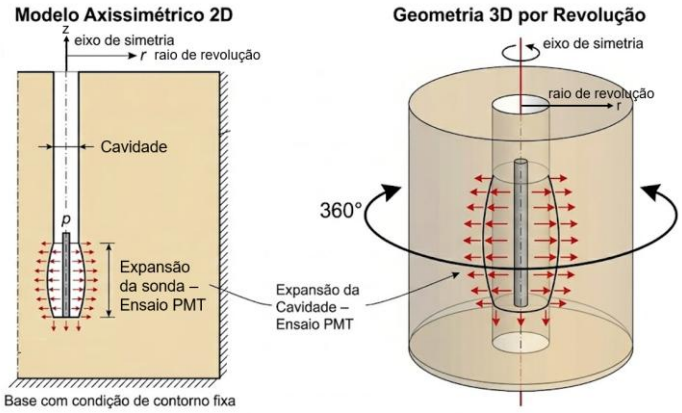


Figura 2. Representação esquemática do modelo axissimétrico 2D e da geometria 3D por revolução para o ensaio pressiométrico (Elaborada com auxílio de Gemini em 01/03/2026).

Dessa forma, o modelo axissimétrico, foi discretizado por elementos finitos de 15 nós. adotando-se o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para representar o comportamento mecânico do solo. A definição da condição de contorno foi realizada com base na cota correspondente à profundidade de execução do ensaio (z), conforme a configuração do maciço apresentada na Figura 3. O modelo considera a execução de um pré-furo no qual foi aplicada uma carga distribuída com comprimento equivalente ao da sonda do ensaio pressiométrico. Adicionalmente, foi definida uma área de refinamento retangular ao redor da região de aplicação da carga distribuída, com dimensões estabelecidas em função do diâmetro da sonda (D_s), adotando-se extensão de $10D_s$ na direção radial (eixo x) e $30D_s$ na direção vertical (eixo y). Essa estratégia teve como objetivo aumentar a precisão na simulação da resposta tensão-deformação do solo nas proximidades da cavidade (Figura 3). A discretização global do domínio foi realizada com malha de densidade média adotando-se refinamento local na região adjacente à cavidade pressiométrica por meio da aplicação de *coarseness factor* igual a 0,25. Em seguida, foram definidos os estágios de carregamento, nos quais incrementos sucessivos de pressão interna foram aplicados, simulando progressivamente as condições do ensaio pressiométrico executado em campo.

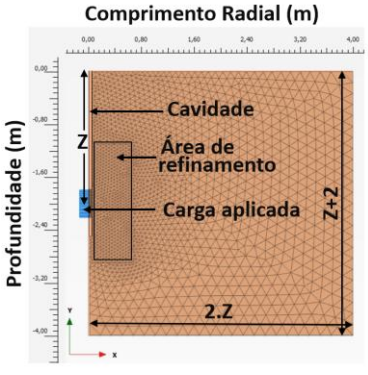


Figura 3. Condições de contorno do modelo axissimétrico do ensaio PMT.

O ensaio pressiométrico considerado neste estudo foi realizado por Nascimento et al. (2025) em solo carbonático localizado no litoral cearense, à profundidade de 2 m. Os dados experimentais foram utilizados com o objetivo de reproduzir numericamente a relação entre pressão aplicada e deformação volumétrica da cavidade, permitindo a adequada representação da resposta mecânica do material no modelo adotado. A Figura 4 evidencia concordância satisfatória entre as curvas experimental e numérica, indicando que a rigidez do solo foi devidamente representada, sem superestimação significativa da resposta. A divergência na porção inicial das curvas está associada às perturbações inerentes à execução do ensaio, especialmente durante a etapa de pré-furo, que compromete a preservação da rigidez inicial do maciço.

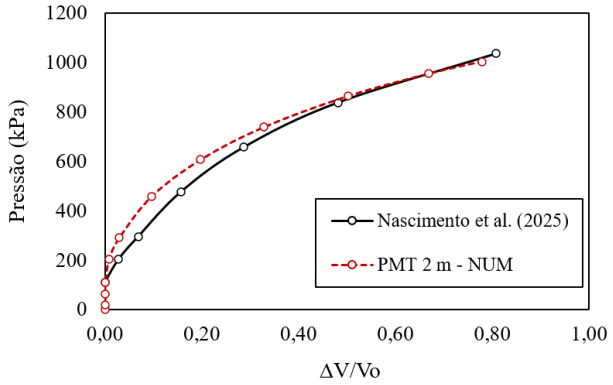


Figura 4. Curvas pressão vs deslocamento volumétrico relativo ($\Delta V/V_0$) do ensaio PMT experimental e numérico.

A Tabela 1 apresenta os parâmetros obtidos a partir do procedimento de ajuste do modelo, realizado por meio da variação controlada dos parâmetros constitutivos até a obtenção de aderência satisfatória à curva experimental. Os valores estimados mostraram-se compatíveis com aqueles reportados por Nascimento et al. (2025), reforçando a consistência e a coerência da calibração adotada.

Tabela 1. Parâmetros de resistência e de deformabilidade obtidos através da retroanálise do PMT

γ (kN/m³)	φ' (°)	ψ' (°)	c' (kN/m²)	E (kN/m²)	ν_{ur}	R_f	m	K_0
19,92	42	0	5	25000	0,2	1	0,5	2,79

2.2 Modelagem das fundações *Monopiles*

A análise tridimensional do sistema foi realizada por meio do software PLAXIS® 3D, com base na metodologia proposta por Brinkgreve et al. (2020), a qual também foi adotada para a calibração e validação do modelo numérico conforme Sales (2026). Os parâmetros geotécnicos de entrada utilizados na definição das camadas de solo carbonático foram obtidos a partir do ensaio PMT, garantindo que o comportamento tensão-deformação do solo representado no modelo fosse compatível com as condições observadas em campo (Tabela 1). A *monopile* foi modelada como uma estrutura completa, discretizada por elementos de 10 nós, adotando-se uma simplificação geométrica por simetria com o objetivo de reduzir o custo computacional. Os esforços foram aplicados por meio da imposição de deslocamento horizontal prescrito aplicado no topo da *monopile*, a uma altura (h) em relação à superfície do leito marinho. A prescrição desse deslocamento resultou no desenvolvimento de forças laterais de reação e momentos fletores na interface solo–estrutura, mobilizando a resistência lateral do maciço.

As dimensões do maciço de solo foram definidas de modo a minimizar os efeitos de contorno, enquanto a *monopile* e a torre foram modeladas com comportamento linear elástico, representando o aço estrutural.. Nesse contexto, foi conduzida uma análise paramétrica considerando diferentes configurações geométricas da *monopile* e da torre. As variações foram realizadas a partir do diâmetro externo (D_{out}), do comprimento embutido (L) e da altura da torre (h). A avaliação do desempenho estrutural foi conduzida com base nas razões adimensionais L/D_{out} e h/L, sendo os modelos analisados apresentados na Tabela 2. Essa abordagem permitiu

investigar de forma sistemática a influência dos parâmetros geométricos no comportamento global de fundações do tipo *monopile offshore* instaladas em solos carbonáticos.

Tabela 2. Parâmetros geométricos do modelo numérico da *monopile*

Modelo	h (m)	L (m)	D_{out} (m)	t (m)	h/L	L/D
H96L24D6	96	24	6	0,06	4	4
H48L24D6	48	24	6	0,06	2	4
H24L12D6	24	12	6	0,06	2	2
H160L40D10	160	40	10	0,10	4	4
H80L40D10	80	40	10	0,10	2	4
H40L20D10	40	20	10	0,10	2	2

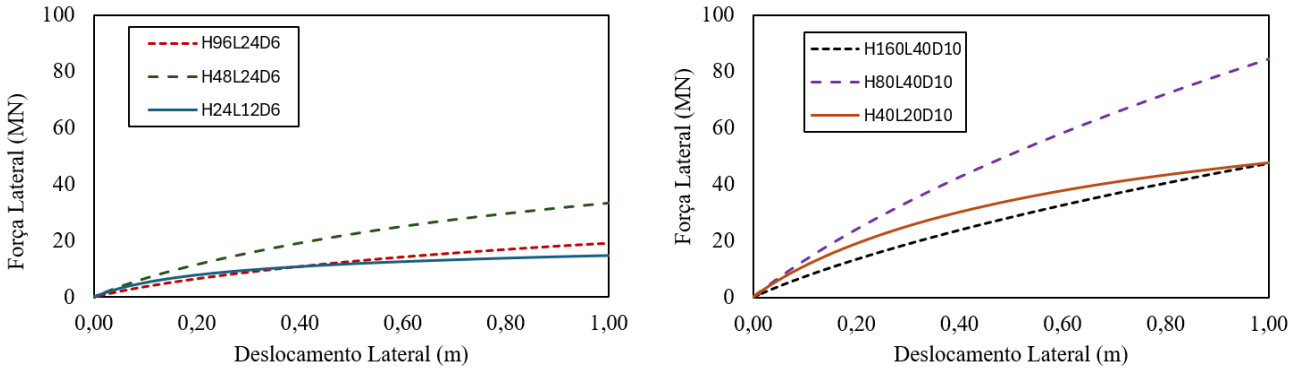
2.3 Avaliação Normativa para verificação da *Monopile*

A avaliação do desempenho estrutural da *monopile* foi realizada com base nos critérios de Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS), conforme as recomendações da Det Norske Veritas (DNV, 2021). Para o ELU, adotou-se como critério o deslocamento lateral máximo admissível da estrutura, definido como 0,1 vezes o diâmetro externo (D_{out}) da *monopile*. Já a determinação da carga correspondente ao ELS foi baseada no critério de rotação, sendo considerada a carga no ponto em que a *monopile* atinge uma rotação de 0,25° no nível do leito marinho. Esses critérios permitem avaliar de forma consistente tanto a segurança estrutural quanto o desempenho em serviço da fundação sob carregamentos laterais.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesta seção apresentam-se os resultados das análises numéricas realizadas para os seis modelos da *monopile*, bem como a avaliação com base nos critérios normativos. As curvas força lateral versus deslocamento lateral obtidas para os modelos analisados são apresentados nas Figuras 5a e 5b.

Observa-se distinção significativa nas respostas à carga horizontal atuante para os diâmetros de 6 m e 10 m, evidenciando a influência da altura da torre e do comprimento embutido da monopile no desempenho global do sistema. Pelos valores dos delocamentos laterais, verifica-se um aumento significativo entre as forças laterais mobilizadas, atribuída principalmente ao aumento do diâmetro e do comprimento embutido da monopile, o que eleva a rigidez do conjunto e amplia a área de contato fuste-solo, proporcionando maior resistência às cargas horizontais.

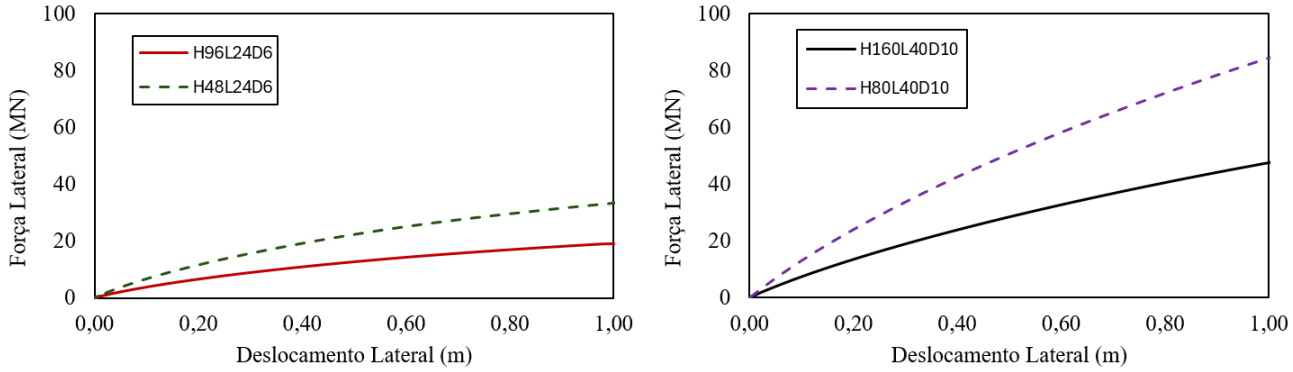


(a) Diâmetro de 6 metros (b) Diâmetro de 10 metros

Figura 5. Curvas Força Lateral e deslocamento lateral na superfície do leito marionho para os *monopiles* com diâmetros de: (a) 6 m e (b) 10 m.

Para a avaliação da influência das razões h/L e L/D_{out}, analisam-se inicialmente os pares: a) H96L24D6 e H48L24D6 e b) H160L40D10 e H80L40D10, os quais apresentam razão L/D_{out} constante e igual a 4, enquanto a razão h/L varia entre 4 e 2. Conforme indicado na Figura 6, para ambos os diâmetros analisados (6

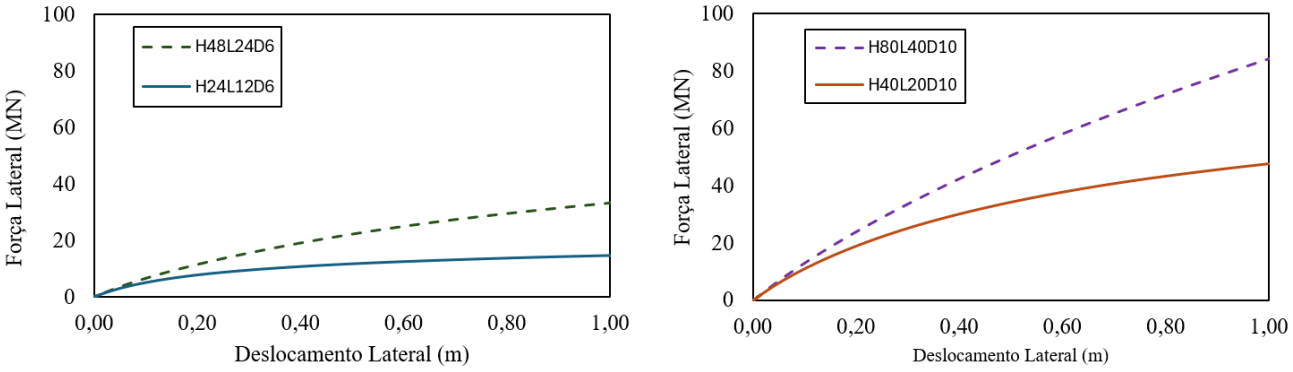
e 10 m), as curvas correspondentes às menores razões h/L posicionam-se em níveis superiores, evidenciando a necessidade de maior força lateral para mobilizar os mesmos níveis de deslocamento. Como os pares analisados apresentam o mesmo comprimento embutido e o mesmo diâmetro, esse comportamento é atribuído à altura de aplicação da carga, de modo que o momento fletor gerado na *monopile* se torna mais elevado em função do aumento do braço de alavanca. Dessa forma, observa-se que a relação entre a força lateral mobilizada e a razão h/L é inversamente proporcional.



(a) Diâmetro de 6 metros (b) Diâmetro de 10 metros

Figura 6. Comportamento da *monopile* em função da variação da razão h/L

Em seguida, para a análise da influência da razão L/D_{out}, consideram-se os pares: a) H48L24D6 H24L12D6 e b) H80L40D10 e H40L20D10, nos quais a razão h/L permanece constante e igual a 2, enquanto a razão L/D_{out} assume os valores 4 e 2, respectivamente. Com base na Figura 7, e mantendo a comparação entre modelos de mesmo diâmetro, observa-se que os modelos com L/Dout = 4 apresentam curvas posicionadas em níveis superiores. Esse comportamento ocorre porque o aumento da razão L/D_{out} implica o aumento do comprimento da *monopile*, resultando em maior comprimento embutido e, consequentemente, no aumento da resistência lateral devido à maior mobilização da interação fuste-solo ao longo da estaca. Assim, há maior capacidade de mobilização de resistência lateral do sistema, o que se reflete no aumento da força lateral necessária para atingir os mesmos níveis de deslocamento. Dessa forma, conclui-se que a relação entre a força lateral mobilizada e a razão L/D_{out} é diretamente proporcional.



(a) Diâmetro de 6 metros (b) Diâmetro de 10 metros

Figura 7. Comportamento da *monopile* em função da variação da razão L/D_{out}

A partir do comportamento das diferentes configurações de aerogeradores, obtido conforme as diretrizes normativas, torna-se possível identificar quais modelos apresentam maiores cargas nos estados limites último e de serviço, permitindo compreender a influência da análise paramétrica nos resultados. A Figura 8 apresenta as forças laterais no estado limite de serviço (ELS) para os modelos analisados, adotando-se como critério uma rotação de 0,25°, possibilitando a comparação direta do desempenho das distintas configurações geométricas. Para os modelos com diâmetro igual a 6 metros, observa-se que, para a altura da torre de 96 m, a força lateral no estado limite de serviço é a menor, visto que, por apresentar maior altura, o deslocamento no topo da estrutura é mais elevado, o que resulta em um maior momento fletor e, consequentemente, em uma rotação

mais significativa na base da *monopile*. Já para os modelos com H = 48 m e 24 m, embora haja uma mudança expressiva na altura da torre, as cargas no estado limite de serviço são praticamente equivalentes. Dessa forma, para um determinado local, a escolha do modelo pode ser orientada não apenas pela resposta estrutural, mas também pela altura da torre, visando uma melhor captação dos ventos.

Verifica-se que o mesmo comportamento se repete para os modelos com diâmetro de 10 metros, em que o modelo com H = 160 m apresenta as menores cargas laterais no estado limite de serviço, enquanto os modelos com H = 80 m e H = 40 m apresentam valores de força bastante semelhantes. Além disso, observa-se que as cargas laterais obtidas são maiores para os modelos com diâmetro de 10 metros quando comparadas aos modelos com diâmetro de 6 metros. Esse resultado está associado ao aumento do diâmetro da *monopile*, que proporciona maior rigidez lateral ao sistema e maior área de contato com o solo, favorecendo a mobilização da resistência lateral ao longo do fuste. Consequentemente, há necessidade de maiores forças para atingir a rotação limite estabelecida, refletindo o ganho de capacidade do sistema em resistir aos carregamentos laterais.

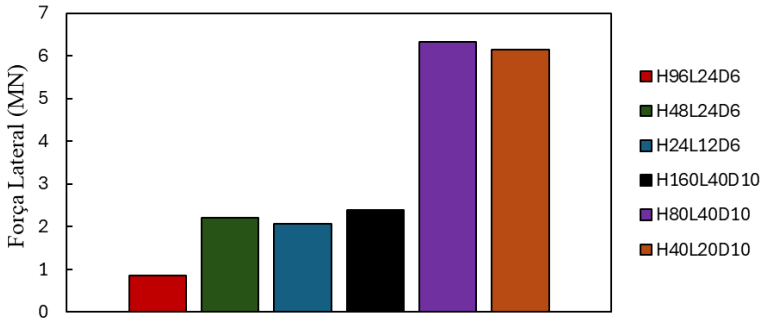


Figura 8. Cargas horizontais no Estado Limite de Serviço (ELS)

A partir das curvas força lateral versus deslocamento lateral, foram determinadas as cargas correspondentes ao ELU, adotando-se como critério um deslocamento lateral igual a 0,1D, em que D corresponde ao diâmetro externo da *monopile*, conforme apresentado na Figura 9. A análise indica que os modelos com diâmetro de 10 m (D10) mobilizam forças laterais significativamente superiores em relação aos modelos com diâmetro de 6 m (D6), evidenciando a influência direta do diâmetro na capacidade resistente do sistema.

Diferentemente do observado no ELS, no ELU os modelos que apresentam razões h/L iguais a L/D mobilizaram cargas laterais de valores próximos para ambos os diâmetros analisados, sendo representados pelos pares H96L24D6-H24L12D6 e H160L40D10-H40L20D10. Por outro lado, os modelos com razão h/L igual a 2 e L/D igual a 4 apresentaram maiores forças laterais quando comparados aos demais modelos de mesmo diâmetro, indicando que, nessa condição, o aumento do comprimento embutido exerce maior influência na capacidade última do sistema.

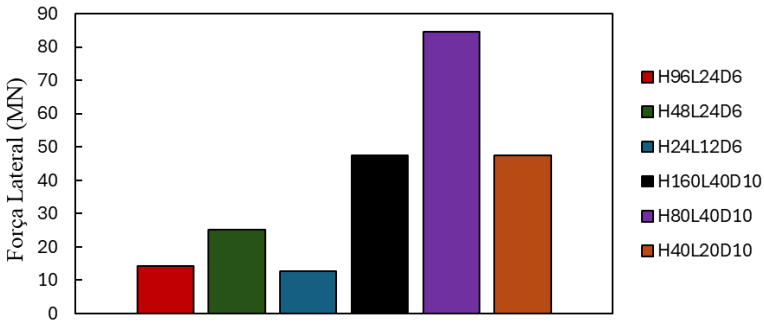


Figura 9. Cargas horizontais no Estado Limite Último (ELU)

4 CONCLUSÕES

As areias carbonáticas presentes na plataforma continental cearense apresentam comportamento geotécnico distinto das areias quartzosas, caracterizando-se por elevada compressibilidade, fragilidade das partículas e alta suscetibilidade à quebra sob carregamentos. Essas particularidades influenciam

significativamente a resposta tensão-deformação do solo e a interação solo-estrutura, especialmente em fundações *offshore* do tipo *monopile*, nas quais a resistência à carga lateral é determinante para o projeto.

Os resultados demonstraram que a calibração dos parâmetros geotécnicos com base em ensaios pressiométricos permitiu representar adequadamente a rigidez inicial e a não linearidade do solo, conferindo maior confiabilidade às simulações numéricas. A análise paramétrica evidenciou que o diâmetro da *monopile* aumenta a rigidez e a capacidade de mobilização de cargas laterais, enquanto a altura da torre influencia principalmente o desempenho no estado limite de serviço, devido ao aumento do momento fletor na base. Observou-se ainda que a razão L/D é diretamente proporcional à resistência lateral do sistema, ao passo que a razão h/L apresenta comportamento inversamente proporcional. Assim, o desempenho global das fundações depende da definição integrada dos parâmetros geométricos, contribuindo para um dimensionamento mais seguro e eficiente em solos carbonáticos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às universidades UnB e UFC, bem como à CAPES e à PETROBRAS, pelo apoio ao desenvolvimento desta pesquisa, por meio do Termo de Cooperação de P&D (PD-00553-0069/2021), no âmbito do programa regulado pela ANEEL.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEEÓLICA. Boletim anual 2024. São Paulo: *Associação Brasileira de Energia Eólica, 2024*. Disponível em: https://abeeolica.org.br/energiaeolica/dados-abeeolica/. Acesso em: 01 mar. de 2026.

AMARANTE, O. A. C.; BROWER, M.; ZACK, J.; SÁ, A. L. *Atlas do potencial eólico brasileiro*. Brasília: Ministério de Minas e Energia, 2001.

BRANDES, H. G. Simple shear behavior of calcareous and quartz sands. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 29, n. 1, p. 113–126, 2011.

BRINKGREVE, R. et al. Validation and application of a new software tool implementing the PISA design methodology. *Journal of Marine Science and Engineering*, v. 8, n. 6, 2020.

CENTRO DE PESQUISAS DE ENERGIA ELÉTRICA (CEPEL). *Atlas do potencial eólico brasileiro*: simulações 2013. Rio de Janeiro: CEPEL, 2017.

DNV-ST-0126. (2021). DNV-ST-0126 *Support structures for wind turbines*. https://www.dnv.com/energy/standards-guidelines/dnv-st-0126-support-structures-for-windturbines/

GOULART, R. L. (2021). *Estimativa de parâmetros de solos tropicais não saturados a partir de retroanálise numérica de ensaios pressiométricos Ménard*. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2021.

Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA). *Mapa de Projetos de Complexos Eólicos Offshore – Processos de Licenciamento Ambiental Abertos*. 2025. Disponível em: https://www.gov.br/ibama/pt-br/assuntos/laf/consultas/arquivos/20260303_Eolicas_Offshore_Ibama_fevereiro_26.pdf.

SALES, J. C. N (2026). *Análise preliminar do desempenho de fundações do tipo monopile offshore em solos arenosos carbonáticos do litoral cearense através de modelos numéricos*. 2026. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Fortaleza, 2026.

NASCIMENTO, M. V. et al. Geotechnical properties of carbonate sands on the Brazilian continental shelf. *Sustainability*, Basel, v. 17, n. 10, p. 4726, 2025.

SURARAK, C. et al. Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations*, v. 52, n. 4, p. 682–697, 2012.

VAZ, L. E. *Método dos elementos finitos em análise de estruturas*. Rio de Janeiro: [s.n.].

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/22

Análises de provas de carga em estacas hélice contínua monitorada de 40 metros de profundidade em Balneário Camboriú/SC

Gabriela Menghini de Godoy
Mestranda, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, gabriela.godoy@posgrad.ufsc.br

Gracieli Dienstmann
Professora, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, g.dienstmann@ufsc.br

Jonatas Sosnoski
Engenheiro civil, Geoforma, Joinville, Brasil, jonatas.sosnoski@gmail.com

Lucas Sacol Corrêa
Graduando, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, lucassacol2006@gmail.com

Cláudio Cesar Zimmermann
Professor, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, claudio.ufsc@gmail.com.br

RESUMO: Este trabalho apresenta a análise de duas provas de carga estática em estacas hélice contínua, PCE-01 e PCE-02, com diâmetro de 60 cm e comprimentos de 40,0 m e 40,7 m, respectivamente, executadas em Balneário Camboriú/SC. A estaca PCE-02 foi instrumentada em profundidade com *strain gauges* posicionados a 0, 10, 20, 30, 35 e 40 m, permitindo a avaliação do mecanismo de transferência de carga ao longo do fuste, enquanto a PCE-01 foi analisada a partir da curva carga x recalque no topo. Os ensaios seguiram a NBR 16903:2020, com carregamento até 9.000 kN, resultando em recalques máximos de 26,31 mm (PCE-01) e 25,22 mm (PCE-02). As cargas de ruptura foram estimadas por métodos de extrapolação da curva carga × recalque (Van der Veen modificado por Aoki, Chin-Kondner e NBR 6122:2022) e comparadas com estimativas obtidas por métodos semiempíricos baseados em ensaios de cone (CPT). Os resultados indicaram predominância da resistência por atrito lateral, com participação da ponta entre aproximadamente 5% e 13%, caracterizando as estacas como predominantemente de atrito. A comparação entre métodos evidenciou diferenças relevantes nas cargas estimadas, destacando-se o maior conservadorismo do método de Bustamante e Gianeselli e melhor concordância global do método de Philipponnat com as cargas extrapoladas.

PALAVRAS-CHAVE: Prova de carga, Estacas hélice contínua, Capacidade de carga, Extrapolação carga x recalque

ABSTRACT: This paper presents the analysis of two static load tests performed on continuous flight auger (CFA) piles, PCE-01 and PCE-02, with a diameter of 60 cm and lengths of 40.0 m and 40.7 m, respectively, executed in Balneário Camboriú, Brazil. Pile PCE-02 was instrumented along the shaft with strain gauges installed at depths of 0, 10, 20, 30, 35, and 40 m, allowing the evaluation of the load transfer mechanism along the pile, whereas PCE-01 was assessed based on the load–settlement curve measured at the pile head. The tests were conducted in accordance with NBR 16903:2020, with loading up to 9,000 kN, resulting in maximum settlements of 26.31 mm (PCE-01) and 25.22 mm (PCE-02). Ultimate loads were estimated using load–settlement extrapolation methods (Van der Veen modified by Aoki, Chin–Kondner and NBR 6122:2022) and compared with capacities predicted by CPT-based semi-empirical methods. The results indicated a predominance of shaft resistance, with toe contribution ranging from approximately 5% to 13%, characterizing the piles as predominantly frictional. The comparison among methods revealed significant differences in the estimated ultimate loads, with the Bustamante and Gianeselli method being more conservative and the Philipponnat method showing the best overall agreement with the extrapolated loads.

KEYWORDS: Pile load test, Continuous flight auger (CFA) piles, Ultimate bearing capacity, Load–settlement curve extrapolation

1 INTRODUÇÃO

O desempenho de fundações profundas depende da adequada avaliação da capacidade de carga do solo e do controle dos deslocamentos em serviço, especialmente em meios heterogêneos, nos quais incertezas associadas à caracterização geotécnica e aos métodos de cálculo influenciam as previsões de comportamento da fundação (Velloso; Lopes, 2010). Nesse contexto, as provas de carga estática constituem instrumentos fundamentais para a verificação da interação solo-fundação e da capacidade resistente das estacas (Niyama; Aoki; Chamecki, 1998).

A instrumentação de estacas em provas de carga amplia o nível de interpretação dos resultados, permitindo avaliar a distribuição de cargas ao longo do fuste e distinguir as parcelas de atrito lateral e de ponta (Krasiński; Wiszniewski, 2017). Por outro lado, em projeto, a capacidade de carga é usualmente estimada por métodos semiempíricos, cujos resultados podem diferir do comportamento observado em campo em função da variabilidade dos solos e das simplificações adotadas (Cintra *et al*., 2013).

Nesse panorama, a engenharia de fundações nacional tem demonstrado avanços significativos, impulsionados, entre outros fatores, pelas atualizações da ABNT NBR 6122. A norma passou a incorporar a possibilidade de redução dos fatores de segurança quando são executadas provas de carga, além de estabelecer a obrigatoriedade desse tipo de ensaio em obras com número elevado de estacas (tipicamente acima de 75 a 100 unidades, dependendo do tipo de fundação). Soma-se a isso a dinâmica de urbanização atual, em especial o ritmo crescente de edificações no município de Balneário Camboriú/SC. A cidade destaca-se no cenário nacional pelo intenso processo de verticalização urbana, concentrando alguns dos edifícios mais altos do país, o que impõe demandas significativas às fundações profundas, frequentemente executadas com grandes comprimentos para atendimento aos critérios de capacidade de carga e controle de recalques.

Diante desse cenário, o presente trabalho apresenta a análise de duas provas de carga estática realizadas em estacas hélice contínua com aproximadamente 40 m de profundidade, executadas em Balneário Camboriú/SC, sendo uma prova convencional e outra instrumentada em profundidade com *strain gauges*. Os resultados são analisados por meio de métodos de extrapolação da curva carga x recalque – método de Van der Veen modificado por Aoki (1976), método de Chin-Kondner (1970) e NBR 6122 (ABNT, 2022) – bem como a partir da análise do mecanismo de transferência de carga obtido na prova de carga instrumentada. Adicionalmente, os resultados são comparados com estimativas de capacidade de carga obtidas por métodos semiempíricos baseados em ensaios CPT, incluindo os métodos de Aoki e Velloso (1975), Bustamante e Gianeselli (1982) e Philipponnat (1980).

2 CARACTERIZAÇÃO DO SUBSOLO

A caracterização geotécnica do subsolo foi realizada com base em oito ensaios de *Cone Penetration Test* (CPT) disponibilizados para a obra. Para as análises deste estudo, foram selecionados os ensaios CPT-07 e CPT-08, por apresentarem maior proximidade às estacas submetidas às provas de carga PCE-01 e PCE-02, respectivamente, sendo considerados representativos das condições geotécnicas locais. Os perfis obtidos nesses ensaios são apresentados na Figura 1.

De modo geral, os perfis investigados até aproximadamente 40 m de profundidade indicam a presença de camadas superficiais de aterro, seguidas por sequências de solos predominantemente arenosos com intercalações de argila e, em maiores profundidades, por solos siltosos com níveis de silte arenoso, silte argiloso e ocorrência de pedregulhos. Por questões de confidencialidade, a localização exata, o nome do empreendimento, entre outras informações, foram omitidos ao longo deste artigo.

3 ESTACAS TESTE

As estacas-teste analisadas correspondem a duas estacas hélice contínua, denominadas PCE-01 e PCE-02, executadas com diâmetro nominal de 60 cm. A estaca PCE-01 possui 40,0 m de comprimento, enquanto a PCE-02 apresenta 40,7 m. O esquema geral das estacas e a instrumentação adotada encontram-se ilustrados na

Figura 1.

A estaca PCE-01 não foi instrumentada, sendo submetida a uma prova de carga estática convencional. Com base na sondagem CPT-07, a ponta da estaca encontra-se apoiada em uma camada siltosa com presença de pedregulhos. Já a estaca PCE-02 foi instrumentada ao longo do fuste por meio de uma barra equipada com *strain gauges* posicionados nas profundidades de 0, 10, 20, 30, 35 e 40 m, permitindo a avaliação da distribuição de cargas em profundidade durante a prova de carga estática. O sensor instalado a 35 m de profundidade apresentou leituras inconsistentes ao longo do ensaio, motivo pelo qual foi desconsiderado nas análises subsequentes.

A instrumentação da estaca PCE-02 possibilitou a análise do mecanismo de transferência de carga ao longo do fuste, permitindo a avaliação das parcelas de resistência mobilizadas em diferentes camadas de solo, enquanto a estaca PCE-01 forneceu informações globais do comportamento carga x recalque para fins de comparação.

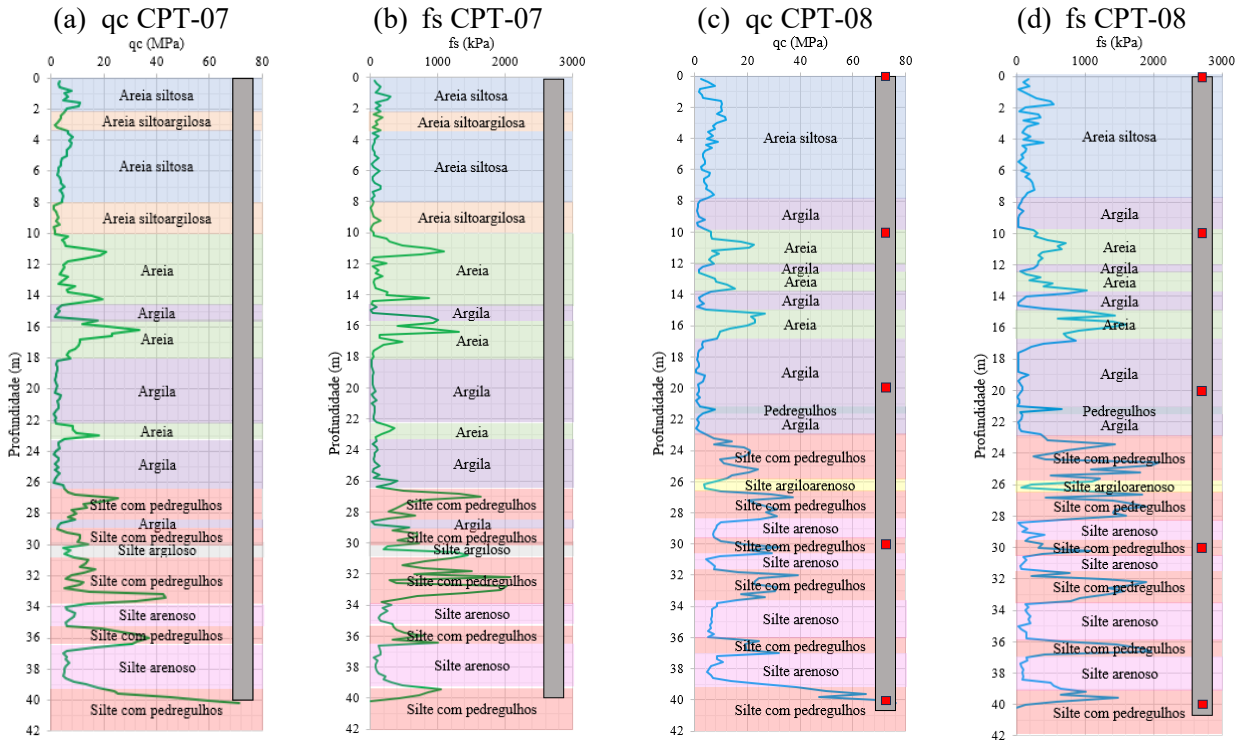


Figura 1. Perfis de sondagem, perfil das estacas teste e instrumentação PCE-02.

4 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

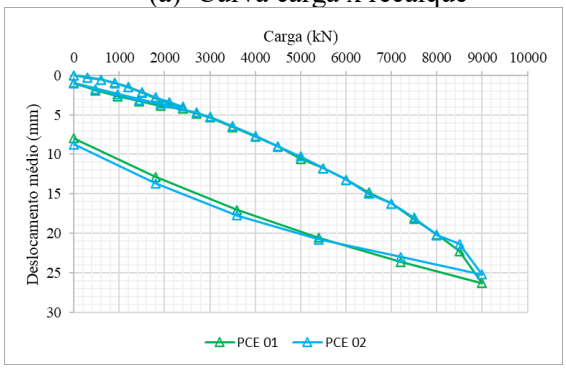
As estacas PCE-01 e PCE-02 foram submetidas a provas de carga estática com o objetivo de avaliar o comportamento carga x recalque e verificar o atendimento à carga de projeto. Ambas as estacas foram ensaiadas até a carga máxima de 9.000 kN, correspondente à carga projetada, não sendo observada ruptura geotécnica durante os ensaios.

A Figura 2 apresenta as curvas carga x recalque e carga x rigidez – sendo a rigidez definida pelo método de Décourt (1996), que consiste na razão entre a carga aplicada e o recalque correspondente –, obtidas no topo das estacas PCE-01 e PCE-02. Observa-se um comportamento global semelhante entre as duas estacas ao longo do carregamento, com evolução progressiva dos recalques à medida que a carga é incrementada.

Para a estaca PCE-01, o recalque máximo registrado ao final do ensaio foi de 26,31 mm, correspondente a aproximadamente 4,38% do diâmetro da estaca. De forma semelhante, a estaca PCE-02 apresentou um recalque máximo de 25,22 mm, equivalente a cerca de 4,20% do diâmetro. Ademais, a estaca PCE-02, instrumentada ao longo do fuste, permitiu a análise da distribuição da carga axial em profundidade durante o ensaio. A Figura 3 apresenta a evolução da carga axial ao longo da estaca para diferentes níveis de carregamento, bem como os valores de carga medidos em cada nível instrumentado e a respectiva parcela

mobilizada na ponta.

(a) Curva carga x recalque



(b) Curva carga x rigidez

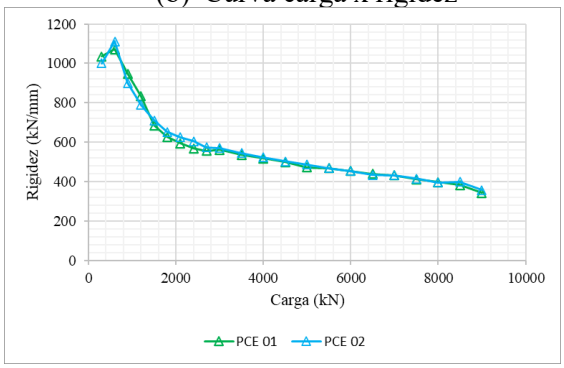
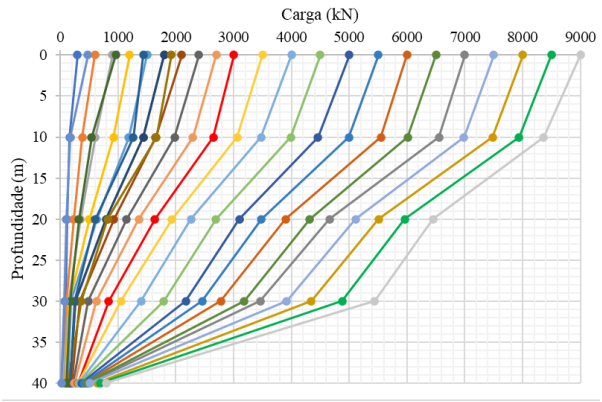


Figura 2. Curvas carga x recalque e carga x rigidez das provas de carga PCE-01 e PCE-02.



Carga topo (kN)	Carga no nível				% de ponta
	10m	20m	30m	40m (ponta)	
300	159	115	88	38	13%
480	172	101	74	23	5%
600	381	230	109	68	11%
900	604	349	142	47	5%
960	540	326	175	101	11%
1200	924	506	156	88	7%
1440	1266	609	247	167	12%
1500	1184	635	180	139	9%
1800	1440	793	267	174	10%
1920	1662	819	362	136	7%
2100	1649	931	344	201	10%
2400	1978	1145	482	229	10%
2700	2295	1363	625	245	9%
3000	2652	1636	838	311	10%
3500	3064	1932	1053	319	9%
4000	3472	2262	1396	323	8%
4500	3991	2697	1793	339	8%
5000	4461	3101	2173	367	7%
5500	4992	3478	2456	407	7%
6000	5549	3901	2775	427	7%
6500	6010	4315	3186	455	7%
7000	6552	4657	3459	484	7%
7500	6987	5110	3917	513	7%
8000	7482	5508	4344	639	8%
8500	7939	5962	4879	695	8%
9000	8364	6451	5437	796	9%

Figura 3. Distribuição de carga ao longo da profundidade e porcentagem de ponta da PCE-02.

Os resultados indicam uma mobilização progressiva do atrito lateral com o aumento da carga aplicada, enquanto a parcela de carga transferida à ponta permanece relativamente reduzida ao longo do ensaio, variando entre 5% e 13% da carga aplicada no topo da estaca, mesmo nos maiores níveis de carregamento.

5 EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE

A estimativa da carga última das estacas foi realizada a partir das curvas carga x recalque obtidas nas provas de carga estática das estacas PCE-01 e PCE-02, por meio dos métodos de Van der Veen modificado por Aoki (1976), Chin-Kondner (1970) e do critério da NBR 6122 (ABNT, 2022). A Figura 4 apresenta os ajustes obtidos para as duas estacas, enquanto os valores estimados de carga de ruptura, segundo cada método, são apresentados na Tabela 1.

Os resultados indicam que, para ambas as estacas, os diferentes critérios de extrapolação conduzem a estimativas distintas de carga de ruptura, sendo os valores mais conservadores associados ao método de Van der Veen modificado por Aoki (1976) e as maiores estimativas obtidas pelo método de Chin-Kondner (1970). O critério da NBR 6122 (ABNT, 2022) foi aplicado considerando o ponto de interseção entre as curvas extrapoladas por esses dois métodos, resultando em valores intermediários entre aqueles obtidos por Van der Veen e por Chin-Kondner.

Tabela 1. Cargas de ruptura estimadas pela extrapolação da curva carga x recalque.

Estaca	Cargas (kN)			
	Van der Veen modificado por Aoki (1976)	Chin-Kondner (1970)	NBR 6122 (2022) Van der Veen	NBR 6122 (2022) Chin-Kondner
PCE 01	12700	19502	12300	14400
PCE 02	12800	19045	12450	14300

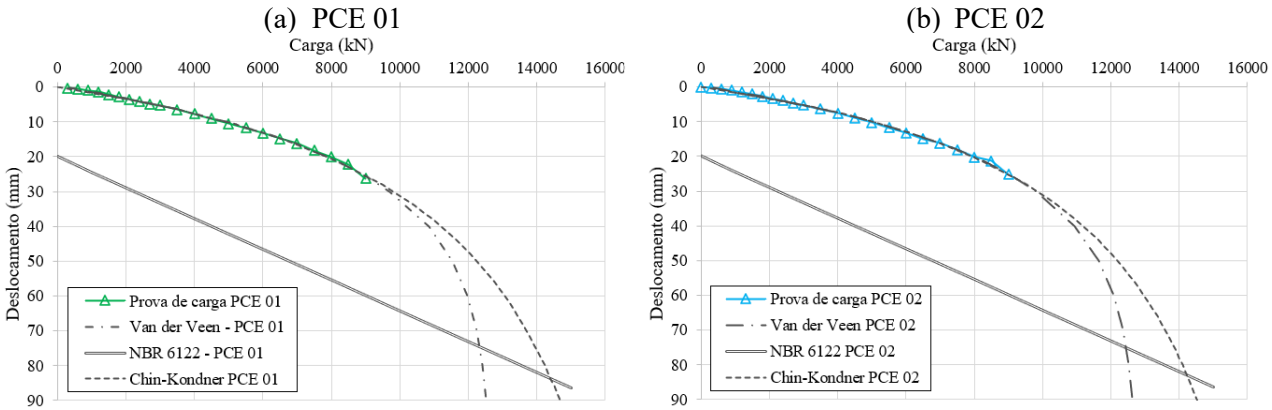


Figura 4. Extrapolação curva carga x recalque das estacas PCE-01 e PCE-02.

6 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga das estacas foi estimada por meio dos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975), Bustamante e Gianeselli (1982) e Philipponnat (1980), utilizando-se como referência os ensaios CPT-07 e CPT-08, associados, respectivamente, às estacas PCE-01 e PCE-02. As estimativas foram realizadas considerando um comprimento de estaca igual a 40 m, correspondente à profundidade das estacas ensaiadas. Para a aplicação dos métodos, considerou-se a contribuição de 20% da resistência de ponta no cálculo da capacidade de carga total, uma vez que a NBR 6122 (ABNT, 2022) recomenda ter cautela na consideração dessa parcela em estacas moldadas in loco quando não há garantia do contato efetivo concreto-solo na base.

A Figura 5 apresenta os valores de capacidade de carga total estimados para as duas estacas pelos diferentes métodos semiempíricos. Observa-se que o método de Aoki e Velloso (1975) forneceu valores de 9.942,0 kN para a estaca associada ao CPT-07 e 10.132,4 kN para a estaca associada ao CPT-08, próximos à carga máxima aplicada nas provas de carga estática. O método de Bustamante e Gianeselli (1982) apresentou estimativas inferiores, da ordem de 6.537,8 kN e 6.818,1 kN para os CPT-07 e CPT-08, respectivamente. Por sua vez, o método de Philipponnat (1980) resultou em valores mais elevados, correspondentes a 12.295,1 kN para o CPT-07 e 12.579,0 kN para o CPT-08.

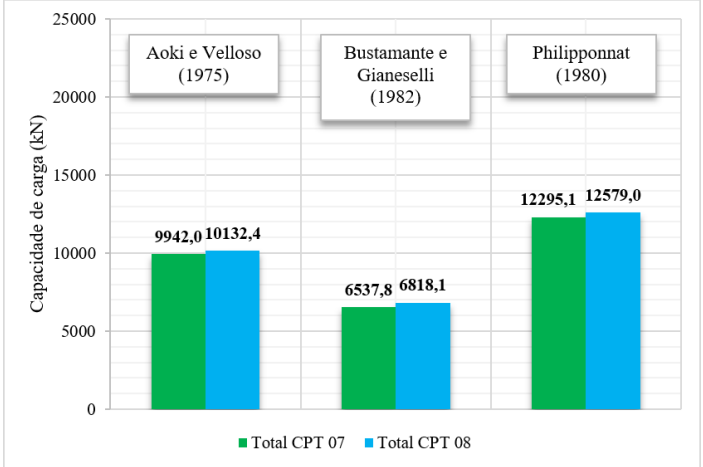


Figura 5. Capacidade de carga estimada pelos métodos semiempíricos.

7 COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE ESTIMATIVA DA CARGA DE RUPTURA

A Figura 6 apresenta a comparação entre as capacidades de carga estimadas pelos métodos semiempíricos, considerando 20% da resistência de ponta, e os valores de ruptura obtidos por extrapolação da curva carga x recalque das estacas PCE-01 e PCE-02, associadas, respectivamente, aos ensaios CPT-07 e CPT-08. As linhas horizontais representam as cargas de ruptura determinadas pelos métodos de extrapolação de Van der Veen modificado por Aoki (1976), Chin-Kondner (1970) e pelos critérios da NBR 6122 (ABNT, 2022).

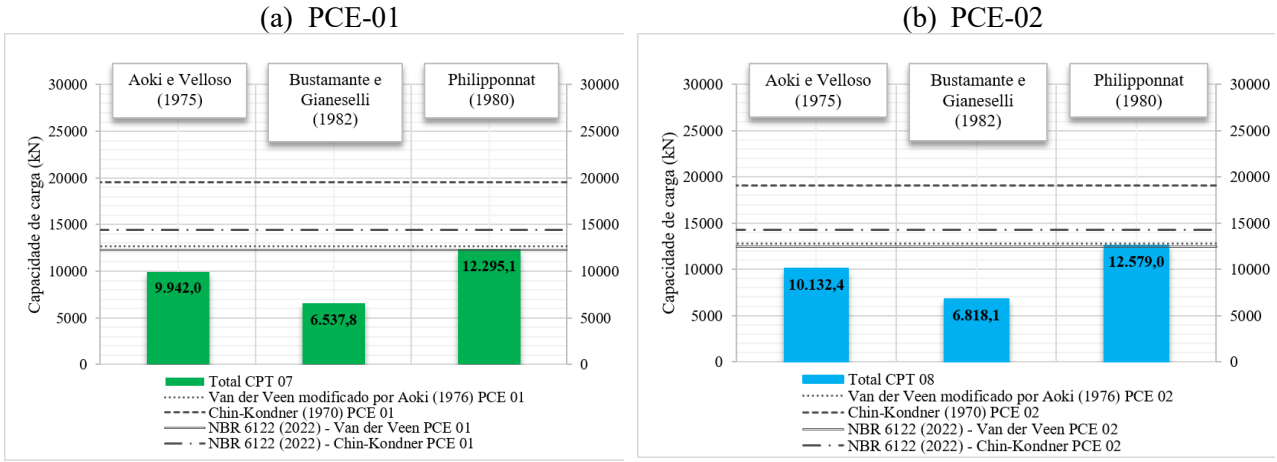


Figura 6. Comparação entre capacidades de carga estimadas por métodos semiempíricos e cargas de ruptura obtidas por extrapolação.

O método de Bustamante e Gianeselli (1982) apresentou comportamento mais conservador, enquanto o método de Philipponnat (1980) conduziu às maiores estimativas entre os métodos baseados em CPT. De modo geral, o método semiempírico que apresentou melhor concordância com os valores de carga de ruptura extrapolados foi o de Philipponnat (1980).

Verifica-se ainda que os valores de carga de ruptura determinados pelo método de Van der Veen modificado por Aoki (1976), bem como aqueles obtidos a partir do critério correspondente da ABNT NBR 6122 (2022), resultaram em estimativas mais conservadoras e mais próximas às fornecidas pelos métodos semiempíricos. Por outro lado, o método de Chin-Kondner (1970) conduziu a valores significativamente mais elevados, da ordem de quase o dobro daqueles estimados pelos métodos semiempíricos.

As Tabelas 2 e 3 apresentam as diferenças percentuais entre as capacidades de carga estimadas pelos métodos semiempíricos e aquelas obtidas por extrapolação da prova de carga para as estacas PCE-01 e PCE-02, respectivamente. Para a estaca PCE-01, as diferenças variaram de aproximadamente 0,04% a 66%, enquanto para a estaca PCE-02 situaram-se entre cerca de 1% e 64%, dependendo do método considerado. Em ambos os casos, os menores desvios em relação aos valores extrapolados foram obtidos pelo método de Philipponnat (1980), enquanto os maiores desvios corresponderam ao método de Bustamante e Gianeselli (1982), principalmente quando comparados aos valores obtidos pelo critério de Chin-Kondner (1970).

Tabela 2. Diferença percentual entre as capacidades estimadas pelos métodos semiempíricos e as cargas de ruptura extrapoladas para a estaca PCE-01.

	PCE 01			
Método semiempírico	Van der Veen modificado por Aoki (1976)	Chin-Kondner (1970)	NBR 6122 (ABNT, 2022) para Van der Veen	NBR 6122 (ABNT, 2022) para Chin-Kondner
Aoki e Velloso (1975)	21,72%	49,02%	19,17%	30,96%
Bustamante e Gianeselli (1982)	48,52%	66,48%	46,85%	54,60%
Philipponnat (1980)	3,19%	36,95%	0,04%	14,62%

Tabela 3. Diferença percentual entre as capacidades estimadas pelos métodos semiempíricos e as cargas de ruptura extrapoladas para a estaca PCE-02.

	PCE 02			
Método semiempírico	Van der Veen modificado por Aoki (1976)	Chin-Kondner (1970)	NBR 6122 (ABNT, 2022) para Van der Veen	NBR 6122 (ABNT, 2022) para Chin-Kondner
Aoki e Velloso (1975)	20,84%	46,80%	18,62%	19,14%
Bustamante e Gianeselli (1982)	46,73%	64,20%	45,24%	52,32%
Philipponnat (1980)	1,73%	33,95%	1,04%	12,03%

Além da estimativa da capacidade de carga total, a instrumentação da estaca PCE-02 permitiu avaliar o mecanismo de transferência de carga ao longo do fuste durante a prova de carga estática. Conforme apresentado na Figura 3, a parcela de carga mobilizada na ponta manteve-se reduzida ao longo de todo o ensaio, variando aproximadamente entre 5% e 13% da carga aplicada no topo. Esse comportamento evidencia que a transferência de carga ocorre predominantemente por atrito lateral.

Resultados análogos são observados na aplicação dos métodos semiempíricos com a adoção de uma menor parcela de resistência de ponta, nos quais a decomposição da capacidade de carga em parcelas de atrito lateral e de resistência de ponta indica contribuição majoritária do fuste.

A análise conjunta das extrapolações da prova de carga e das estimativas baseadas em CPT evidencia que a definição da contribuição relativa entre atrito lateral e resistência de ponta exerce influência direta nos resultados de capacidade de carga. Nesse sentido, a adoção de uma parcela reduzida de contribuição de ponta mostra-se compatível tanto com o comportamento observado experimentalmente quanto com as características do processo executivo da estaca hélice contínua, no qual a qualidade da ponta não é garantida. Essa constatação está em consonância com o item 8.2.1.2 da NBR 6122 (ABNT, 2022), que recomenda não considerar a resistência de ponta da estaca hélice contínua quando não se tem garantia da eficácia do contato concreto-solo na base da estaca.

8 CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou a análise de duas provas de carga estática em estacas hélice contínua com aproximadamente 40 m de comprimento, sendo uma convencional e outra instrumentada em profundidade, executadas em Balneário Camboriú/SC. Os resultados experimentais foram comparados com estimativas de capacidade de carga obtidas por métodos de extrapolação da curva carga x recalque e por métodos semiempíricos baseados em ensaios CPT.

As cargas de ruptura estimadas pelos métodos de extrapolação apresentaram diferenças significativas entre si, destacando-se os valores mais elevados obtidos pelo método de Chin-Kondner (1970) e estimativas mais conservadoras associadas ao método de Van der Veen modificado por Aoki (1976) e aos critérios correspondentes da NBR 6122 (ABNT, 2022). A comparação com os métodos semiempíricos indicou que o método de Bustamante e Gianeselli (1982) apresentou comportamento mais conservador, enquanto o método de Philipponnat (1980) forneceu estimativas mais próximas das cargas de ruptura extrapoladas, mostrando melhor concordância global com os resultados experimentais.

A instrumentação da estaca PCE-02 permitiu avaliar o mecanismo de transferência de carga ao longo do fuste, evidenciando que a maior parte da carga aplicada é mobilizada por atrito lateral, com participação reduzida da resistência de ponta, variando aproximadamente entre 5% e 13% da carga no topo.

A adoção de uma contribuição reduzida da resistência de ponta nas estimativas baseadas em CPT mostrou-se compatível tanto com o comportamento observado nas provas de carga quanto com as características do processo executivo da estaca hélice contínua. Essa observação está em consonância com as recomendações da NBR 6122 (ABNT, 2022), que indicam cautela na consideração da resistência de ponta quando não há garantia da eficácia do contato concreto-solo na base da estaca.

Os resultados obtidos reforçam a importância da realização de provas de carga estática, especialmente instrumentadas, como ferramenta para a compreensão do mecanismo de transferência de carga e para a calibração de métodos de previsão de capacidade de carga em estacas hélice contínua. Estudos adicionais,

envolvendo maior número de provas de carga e diferentes condições geotécnicas, podem contribuir para o aprimoramento da aplicabilidade dos métodos semiempíricos e dos critérios de extrapolação em projetos de fundações profundas.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado com o apoio da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Santa Catarina (FAPESC). Os autores também agradecem ao PET Engenharia Civil e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903: *Prova de carga estática em fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122: *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Aoki, N. (1976). *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas*. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro.

Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: *Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 5., 1975, Buenos Aires. Proceedings… Buenos Aires, v. 1, p. 367–376.

Bustamante, M.; Gianeselli, L. (1982). Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT. In: *European Symposium on Penetration Testing*, 2., Amsterdam. Proceedings… Amsterdam, v. 2, p. 493–500.

Chin, F. K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. *Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering*, Singapore.

Cintra, J. C. A.; Aoki, N.; Tshua, C. H. C.; Giacheti, H. L. (2013). *Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos*. São Paulo: Oficina de Textos, v. 1.

Krasiński, A.; Wiszniewski, M. (2017). *Static load test on instrumented pile: field data and numerical simulations*. Studia Geotechnica et Mechanica, n. I, p. 17–25.

Niyama, S.; Aoki, N.; Chamecki, P. R. (1998). *Verificação de desempenho*. In: Hachich, W.; Falconi, F. F.; Saes, J. L.; Frota, R. G. Q.; Carvalho, C. S.; Niyama, S. (ed.). Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini. Cap. 20, p. 723–749.

Philipponnat, G. (1980). Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé à l'aide du pénétromètre statique. *Revue Française de Géotechnique*, n. 10, p. 55–64.

Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2010). F*undações: critérios de projeto | investigação do subsolo | fundações superficiais | fundações profundas*. 4. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 568 p.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/23

Aspectos Geotécnicos no Projeto da Primeira Lagoa de Ondas Artificiais da Cidade de São Paulo

Amanda Luiza Santiago Freitas
Departamento de Geotecnia, ENGECORPS Engenharia, Barueri, Brasil, amanda.freitas@engecorps.com.br

Bruno Barreto Rose
Departamento de Geotecnia, ENGECORPS Engenharia, Barueri, Brasil, bruno.rose@engecorps.com.br

Edwin Fernando Ruiz Blanco
Divisão de Infraestrutura, ENGECORPS Engenharia, Barueri, Brasil, edwinfernando.ruiz@engecorps.com.br

RESUMO: Este artigo apresenta os principais desafios de engenharia geotécnica no marco do projeto da primeira lagoa de ondas artificiais da cidade de São Paulo, localizada próxima ao rio Pinheiros. Inserida em um ambiente urbano de elevada complexidade geotécnica, a implantação desse tipo de infraestrutura exige critérios rigorosos de segurança e desempenho operacional, com especial atenção ao controle de recalques diferenciais. As condições locais incluíam lençol freático raso e presença de solos moles de baixa capacidade de suporte, tornando necessária a proposição de soluções de estabilização de aterros, otimização do uso de materiais e aplicação de técnicas de reforço e melhoramento de solos. Adicionalmente, a estrutura da lagoa, composta por múltiplos sistemas estruturais sujeitos a solicitações elevadas e à interação de diferentes combinações de esforços, exigiu a análise criteriosa das fundações, dimensionadas inclusive para resistir a carregamentos dinâmicos. Entre as soluções geotécnicas adotadas, destacam-se a concepção de sistemas de controle de subpressão, a aplicação da técnica de *Deep Soil Mixing* (DSM®) e o dimensionamento e especificação de diversos materiais geossintéticos, assegurando o controle efetivo dos recalques, o atendimento à capacidade de suporte requerida e a estabilidade global da estrutura, em um contexto de restrições significativas de prazo para execução. Por fim, o artigo ressalta a importância da aplicação integrada desse conjunto de soluções geotécnicas mediante o uso da metodologia BIM, visando maior precisão, confiabilidade e eficiência no projeto.

PALAVRAS-CHAVE: lagoa de ondas, solos moles, geossintéticos, DSM, subpressão.

ABSTRACT: This article presents the main geotechnical engineering challenges involved in the design of the first artificial wave cove, in the city of São Paulo, located near Pinheiros river. Situated in an urban environment with high geotechnical complexity, the implementation of this type of infrastructure requires strict safety and operational performance criteria, with special attention to the control of differential settlements. The local conditions included a shallow groundwater table and soft soils with low bearing capacity, which led to the adoption of embankment stabilization solutions, optimized use of materials, and soil reinforcement and improvement techniques. Additionally, the lagoon structure is composed of multiple structural systems, subjected to high loads and to the interaction of different types of stresses, which required robust foundations designed to withstand dynamic loads. Among the geotechnical solutions adopted, there are the design of uplift pressure control systems, the application of the Deep Soil Mixing (DSM®) technique, and the specification of various geosynthetic materials, ensuring effective settlement control, fulfillment of the required bearing capacity, and the overall stability of the structure, all within a context of significant time constraints for execution. Finally, the article highlights the importance of the integrated application of this set of geotechnical solutions through the use of Building Information Modeling (BIM), aiming for greater accuracy, reliability, and efficiency in project development.

KEYWORDS: waves cove lagoon, soft soils, geosynthetics, DSM, uplift pressure.

1 INTRODUÇÃO

A implantação de obras de infraestrutura em áreas urbanas consolidadas apresenta desafios geotécnicos significativos, decorrentes de condições desfavoráveis do subsolo, níveis elevados de lençol freático, restrições operacionais e prazos reduzidos. No Brasil, esses desafios têm sido enfrentados por meio da aplicação de técnicas de melhoria de terreno e reforço geotécnico, destacando-se o uso de colunas *Deep Soil Mixing* (DSM®) e geossintéticos.

Desenvolvida no Japão na década de 1960, a técnica DSM® passou a ser empregada no Brasil na década de 1970, tomando forma mais significativa a partir da década de 2010 em obras como os aterros ferroviários da Baixada Santista, os encontros da ponte sobre o Rio Tibiriçá na SP-333 e a ampliação do Aeroporto Internacional Salgado Filho, em Porto Alegre. Associada aos geossintéticos, essa solução tem proporcionado redução de recalques, aumento da estabilidade global e maior eficiência construtiva em obras sobre solos moles.

Além do tratamento de solos moles com colunas DSM® e geossintéticos, o empreendimento da lagoa demandou soluções específicas para fundações e combate à subpressão. A utilização da metodologia BIM complementou o desenvolvimento do projeto, promovendo a integração multidisciplinar e a compatibilização das soluções adotadas. Nesse contexto, o projeto da primeira lagoa de ondas artificiais de São Paulo constitui um exemplo relevante da aplicação integrada dessas tecnologias.

2 CARACTERIZAÇÃO DA OBRA

A lagoa de ondas integra o empreendimento *Beyond the Club*, localizado na Marginal Pinheiros, ao lado da Ponte Transamérica. Executada com tecnologia *Wavegarden*, é atualmente a maior lagoa do mundo nesse sistema, equipada com 62 motores capazes de gerar mais de 30 tipos de ondas em intervalos regulares. A Figura 1 a seguir apresenta a imagem aérea do local de implantação da lagoa em conjunto com a sua projeção.

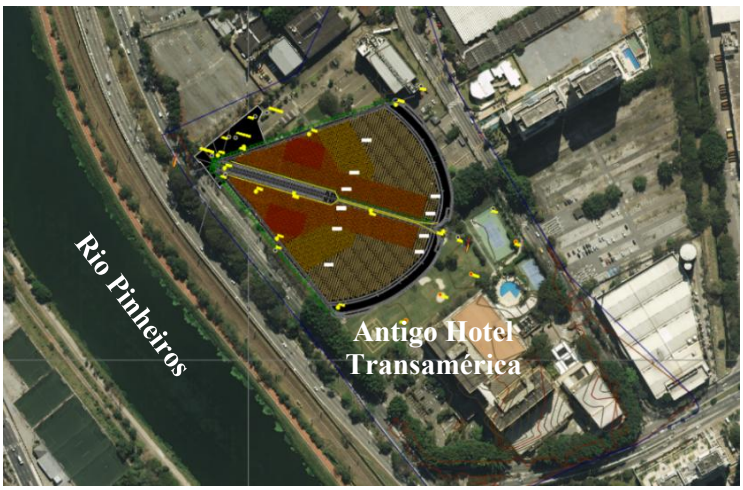


Figura 1. Localização da Lagoa de Ondas de São Paulo.

A estrutura possui área aproximada de 22.176 m², 200 m de comprimento, 185 m de largura máxima e profundidade de até 3,0 m. É composta por muros laterais e central em concreto armado, além do *plinth* que abriga os equipamentos geradores. O fundo apresenta batimetria específica executada em terraplenagem e revestida por geomembrana para garantir estanqueidade do sistema.

3 CONTEXTO GEOLÓGICO DA OBRA

De acordo com o Mapa Geológico Integrado da Região Metropolitana de São Paulo (CPRM, 2019), na escala 1:250.000, a área de implantação da lagoa se encontra sobre depósitos aluvionares recentes, com algumas ocorrências nas proximidades de embasamento cristalino (Figura 2).

O embasamento cristalino é formado por unidades metassedimentares do Complexo Embu (Neoproterozoico), incluindo paragnaisses (biotita e gnaisses quartzosos bandados com intercalações graníticas) e xistos (biotita-quartzo-muscovita, granada-biotita e filitos).

Sobreposto ao embasamento, os depósitos aluvionares cenozoicos relacionados ao Rio Pinheiros incluem seixos, areias finas a grossas, cascalhos, lentes silto-argilosas e matéria orgânica, associados a planícies de inundação e canais. Essas camadas apresentam propriedades geotécnicas variadas, mudanças abruptas de tipo e solos de baixa capacidade de suporte, criando descontinuidades geomecânicas que favorecem instabilidade e erosão em obras de terraplenagem.

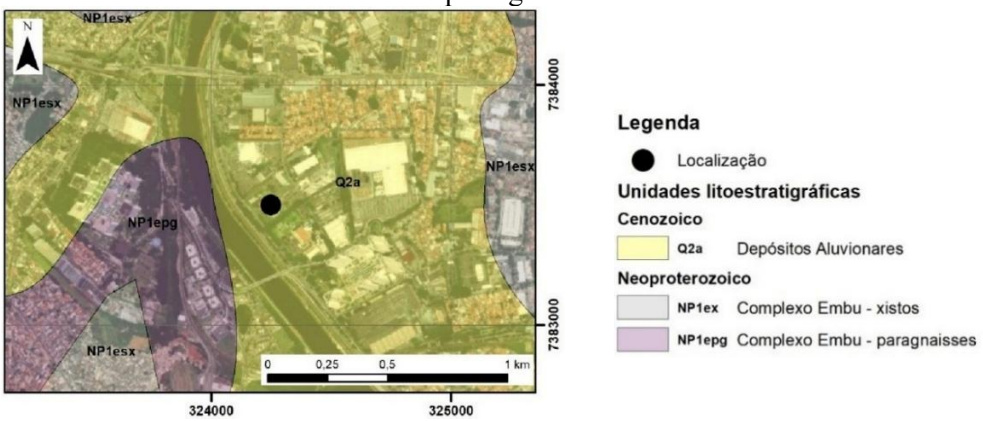


Figura 2. Mapa geológico dos arredores da área de implantação do complexo (CPRM, 2019).

4 CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS E PROBLEMAS ENVOLVIDOS

Para a caracterização geotécnica, foram executadas 14 sondagens à percussão e 11 sondagens mistas na área da lagoa. O subsolo apresenta perfil relativamente homogêneo, com camada superficial de solos aluvionares argilosos muito moles, com espessura entre 2,0 m e 4,6 m, associada à planície do Rio Pinheiros, com N_{SPT} entre 1 e 6 golpes. Abaixo, ocorrem solos aluvionares arenosos (N_{SPT} entre 3 e 38 golpes), seguidos por solo residual arenoso com fragmentos de rocha e, em maior profundidade, saprólito mais compacto (N_{SPT} superior a 40 golpes). Já o nível d'água foi identificado entre 2,3 m e 6,0 m de profundidade.

Essas condições — presença de solos compressíveis e lençol freático superficial — representaram desafios à implantação da lagoa, devido ao risco de recalques por adensamento e à possibilidade de subpressão no fundo da lagoa, além da necessidade de garantir a estanqueidade do sistema.

5 SOLUÇÕES DE ENGENHARIA APLICADAS

O projeto de uma piscina de ondas, tratando-se de uma obra única em seu conceito e com inúmeras especificidades, traz consigo diferentes desafios para a implantação da obra. Além das particularidades envolvidas, as condicionantes geológico-geotécnicas locais, descritas anteriormente, resultaram em várias situações para as quais o projeto precisou avaliar e definir soluções de Engenharia que garantissem a segurança da obra e dos usuários da lagoa, assim como o adequado desempenho das estruturas. Os itens a seguir descrevem as soluções adotadas para as fundações da piscina, para a situação de subpressão no fundo da lagoa e para a presença de solos compressíveis na região.

5.1 Solução de fundação

No que diz respeito às fundações da lagoa, foi necessária a definição de soluções para os muros laterais da piscina e para a sua estrutura central, incluindo o *plinth*. De maneira geral, conforme descrito anteriormente, as sondagens do local identificaram por volta dos primeiros 5,0 m de profundidade a presença de solo de reduzida capacidade de suporte, além da ocorrência de estratos compressíveis. Com base nessas características e em consonância com a magnitude das cargas previstas, considerou-se inviável a utilização de fundação direta rasa ou superficial para os muros e a casa de máquinas/gerador de ondas, uma vez que não se observam camadas competentes e homogêneas até cerca de 6,0 m de profundidade.

Em relação a essas estruturas, as soluções analisadas conduziram para o estudo de fundações profundas, sendo que as soluções de estacas cravadas e de estacas raiz seriam as mais adequadas para o caso em estudo, tendo-se optado pela solução de estacas pré-moldadas de concreto pela sua vantagem econômica em comparação com as demais alternativas.

Complementermente, em virtude da transição brusca observada no subsolo para camadas de elevadas resistência, associou-se, às estacas de concreto, ponteiras metálicas para redução do risco de quebra dos elementos, medida que se mostrou, durante o decorrer da obra, de alta eficiência.

5.2 Solução para subpressão

Conforme indicado anteriormente, as condições geológico-geotécnicas locais caracterizavam-se por lençol freático superficial, aspecto reforçado pela proximidade da obra com o rio Pinheiros. A ocorrência do nível d´água a pequenas profundidades mostrou-se um dos pontos de maior relevância ao desenvolvimento do projeto, tendo em vista o elevado impacto ao empreendimento tanto na fase de obra quanto na fase de operação/manutenção da lagoa.

Enquanto durante o período construtivo, a presença do lençol poderia demandar soluções de rebaixamento do nível d'água para viabilizar a construção, na fase de operação do empreendimento, com períodos de manutenção e esvaziamento da lagoa, fazia-se necessária a consideração de esforços de subpressão que poderiam provocar o levantamento do fundo da piscina, o que comprometeria a sua funcionalidade.

Partindo-se desse contexto e buscando-se eliminar e/ou minimizar os problemas decorrentes do lençol freático superficial, foram utilizadas diferentes soluções técnicas dentro do projeto da lagoa, conforme abordado nos itens subsequentes.

5.2.1 Estudos de cota da piscina

Como solução inicial para mitigar os efeitos do nível d´água, foram avaliadas diferentes cotas de implantação da lagoa, avaliando-se, para cada cota, qual a área da piscina sujeita à subpressão e qual a estrutura resultante para se opor a esse esforço.

Tendo em vista que a lagoa faz parte de um projeto arquitetônico mais amplo, sendo parte integrante de um clube, verificou-se não ser viável o alteamento completo da lagoa de modo a eliminar a sua interface com o nível d´água.

O estudo de cotas para a execução da lagoa de ondas foi realizado através da avaliação de três alternativas, sendo a primeira delas baseada no projeto arquitetônico original do complexo, com cota de implantação da piscina definida em, aproximadamente, 723,0 m (Alternativa 01). As demais alternativas consistiam no alteamento da piscina para as cotas 723,5 m (Alternativa 02) e 724,0 m (Alternativa 03).

Para definição do nível d´água máximo a ser considerado para os estudos iniciais de subpressão, admitiu-se os níveis identificados nas sondagens à percussão realizadas no local, que variaram entre as cotas 720,22 m e 723,21 m, elevados em 2,0 m. Apesar de haver sondagens executadas tanto em períodos secos quanto em períodos chuvosos, adotou-se a elevação do lençol para abranger cenários extremos de variação do nível d´água que pudessem não ter sido detectados pelas investigações geotécnicas disponíveis à época dessa etapa do projeto.

Diante das alternativas consideradas, e tendo por base as restrições arquitetônicas, assim como critérios técnicos, de prazo, de custo e de exequibilidade dos serviços, optou-se pela Alternativa 03, com cota acabada do *plinth* em, aproximadamente, 724,0 m.

Posteriormente, durante o desenvolvimento do projeto, foram realizadas investigações complementares, destacando-se a instalação de indicadores de nível d´água (INAs) para monitoramento do lençol no período entre agosto de 2023 e janeiro de 2024, os quais registraram a cota máxima do lençol em 723,04 m. Tais medições, somadas à análise integrada das sondagens, à cota de referência da linha férrea da CPTM próxima ao empreendimento (trecho da linha com reduzidos casos de paralisação por inundação) e ao histórico de alagamentos na região, possibilitaram adotar como cota crítica, para cenários extremos de elevação do nível freático, o nível aproximado de 724,25 m, valor de referência utilizado nas etapas subsequentes de projeto. Tal valor se mostrou inferior ao considerado inicialmente nos estudos de cota da piscina, mas, ainda assim, acima

do fundo estabelecido para a lagoa, o que mantinha a necessidade de se definir soluções de combate à subpressão.

5.2.2 Medidas de combate à subpressão

Uma vez definida a cota de implantação da lagoa (724,0 m) e tendo-se definido a cota máxima de projeto do NA (724,25 m), confirmou-se a possibilidade de atuação de esforços de subpressão no fundo da piscina, o que resultaria, em períodos de manutenção da lagoa, no levantamento do liner de fundo da estrutura, compromentendo o seu desempenho. Para evitar a ocorrência deste problema, foram avaliadas diferentes medidas de combate à subpressão. Inicialmente, analisou-se a solução de laje estrutural (com espessura mínima de 50 cm) para se contrapor aos esforços hidrostáticos. Contudo, devido ao custo da estrutura e, principalmente, por introduzir à piscina um elemento rígido que poderia representar riscos aos usuários em eventuais quedas durante a prática do surfe, descartou-se essa alternativa.

A Figura 3 a seguir apresenta a mancha de inundação de nível freático em 724,25 m para a cota de implantação final da lagoa.

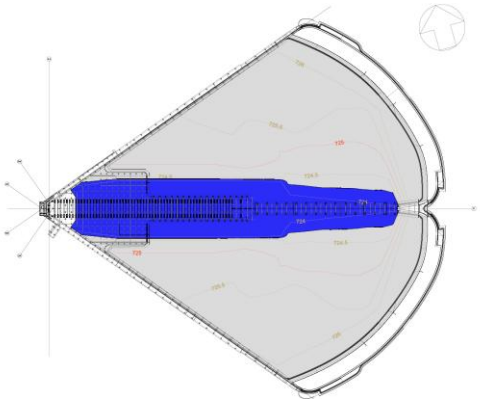


Figura 3. Projeção da mancha do nível freático na cota 724,25m sobre a implantação da lagoa.

Ao final, como solução para combate à subpressão, fez-se uso do sistema de drenagem interna da piscina. Um dos elementos constituintes da lagoa corresponde à camada drenante para coleta de água da própria piscina (eventuais vazamentos/infiltrações) e sua condução a um sistema de recirculação dessa água para a lagoa. Para evitar perda de água desse sistema (infiltração para o subsolo) e, principalmente, para evitar que a água do lençol freático entre nesse circuito, o pacote drenante foi totalmente envolto em geomembranas impermeáveis. Com isso, verificou-se que as próprias camadas drenantes poderiam ser utilizadas como peso para combate à subpressão, sendo apenas necessário aumentar a sua espessura nos trechos com a ocorrência desse fenômeno para gerar peso suficiente para se contrapor aos esforços hidrostáticos. Foi dimensionada camada drenante de brita graduada simples (BGS), nestes locais, com espessura de 0,75 m.

5.3 Solução para solos compressíveis

Assim como no caso da subpressão, as condições geológico-geotécnicas locais, com presença de depósitos aluvionares compressíveis, demandaram a definição de soluções específicas. Neste contexto, os itens subsequentes apresentam as soluções de tratamento de fundação da lagoa desenvolvidas para mitigar/eliminar recalques por adensamento (causados pelos esforços provenientes da piscina) que comprometeriam o desempenho da estrutura pela alteração da batimetria da lagoa e risco de ruptura da geomembrana de fundo.

5.3.1 Estudo de alternativas

Considerando-se o peso próprio da lagoa e os esforços decorrentes de sua operação (esforços gerados pelas ondas), foram estimadas pressões máximas atuantes ao longo da batimetria da piscina de até 75 kPa.

Estas cargas, atuando sobre solos compressíveis, resultariam em recalques incompatíveis com os requisitos de desempenho da lagoa, gerando-se a necessidade de se definir soluções para antecipação desses

recalques ou a sua eliminação. Ao longo do desenvolvimento do projeto, foram estudadas diferentes alternativas, dentre as quais se destacam a remoção do solo compressível, a execução de sobrecargas provisórias (com ou sem geodrenos), a execução de colunas de brita e a execução de colunas de solo-cimento (DSM® - *Deep Soil Mixing*).

A alternativa de troca de solo foi descartada em função do prazo envolvido para a sua execução, do elevado volume de escavação associado e pela interferência entre o material de troca (rachão) e as fundações das estruturas da piscina, o que demandaria a utilização de areia em algumas das regiões de troca. A solução com sobrecarga provisória (com ou sem geodrenos) se mostrou inviável pelos volumes de sobrecarga envolvidos e, principalmente, pelos prazos associados, incompatíveis com o cronograma de inauguração do empreendimento. As colunas de brita, por sua vez, acabaram sendo desconsideradas como alternativa por serem elementos drenantes (o que poderia facilitar a fuga de água da piscina em caso de falhas na geomembrana de fundo) e pelo fato de que, nessa solução, os recalques aconteceriam apenas com a piscina em operação (quando os carregamentos previstos estariam atuando), o que prejudicaria a batimetria da lagoa e a sua geomembrana de fundo. Utilizar sobrecargas para antecipar os recalques recairia nos mesmos problemas de volume de material e de prazos citados anteriormente.

Ao final, definiu-se como solução de tratamento, por resultar na mitigação/eliminação de recalques e por se encaixar no cronograma de obra, a execução de colunas de solo-cimento (DSM®).

5.3.2 Colunas de DSM®

A execução de colunas de solo-cimento consiste em uma técnica de melhoria de solos realizada diretamente no interior do terreno sem escavação prévia, misturando um aglutinante (calda de cimento) com as partículas de solo em profundidade, dando origem a um material de melhores características mecânicas do que o inicial e de menor permeabilidade, ou seja, transformando a massa que recebeu tratamento, que antes possuía propriedades inferiores, em uma massa com resistência, deformabilidade e permeabilidade melhorados. O espaçamento/malha adotado para o tratamento da fundação foi definido em função da capacidade de carga (Q_{DSM}) de cada coluna e o carregamento distribuído na área de influência de cada elemento, admitindo-se que todo o carregamento proveniente da lagoa seria transferido às colunas de DSM®.

Considerou-se a execução de colunas com diâmetro de 0,80 m, sendo a capacidade de carga à compressão de cada coluna dada pela expressão 01 a seguir:

$$Q_{DSM} = f_{cd} \cdot A_{DSM} \quad (1)$$

Em que:

f_{cd} é a resistência a compressão das colunas, em kN/m² (valor de 2000 kPa)
A_{DSM} é a área transversal de cada coluna, em m² (valor de 0,50 m²)
Q_{DSM} é a capacidade de carga a compressão da coluna, em kN

Para a lagoa, foram definidas quatro malhas quadradas distintas de acordo com as sobrecargas previstas em cada região da piscina: 1,5x1,5 m para zonas com carregamentos de 50 a 75 kPa, 1,6x1,6 m para zonas com carregamentos de 30 a 50 kPa, 1,7x1,7 m para zonas carregamentos de 20 a 30 kPa e 2,0x2,0 m para zonas com carregamentos de até 20 kPa.

6 USO DE GEOSSINTÉTICOS NA OBRA

De uso cada vez mais intenso no Brasil, os geossintéticos foram fundamentais para o sucesso do projeto da Lagoa de Ondas, sendo utilizados em diferentes tipos e funções na lagoa. Destacam-se como geossintéticos principais no projeto as geogrelhas, as geomembranas e os geotêxteis.

6.1 Geogrelhas

As geogrelhas foram usadas na lagoa associadas ao tratamento de fundação com colunas de DSM®, sendo os elementos responsáveis, juntamente com o arqueamento do solo, pela transferência de carga às colunas, resultando nas resistências nominais dimensionadas entre 200 kN/m e 300 kN/m. O dimensionamento

das geogrelhas foi compartimentado em função das alturas dos aterros da batimetria, das sobrecargas proveninentes da lagoa e do espaçamento entre colunas de solo-cimento. Os cálculos para definição da resistência à tração dos elementos foram feitos tendo-se por base as recomendações da norma BS 8006 e as metodologias de Hewlett & Randolph (1988) e pela formulação de Marston (John, 1987). O traspasse das geogrelhas, por sua vez, foi estabelecido a partir da formulação apresentada no Manual Brasileiro de Geossintéticos (Vertematti, 2015).

6.2 Geomembranas

As geomembranas foram utilizadas na lagoa especialmente como elementos de impermeabilização. Foram especificadas geomembranas na região de fundo da lagoa (*liner*) e na base das camadas drenantes. Estas últimas geomembranas, fundamentais para evitar a entrada de água do lençol freático no sistema de recirculação da lagoa e para assegurar a atuação da camada drenante como elemento de combate à subpressão, foram definidas em PEAD e com espessuras variando de 1,0 mm a 1,5 mm.

6.3 Geotêxteis

Considerando o uso das geomembranas junto às camadas drenantes, fez-se necessária a indicação de proteção desses elementos contra eventuais danos provocados pelas camadas granulares do sistema (brita 01 e BGS). A proteção das geomembranas foi feita através da especificação de geotêxteis com gramatura mínima de 400 g/m². A Figura 4 representa de forma esquemática o emprego dos principais geossintéticos na lagoa.

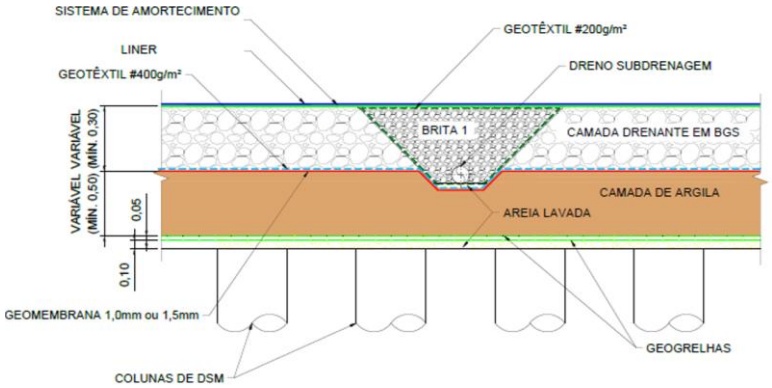


Figura 4. Esquema de aplicação de geossintéticos na lagoa.

Além das especificações dos geossintéticos para cumprir as funções destacadas anteriormente, ressalta-se a importância, no projeto, da definição das soluções e dos detalhes de ancoragem e de instalação desses geossintéticos. Tais detalhes e conexões se mostraram essenciais para garantir a eficiência do sistema em zonas críticas, principalmente nas interfaces de elementos flexíveis com elementos rígidos (conexão da geomembrana de fundo com os muros laterais em concreto, por exemplo).

7 MODELAGEM BIM APLICADA AO PROJETO

Diante da complexidade da obra e da multiplicidade de disciplinas envolvidas, o projeto da lagoa de ondas foi desenvolvido em metodologia BIM (*Building Information Modelling*), integrando ao modelo 3D informações técnicas, materiais e especificações, permitindo compatibilização interdisciplinar, detecção de interferências e levantamento preciso de quantitativos.

Todos os elementos foram modelados com suas propriedades (coordenadas, dimensões, resistências, etc.), possibilitando consulta direta pela obra. No caso das colunas de DSM®, cada elemento foi modelado individualmente e destacado por cores, e camadas drenantes, geogrelhas e aterros também foram incluídos

para maior precisão. A Figura 5 a seguir apresenta imagens da modelagem da lagoa, com ênfase no seu tratamento de fundação.

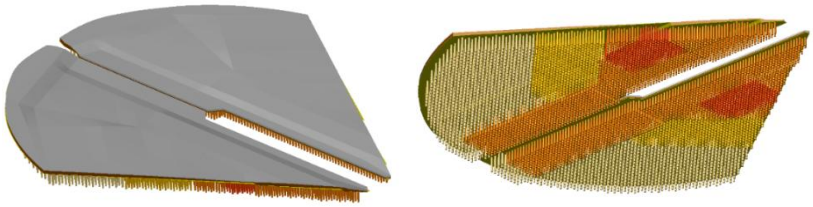


Figura 5. Modelagem BIM da Lagoa.

Considerando-se a complexidade do projeto e as inúmeras interfaces entre os seus elementos constituintes, verificou-se que a utilização da metodologia BIM desempenhou importante papel para a identificação prévia de interferências, possibilitando o ajuste do projeto antes da sua materialização em campo, contribuindo de maneira fundamental para o sucesso do empreendimento.

8 CONCLUSÕES

O presente artigo apresentou os principais desafios geotécnicos da implantação da primeira lagoa de ondas de São Paulo, situada em área urbana complexa, em que as condições locais exigiram soluções específicas para fundações, controle de subpressão, tratamento de solos moles e limitação de deformações.

Para as fundações das estruturas de concreto armado (*plinth* e muros), adotaram-se estacas pré-moldadas com ponteiras metálicas, solução que garantiu adequada transferência de cargas para camadas mais competentes e maior segurança executiva. No combate à subpressão, os estudos de definição de cota, aliados ao monitoramento do nível d'água, permitiram desenvolver solução baseada em camada granular envolta por geomembranas, formando sistema estanque com peso suficiente para equilibrar os esforços ascendentes do lençol freático, alternativa mais vantajosa que lajes estruturais rígidas. Quanto ao tratamento dos solos compressíveis, a comparação técnica, econômica e de prazo indicou a solução em *Deep Soil Mixing* (DSM®) como a mais adequada em termos técnicos, econômicos e de prazo. Já o emprego de geossintéticos (geogrelhas, geomembranas e geotêxteis) assegurou reforço, estanqueidade e proteção das camadas granulares, exigindo detalhamento específico das interfaces. Por fim, a modelagem BIM contribuiu para a compatibilização geométrica e construtiva entre as disciplinas do projeto.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à KSM Realty, à construtora Rocontec e à Wavegarden pela autorização para divulgação dos dados do projeto da Lagoa de Ondas de São Paulo. Agradecem também ao geólogo Pedro Moreira Cavalcante por sua contribuição na caracterização geológica da área, ao projetista Alexsandro Nunes Machado pelo apoio no desenvolvimento do modelo BIM e à Engecorps Engenharia S.A. pela disponibilização de recursos e suporte técnico que contribuíram para o desenvolvimento dos estudos realizados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

British Standard. *BS 8006: Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills*. United Kingdom: British Standards Institution, 2016. ISBN 978-0-580-92713-3.

Hewlett, W.J. & Randolph, M.F. *Analysis of piled embankments*. Ground Engineering, v. 21, n. 3, p. 12–18, 1988.

John, N.W.M. *Geotextiles*. Glasgow: Blackie & Son Ltd, 1987. 347 p.

Serviço Geológico do Brasil (CPRM). *Mapa geológico integrado da Região Metropolitana de São Paulo*. São Paulo: CPRM, 2019. 1 mapa colorido. Escala 1:250.000. Programa Geologia, Mineração e Transformação Mineral.

Vertematti, J. C. *Manual brasileiro de geossintéticos*. São Paulo: Blücher, 2015.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/24

Atrito Negativo na Engenharia de Fundações: Um Panorama Teórico e Experimental da Literatura

José Guilherme Sacilotto
Mestrando, FECFAU/Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), Campinas - SP, Brasil, josesaciloto@outlook.com

Ana Beatriz de Castro Fernandes
Discente, FECFAU/Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), Campinas - SP, Brasil, a193759@dac.unicamp.br

Graziela Santolia da Silva
Mestranda, FECFAU/Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), Campinas - SP, Brasil, g233503@dac.unicamp.br

Jherry Lobaton Phocco Minaya
Discente, FECFAU/Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), Campinas - SP, Brasil, j212503@dac.unicamp.br

Paulo José Rocha de Albuquerque
Professor Titular, FECFAU/Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), Campinas - SP, Brasil, pjra@unicamp.br

RESUMO: O atrito negativo em estacas corresponde à mobilização de tensões de cisalhamento descendentes ao longo do fuste, decorrentes do deslocamento vertical do solo em relação à estaca. Esse fenômeno pode comprometer a capacidade de carga e induzir recalques excessivos, sendo frequentemente associado a solos moles submetidos a processos de adensamento, à aplicação de sobrecargas ou a variações no nível d'água. Considerando a relevância técnica do fenômeno e a evolução do entendimento sobre o tema desde a década de 1960, este trabalho apresenta uma revisão sistemática da literatura sobre o atrito negativo em estacas. Para a seleção das publicações foi empregado o método *Methodi Ordinatio*, com base em critérios relacionados ao ano de publicação, número de citações e fator de impacto do periódico. Foram analisados trabalhos nacionais e internacionais. A literatura analisada aborda aspectos conceituais do fenômeno, suas causas e implicações, métodos de cálculo e estratégias de mitigação, além de discussões sobre o efeito de grupo e sobre a consideração do atrito negativo no contexto geotécnico.

PALAVRAS-CHAVE: Interação solo-estrutura, Adensamento, Solos moles, Atrito lateral, Plano neutro.

ABSTRACT: Negative skin friction in piles corresponds to the mobilization of downward shear stresses along the pile shaft, resulting from the vertical displacement of the soil relative to the pile. This phenomenon may compromise the load-bearing capacity and induce excessive settlements, being frequently associated with soft soils subjected to consolidation processes, the application of surface loads, or variations in the groundwater level. Considering the technical relevance of this phenomenon and the evolution of the understanding of the subject since the 1960s, this study presents a systematic literature review on negative skin friction in piles. The *Methodi Ordinatio* method was employed for the selection of publications, based on criteria related to year of publication, number of citations, and journal impact factor. Both national and international studies were analyzed. The reviewed literature addresses conceptual aspects of the phenomenon, its causes and implications, calculation methods, and mitigation strategies, as well as discussions on the group effect and on the consideration of negative skin friction in the geotechnical context.

KEYWORDS: Soil-structure interaction, Consolidation, Soft soils, Skin friction, Neutral plane.

1 1 INTRODUÇÃO

O atrito negativo é um fenômeno geotécnico decorrente do deslocamento vertical descendente do solo em relação a uma fundação profunda. Essa condição gera tensões de cisalhamento descendentes na interface solo–estaca, resultando em forças adicionais que atuam no mesmo sentido da carga estrutural, podendo reduzir a capacidade de carga útil da fundação e induzir deformações excessivas. Esse comportamento é frequentemente observado em solos moles submetidos a adensamento, construção de aterros ou rebaixamento do lençol freático, sendo de grande relevância em projetos de fundações profundas instaladas em ambientes deformáveis.

O conhecimento técnico sobre o atrito negativo em estacas começou a ser desenvolvido de forma sistemática a partir da década de 1960, com base em observações empíricas, investigações de campo e propostas analíticas que passaram a descrever e interpretar o comportamento observado em obras executadas em solos moles. Um dos primeiros registros sistematizados sobre o tema foi apresentado por Elmasry, (1963) que desenvolveu um estudo experimental sobre os efeitos do adensamento na interface solo–estaca. Ainda na mesma década, diversos estudos de campo começaram a ser realizados, entre os quais se destaca o trabalho de Johannessen; Bjerrum (1965), que investigaram o comportamento de estacas instrumentadas cravadas em solos argilosos, com foco no desenvolvimento progressivo do atrito negativo durante a dissipação das pressões neutras e a consolidação do solo ao redor.

Nos anos subsequentes, novos estudos aprofundaram a compreensão do fenômeno, incluindo a definição do plano neutro - região ao longo do fuste da estaca onde não há deslocamento relativo entre solo e fundação. Nesse sentido, o trabalho de Bjerrum; Johannessen; Eide (1969), apresentado no 7º Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, examinou a influência de diferentes cenários de carregamento e investigou métodos de mitigação baseados na alteração da aderência ao longo do fuste. De forma complementar, Bozozuk; Labrecque (1969) e, posteriormente, Bozozuk, (1972, 1981) realizaram extensas campanhas experimentais no Canadá, analisando o comportamento do atrito negativo em estacas metálicas e de concreto submetidas a recalques induzidos, sob diferentes condições de instalação e perfil geotécnico.

O avanço na formulação teórica do problema ocorreu com os trabalhos de Fellenius; Broms (1969) e Fellenius (1972), que propuseram modelos analíticos simplificados para estimativa do atrito negativo mobilizado e da localização do plano neutro, com base na resistência ao cisalhamento do solo e nas propriedades geométricas da fundação. Esses modelos foram amplamente adotados e influenciaram práticas de projeto e diretrizes técnicas ao longo das décadas seguintes.

Com foco específico no comportamento de grupos de estacas, o estudo de Kuwabara; Poulos (1989) analisou os efeitos da interação entre estacas na mobilização do atrito negativo, com base em modelos analíticos e comparações com resultados de campo. Os autores demonstraram que a presença de estacas vizinhas reduz significativamente o atrito negativo mobilizado em cada elemento do grupo, sendo esse efeito mais acentuado nas estacas internas. Verificaram, ainda, que o deslocamento necessário para a plena mobilização do atrito negativo tende a ser maior em grupos do que em estacas isoladas.

Na literatura mais recente, observam-se avanços associados à simulação do comportamento do atrito negativo em cenários geotécnicos específicos. Zhang et al. (2021) analisaram a redistribuição de tensões ao longo do fuste em situações de rebaixamento do lençol freático. Li, Lin e Liu (2023) avaliaram os efeitos de carregamentos dinâmicos sobre a estabilidade da interface solo–estaca em contextos sísmicos. Wu et al., (2023) propuseram uma formulação semi-analítica acoplada à teoria do adensamento para representar a evolução do atrito negativo ao longo do tempo.

O presente trabalho tem por objetivo realizar uma revisão crítica e sistemática da literatura sobre o atrito negativo em estacas, com base nas contribuições históricas e nos desenvolvimentos recentes.

2 METODOLOGIA

A presente pesquisa foi desenvolvida por meio de uma revisão sistemática da literatura com enfoque no atrito negativo em fundações profundas. Para a ordenação e seleção das publicações mais relevantes, empregou-se o método *Methodi Ordinatio* (Pagani, Kovaleski e Resende, 2015), considerando os seguintes critérios: ano de publicação, número de citações e fator de impacto do periódico.

As buscas foram realizadas nas bases de dados Scopus, Web of Science, Google Scholar e também por meio da plataforma CAFe, utilizada como meio complementar de acesso ao conteúdo. Foram empregados os seguintes termos em inglês, combinados com operadores booleanos: *"negative skin friction"*, *"downdrag"*, *"pile foundation"*, *"neutral plane"*, *"soft soils"*, *"dragload"*, *"shaft resistance"*, *"pile settlement"* e *"pile–soil interaction"*.

A triagem inicial considerou a ocorrência dos termos de busca nos títulos, resumos e palavras-chave dos artigos identificados. Em seguida, realizou-se a classificação dos trabalhos segundo os critérios do *InOrdinatio*, permitindo o ranqueamento prévio das publicações conforme sua relevância científica. A partir desse ordenamento, definiu-se o conjunto de artigos a serem lidos integralmente, de modo a direcionar a análise crítica para aqueles com maior potencial de contribuição aos objetivos da pesquisa.

3 GENERALIDADES

Quando há um deslocamento relativo entre a estaca e o solo, o atrito se manifesta.

Conforme conceito definido por Azevedo et al. (2020), o atrito positivo é uma parcela da capacidade de carga da estaca que ocorre ao longo do contato entre a estaca e o solo sempre que o recalque da estaca é maior do que o recalque do solo.

Passa a ser chamado de atrito negativo quando o deslocamento relativo muda de sinal, ou seja, quando o recalque do solo é maior do que o recalque da estaca e passa a transferir carga adicional à estaca, além da carga da estrutura.

O ponto neutro se caracteriza pelo ponto onde os deslocamentos relativos são nulos, conforme pode ser observado na figura a seguir.

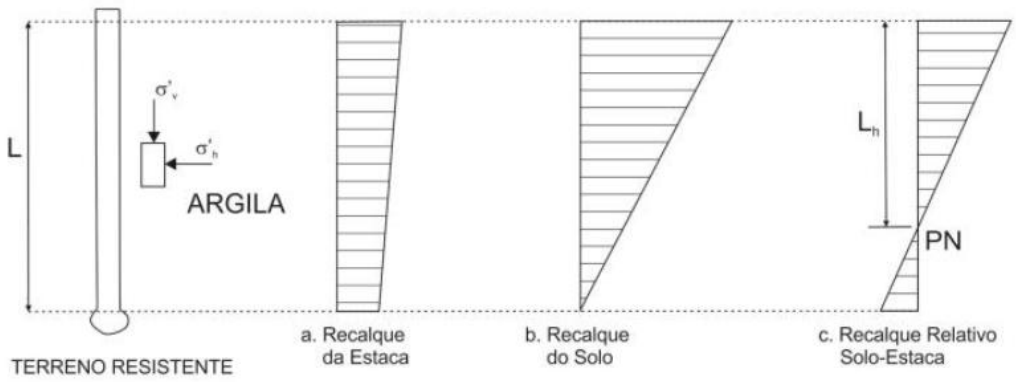


Figura 1. Ocorrência do ponto neutro (Azevedo et al., 2020 adaptado de Neto, 1981)

Ainda de acordo com Azevedo et al. (2020), quanto mais compressível e maior a espessura da camada argilosa, mais elevado será o atrito negativo e maior sua influência no projeto de fundações.

3.1 Causas

O trabalho de Neto (1981) já considerava a causa imediata dos recalques devido ao atrito negativo, dividido em 6 grupos:

a) Adensamento por alívio de pressão em aquíferos confinados ou rebaixamento do lençol freático
b) Sub-adensamento de argilas

Se trata de solos que ainda estão em adensamento devido ao peso próprio, cujos recalques que ocorrerão nessa argila induzirão o atrito negativo nas estacas.

c) Amolgamento do terreno devido à cravação
Amolgamento se trata de perda de resistência ao cisalhamento da camada compressível em pontos próximos da estaca quando sua estrutura é destruída ou perturbada.

d) Colocação de sobrecarga na superfície do terreno
Adensamento por conta de um lançamento de um aterro ou estoque de materiais;

e) Flutuação natural do nível d'água
Em locais de fundações de cais ou de construções próximas ao mar com aterro de areia fofa, em regiões de grande variação pluviométrica entre inverno e verão ou regiões onde haja ocorrência de solos colapsíveis

f) Recalques provocados pelo deslocamento de estruturas de contenção próximo de estacas em terrenos adjacentes

Alonso (2003) ainda cita como outras causas de recalque por atrito negativo nas estacas, o carreamento de partículas de solo provocado pela percolação da água ou por ruptura de grandes vazios (cavernas), que ocorrem, por exemplo, em solos calcários.

3.2 Implicações e importância no contexto das fundações

Quando o fenômeno geotécnico do atrito negativo não previsto acontece, isso pode implicar em um problema crônico de recalque da fundação e tem grande impacto na segurança da obra.

Os níveis de segurança da obra, ou a probabilidade de ruptura, variam ao longo do tempo. Um bom comportamento, a curto prazo, não garante um bom comportamento a longo prazo (Azevedo et al., 2020).

Conforme exposto por Fernandes et al. (2019), em princípio, este carregamento adicional não leva a estaca à ruptura geotécnica, já que esta seria acompanhada de grandes recalques, revertendo o sentido do atrito. Por outro lado, se a ponta da estaca encontra material muito rígido, como uma alteração de rocha, o atrito negativo pode causar danos estruturais à estaca por conta do aumento da carga axial. Os recalques levam a danos à obra, arquitetônicos e/ou estruturais.

3.3 Minimização da ação do atrito negativo

A nível de projeto pode ser citado:

a) Aceleração do adensamento da camada compressível (pré-carregamento, uso de vácuo, etc.);
b) Encamisamento ou pintura betuminosa da estaca no trecho acima do ponto neutro, eliminando o contato direto do solo com a estaca;
c) Emprego de maior quantidade de estacas;
d) Instalar as estacas de modo que recalquem da mesma ordem de grandeza do recalque da camada compressível, Alonso (2003) cita essa solução proposta em 1976 na Cidade do México;

3.4 Normativa Brasileira

De acordo com a atual norma brasileira NBR 6122:2022 "Projeto e Execução de Fundações", sempre que houver a possibilidade de desenvolvimento de atrito negativo, a sua ação deve ser considerada no dimensionamento geotécnico e estrutural dos elementos de fundação. Essa consideração explicita só passou a fazer parte da edição de 1996.

Desde a edição de 2010, a abordagem do atrito negativo foi ampliada, reforçando a necessidade de considerá-lo como uma ação adicional que pode reduzir a capacidade de carga útil da estaca ou exigir maior resistência da fundação.

4 MÉTODOS DE CÁLCULO

Nesta seção, são apresentadas as principais técnicas utilizadas para estimar o atrito negativo em estacas, abrangendo desde modelos analíticos tradicionais até abordagens mais atuais e aplicações práticas. A escolha do método baseia-se em fatores como o tipo de solo, o nível de precisão exigido e a disponibilidade de informações geotécnicas.

4.1 Fellenius (1972)

O modelo sugerido por Fellenius (1972) é um dos mais antigos e frequentemente utilizados. Assume-se que a fricção negativa ocorre na seção da estaca localizada acima do ponto neutro, sendo calculada com base na tensão de cisalhamento mobilizada na interface entre o solo e a estaca.

A equação fundamental para a fricção total negativa é:

$$Q_n = \sum \alpha \cdot \acute{\sigma_v} \cdot A_f \quad (1)$$

Onde: Q_n: carga negativa total mobilizada (atrito negativo); α:coeficiente de adesão (empírico, depende do tipo de solo); $\acute{\sigma_v}$: tensão efetiva vertical média para o trecho considerado; A_f: área lateral da estaca (ao longo do trecho com atrito negativo)

4.2 NBR 6122:2022

A regulamentação brasileira sugere que o atrito negativo seja considerado como uma ação adicional permanente. Para estimá-lo, é permitida a utilização da metodologia de resistência por fuste, da mesma forma que se determina o atrito positivo, porém com a força invertida na direção.

$$Q_n = f_s \cdot A_f \quad (2)$$

Onde: f_s: Resistência por fuste (kPa); A_f: Área lateral do trecho da estaca com recalque relativo do solo

4.3 Poulos e Kuwabara (1989)

Poulos e Kuwabara (1989) desenvolveram modelos que incluem os efeitos de interação entre as estacas dentro de um grupo. Eles observaram que o atrito negativo não se distribui de maneira linear em grupos, devido à superposição das áreas de influência.

- Para as estacas internas, o atrito negativo é significativamente menos relevante.
- Considera-se o deslocamento necessário para a mobilização total do atrito.

4.4 Modelos numéricos e Semi Analíticos recentes

Os estudos mais recentes propuseram modelos que incluem a teoria do adensamento, a dinâmica dos recalques ao longo do tempo e até mesmo carregamentos cíclicos. Alguns exemplos são:

a) (Emani et al., 2025)
   Modelo semi-analítico baseado na teoria de Terzaghi, com o objetivo de simular o atrito negativo ao longo do tempo, considerando a dissipação das tensões neutras (Poulos, 2008)
b) (Wang et al., 2021)
   Avaliação da redução do nível freático e da redistribuição das tensões. Emprega modelagem limitada e simulações transientes

5 EFEITO DE GRUPO

Lee (1993) utilizou dados de ensaios realizados por Bjerrum et al. (1969) e Shibata et al. (1982) para analisar o comportamento de estacas isoladas e grupos de estacas. Para estacas isoladas, observa-se um maior recalque no topo da estaca, assim como forças de atrito negativo mais intensas ao longo do fuste. Por outro lado, para grupos de estacas, a soma dos esforços de atrito negativo de cada estaca é reduzida, assim como o recalque medido no topo do grupo. Isso ocorre devido à redistribuição das cargas e ao aumento da rigidez do sistema, pois as estacas atuam em conjunto, funcionando como um bloco.

Esse efeito é explicado pelo estudo de Poulos & Davis (1980), que indica que, quando o espaçamento entre estacas é pequeno, entre 3 e 5 vezes o diâmetro da estaca, as zonas de influência das estacas se sobrepõem, promovendo a rigidez do grupo. Estudos de Huang, Zheng e Gong (2015) também mostram que quanto menor o espaçamento entre as estacas, menor é o efeito do atrito negativo, já que o plano neutro atinge maior profundidade e a soma dos esforços de atrito diminui. Mas vale ressaltar que quando o espaçamento alcança cerca de 5 vezes o diâmetro da estaca, o efeito de grupo torna-se desprezível.

O efeito do atrito negativo também é afetado pela localização das estacas do grupo, tanto Poulos (1989) quanto Lee (1993) destacam que as estacas localizadas nas extremidades do grupo sofrem maior influência do atrito negativo, enquanto as estacas centrais são relativamente protegidas pelas vizinhas. Essa característica pode ser explorada como uma estratégia para mitigar os efeitos do atrito negativo na construção de estacas em solos moles.

Por fim, apesar das diferenças na rigidez entre estacas isoladas e grupos de estacas, o tempo de consolidação do solo, ou seja, o tempo para estabilização, é bastante similar para ambos os casos, atingindo aproximadamente 90% da consolidação em cerca de 5 anos, conforme evidenciado por Znamenskiy, Hegazy e Sayed (2020).

6 CONCLUSÕES

Apesar de o fenômeno do atrito negativo ter sido inicialmente estudado e reconhecido na década de 1960 é evidente a importância de seu reconhecimento e correta consideração nos projetos de fundações, especialmente em solos moles e altamente compressíveis (Azevedo et al., 2020). O não dimensionamento adequado pode resultar em recalques excessivos e sobrecargas estruturais indesejadas, comprometendo a segurança e a durabilidade das obras. A literatura demonstra que, embora o atrito negativo nem sempre conduza à ruptura geotécnica imediata, ele pode causar danos estruturais significativos, sobretudo quando a estaca encontra materiais muito rígidos em sua base (Fernandes et al., 2019), já que a estabilização do solo ocorre aproximadamente após 5 anos da sobrecarga.

Algumas soluções de projeto, como o encamisamento das estacas, o pré-carregamento do solo, pintura betuminosa da estaca ou o posicionamento estratégico das estacas dentro do grupo, são alternativas viáveis para mitigar os efeitos do atrito negativo. Além disso, os avanços recentes em modelagem computacional e simulações geotécnicas vêm permitindo maior precisão na estimativa de cargas induzidas, posição do ponto neutro e redistribuição de tensões ao longo do tempo.

Contudo, é necessário que haja mais estudos voltados à previsão precisa do atrito negativo e à investigação de formas mais eficazes e economicamente viáveis de mitigá-lo, de modo a ampliar a segurança sem comprometer a viabilidade técnica e financeira dos empreendimentos.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001 (Autor 1).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Azevedo, R. S. Carneiro, R. F., Danziger, B. R., Gerscovich, D., (2022) Estudo de caso da confiabilidade do estaqueamento com o tempo. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG XX, Campinas – SP. *Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,* ABMS v.9, pt.1, p. 6410 - 6417

Bjerrum, L., Hamre, L., Eide, O. T. (1969) Soil properties and pile foundation behavior in marine clays. *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, v. 1, p. 1–12.

Bjerrum, L., Johannessen, J., Eide, O. (1969) Reduction of negative skin friction on steel piles to rock. In: *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, p. 27–34.

Bozozuk, M. (1972) Downdrag measurements on a 160-ft floating pipe test pile in marine clay. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 9, n. 2, p. 127–136.

Bozozuk, M. (1981) Bearing capacity of pile preloaded by downdrag. In: *10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, p. 631–636.

Bozozuk, M., Labrecque, A. (1969) Downdrag measurements on 270-ft composite piles. In: *Performance of Deep Foundations*, STP 444. Philadelphia: ASTM International, p. 15–40.

Emani, G. F., Xu, W., Kas-Avortri, P., Nattabi, F. S., Khursheed, Z., Etine, C. E. (2025) Numerical investigation of negative skin friction in battered piles group based on pile position: A consolidation study. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, p. 1-29. DOI: https://doi.org/10.1080/19648189.2025.2472995.

Elmasry, M. A. (1963) *The Negative Skin Friction of Bearing Piles*. Zurich: Swiss Federal Institute of Technology.

Fellenius, B. H. (1972) Down-drag on piles in clay due to negative skin friction. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 9, n. 4, p. 323–337.

Fellenius, H. B., Broms, B. B. (1969) Negative skin friction for long piles driven in clay. In: *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico.

Fernandes, B. B. L., Gomes, R. M., Maria, P. E. L. S., Lopes, F. R., Danziger, F. A. B., (2019) Uma comparaão de métodos de previsão do atrito negativo em estacas. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE 9, São Paulo – SP. *Anais do Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia,* ABEF

Huang, T., Zheng, J., Gong, W. (2015) The group effect on negative skin friction on piles. *Procedia Engineering*, v. 116, p. 802-808. DOI: https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.367.

Johannessen, J., Bjerrum, L. (1965) Measurement of the compression of a steel pile to rock due to settlement of the surrounding clay. In: *6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montréal, p. 261–264.

Kuwabara, F., Poulos, H. G. (1989) Downdrag forces in group of piles. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 115, n. 6, p. 806–818. Acesso em: 2 maio 2025.

Lee, C. Y. (1993) Pile groups under negative skin friction. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 119, n. 10, p. 1587-1600. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:10(1587).

Li, P., Lin, M., Liu, Y. (2023) Shaking table test of the negative skin friction of a single pile induced by seismic settlement of model soft soil. *Applied Sciences*, v. 13, n. 6, p. 3588.

Neto, P. M. S. (1981) *Métodos de cálculo de atrito negativo em estacas – estudo e discussão*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, UFRJ

Pagani, R. N., Kovaleski, J. L., Resende, L. M. (2015) Methodi Ordinatio: a proposed methodology to select and rank relevant scientific papers encompassing the impact factor, number of citation, and year of publication. *Scientometrics*, v. 105, n. 3, p. 2109–2135. Disponível em: https://link.springer.com/article/10.1007/s11192-015-1744-x. Acesso em: 11 maio 2025.

Peng, Y. et al. (2020) Performance of X-section concrete pile group in coral sand under vertical loading. *China Ocean Engineering*, v. 34, n. 5, p. 621–630. Disponível em: https://link.springer.com/10.1007/s13344-020-0056-y.

Poulos, H. G. (2008) A practical design approach for piles with negative friction. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, v. 161, n. 1, p. 19–27. DOI: https://doi.org/10.1680/geng.2008.161.1.19.

Poulos, H. G., Davis, E. H. (1980) *Pile foundation analysis and design*. Chichester: John Wiley & Sons, 397 p.

Rodrigues, U. A., (2008) *Dimensionamento de fundações profundas*. 3rd ed., Edgard Blucher, c2012, São Paulo, SP:. 157 p., il.

Shibata, T., Yamada, M., Hiraishi, K. (1982) Model tests on the negative skin friction of single and group piles. *Proceedings of the 2nd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*, p. 295–310.

Wang, L., Cao, Y., Xianpeng, L., Chen, Z., Nie, Z. (2021) Experimental study on negative skin friction characteristics of double-sleeve pile—PMC. *Scientific Reports*. DOI: https://doi.org/10.1038/s41598-024-77967-6.

Wu, W. et al. (2023) Semi-analytical solution for negative skin friction development on deep foundations in coastal reclamation areas. *International Journal of Mechanical Sciences*, v. 241, p. 107981. Acesso em: 2 maio 2025.

Znamenskiy, V; Hegazy, O; Sayed, D. (2020) Behavior of single pile and pile groups in consolidating clay. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, [*s. l.*], v. 883, n. 1, p. 012208.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/25

Avaliação da aplicabilidade de Métodos Semi-empíricos no cálculo da Tensão Admissível do Solo em duas obras na Bahia: estudo de caso

Felipe Oliveira Silva
Graduando do Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Feira de Santana-DTEC, Bahia, Brasil, fosilva.eng@gmail.com

Maria do Socorro Costa São Mateus
Professora Doutora, Universidade Estadual de Feira de Santana, Bahia, Brasil, socorro@uefs.br

RESUMO: Fundações superficiais são utilizadas em projetos de fundações de diversas edificações no Brasil. O dimensionamento é realizado em função da tensão admissível do solo, que pode ser determinada utilizando-se métodos teóricos, semi-empíricos e prova de carga sobre placa, conforme NBR 6122 (ABNT, 2022). Os métodos semi-empíricos destacam-se pela praticidade e relacionam o índice de resistência à penetração obtido no ensaio de Sondagem à Percussão (SPT) com a tensão admissível dos solos. Este trabalho analisou os métodos semi-empíricos propostos por quatro autores brasileiros, avaliando a sua aplicabilidade ao solo de duas obras no estado da Bahia. Foram escolhidos quatro métodos semi-empíricos para o cálculo da tensão admissível do solo, para comparação com os resultados do ensaio de prova de carga sobre placa, executado em cada obra. Com o relatório de Sondagem à Percussão, calculou-se a tensão admissível do solo, utilizando quatro cenários distintos (variando a cota de assentamento da sapata e o seu índice de resistência a penetração N_{spt}). Observou-se uma variação na eficiência dos métodos analisados, devido aos diferentes índices N_{spt}. Dos métodos que subestimaram a tensão admissível, De Mello (1975) apresentou a melhor convergência.

PALAVRAS-CHAVE: Tensão Admissível, Métodos Semi-empíricos, Prova de Carga, Estudo de Caso.

ABSTRACT: Shallow foundations are widely used in foundation designs for various buildings in Brazil. The design is carried out based on the allowable bearing capacity of the soil, which can be determined using theoretical, semi-empirical methods, and plate load tests, in accordance with NBR 6122 (ABNT, 2022). Semi-empirical methods stand out due to their practical application, correlating the penetration resistance index obtained from the Standard Penetration Test (SPT) with the allowable bearing capacity. This study analyzed the semi-empirical methods proposed by four Brazilian authors, evaluating their applicability to the soil in two constructions on Bahia State. Four semi-empirical methods were chosen to calculate the soil's allowable bearing capacity and compared to the results of plate load tests performed in each construction. With the Standard Penetration Test, the allowable bearing capacity was calculated using four distinct scenarios (varying the footing's embedment depth and its penetration resistance index). A variation in the efficiency of the analyzed methods was observed due to different indices. Among the methods that underestimated the allowable bearing pressure, De Mello (1975) showed the best convergence.

KEYWORDS: Allowable Bearing Capacity, Semi-empirical Methods, Plate Load Test, Case Study.

1 INTRODUÇÃO

Os elementos de fundações desempenham um papel crucial para o comportamento da superestrutura, sendo responsáveis pela transmissão de esforços ao solo. Um projeto de fundações só deverá ser iniciado após uma adequada investigação do subsolo, para conhecimento e previsão do comportamento quanto às tensões e deformações, para garantia da segurança e viabilidade dos projetos.

Veloso e Lopes (2011) recomendam a definição de um programa de investigação, como sendo o primeiro passo para conhecer o subsolo. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022), deve-se realizar uma campanha de investigação geotécnica preliminar com o intuito de definir o perfil estratigráfico do solo, a posição do nível d'água e o índice de resistência à penetração (NSPT), considerando no mínimo uma

Sondagem à Percussão, como o ensaio "Standard Penetration Test (SPT)", normatizado na NBR-6484 (ABNT, 2020). O projetista poderá solicitar investigações complementares, caso necessário.

A partir da Sondagem à Percussão, será possível definir tipo de fundação e profundidade de apoio, avaliando-se as tensões ou cargas de ruptura (capacidade de carga) e admissíveis, bem como os recalques das fundações nos solos.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022), três tipos de metodologias podem ser recomendados para se obter a capacidade de carga para fundações superficiais, sendo eles, métodos teóricos, semiempíricos e o ensaio de prova de carga sobre placa.

Os métodos teóricos para cálculo de capacidade de carga das fundações superficiais dos solos fundamentam-se em equações que foram desenvolvidas por diversos autores, tendo como marco inicial os estudos realizados por Terzaghi (1943), seguidos com as contribuições de Meyerhof (1963), Hansen (1961) e Vésic (1975). De maneira geral, esses métodos teóricos baseiam-se na resistência ao cisalhamento dos solos (Veloso e Lopes, 2011).

Os métodos semiempiricos são o resultado de correlações entre os ensaios como SPT e CPT (Cone Penetration Test) e a tensão admissível do solo, obtida nas provas de carga sobre placa. Dentre os métodos disponíveis na literatura, destacam-se: Meyerhof (1965), Terzaghi e Peck (1967), De Mello (1975), Albiero e Cintra (1996), Teixeira (1996) e Teixeira e Godoy (1998). Em suas correlações, os autores incorporaram fatores de segurança, para obtenção da tensão admissível do solo (Cintra et al., 2011). De acordo com De Mello (1975), faz-se necessário a verificação da validade e aplicabilidade dos métodos, para cada subsolo.

Segundo a NBR 6489 (ABNT, 2019), o ensaio de prova de carga sobre placa consiste na aplicação de esforços axiais de compressão a uma placa metálica e na medição dos seus respectivos deslocamentos. De acordo com Almeida (2018), o ensaio é realizado na superfície do terreno ou na cota de assentamento da fundação rasa, tendo como objetivo investigar o comportamento do solo quando solicitado por determinado carregamento, simulando a interação solo-fundação direta.

Embora existam vários métodos para a previsão da tensão de ruptura de fundações superficiais nos solos, são escassos os registros na literatura brasileira, comparando os resultados com os ensaios de prova de carga sobre placa. Castro (2008) estudou quatro locais do município de Feira de Santana-Ba, determinando as tensões de ruptura e admissível dos solos na profundidade de apoio de sapatas quadradas com 1 m de lado, por meio dos métodos de Terzaghi (teórico) e empíricos de Alonso (1943), Décourt (1992) e Teixeira e Godoy (1996). Para o método de Terzaghi, foram utilizados valores de coesão e ângulo de atrito determinados no ensaio de cisalhamento direto inundado e, também, obtidos de correlações com o N_{SPT}. Para os demais métodos, as tensões foram obtidas das correlações com o N_{SPT}. Os resultados foram comparados também com os valores constantes da tabela de pressões básicas dos solos, da NBR-6122 (1996). Castro (2008) concluiu que os métodos de Alonso (1943) e de Teixeira e Godoy (1996) apresentaram valores mais próximos aos previstos na tabela da NBR-6122. O método de Décourt (1992) forneceu os maiores valores para as tensões. Para o método de Terzaghi, utilizando os parâmetros de coesão e ângulo de atrito do ensaio de cisalhamento direto inundado, as tensões foram inferiores, quando comparados a todos os métodos.

O presente trabalho utilizou os métodos semiempíricos para o cálculo de tensão admissível, desenvolvidos por quatro autores brasileiros, sendo eles: De Mello (1975), Albiero e Cintra (1996), Teixeira (1996) e Teixeira e Godoy (1998), comparando os resultados com o ensaio de prova de carga sobre placa, para estudar a aplicabilidade dos diferentes métodos em solo de dois municípios no Estado da Bahia. Utilizou-se também o método de extrapolação da curva tensão-recalque proposto por Van Der Veen (1953) com modificações realizadas por Aoki (1976), utilizando as equações (1) e (2). Segundo Carvalho e Albuquerque (2023), a aplicação desse método requer que o ensaio de prova de carga alcance, no mínimo, 70% da carga de ruptura do solo.

$$Q = Q_{rup}(1 - e^{-\alpha\rho + \beta}) \quad (1)$$

$$-\ln(1 - Q / Q_{rup}) \quad (2)$$

Onde, Q = carga aplicada, Q_{rup} = carga de ruptura, α = forma da curva, ρ = recalque e β = intercepto.

2 METODOLOGIA

As principais características dos métodos e suas respectivas equações são apresentadas na Tabela 1. Para avaliar a aplicabilidade dos métodos semiempíricos, foram analisados quatro cenários distintos (Tabela 2),

variando a profundidade de apoio e o valor do N_{SPT}. Vale ressaltar que, para todos os cenários analisados, considerou-se sapata quadrada com lado B = 1,0 m.

Tabela 1. Métodos semiempíricos utilizados.

Autor	Condições	Equação
De Mello (1975)	$(4 \leq N_{spt} \leq 16)$ Aplicável a qualquer tipo de solo	$\sigma_{adm} = 0{,}1 \times \left(\sqrt{N_{spt}} - 1\right)$ (MPa)
Albiero e Cintra (1996)	Para $N_{spt} > 5$ profundidade (1,5m) de apoio da fundação Aplicável a solos arenosos $(5 \leq N_{spt} \leq 20)$	$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{50}$ (MPa)
Teixeira (1996)	Valores de N_{spt} na extensão até 2B B (m): menor dimensão da sapata	$\sigma_{adm} = 0{,}05 + (1 + 0{,}4B) * \frac{N_{spt}}{100}$ (MPa)
Teixeira e Godoy (1998)	Aplicável a areias e argilas Valores de N_{spt} na extensão até 2B	$\sigma_{adm} = 20 * N_{spt}$ (kPa)

Tabela 2. Cenários estudados.

Cenário	Profundidade de apoio	N_{spt}	
		Obra 1	Obra 2
1	1,0 m (profundidade do ensaio de prova de carga)	41	07
2	1,5 m (Profundidade adotada pelo autor)	15	15
3	1,0 m (NSPT médio na região do bulbo de tensões com extensão de 2B)	28	11
4	1,5 m (NSPT médio na região do bulbo de tensões com extensão de 2B)	16	10

3 ESTUDO DE CASO

Foram escolhidas duas obras em diferentes municípios no estado da Bahia, uma em Dias D'Ávila (Obra 1) e outra em Feira de Santana (Obra 2), que tivessem realizado sondagem à percussão e prova de carga sobre placa no terreno, onde seriam assentes as fundações superficiais.

3.1 Obra 1

3.1.1 Sondagem à Percussão: obra 1

A sondagem à percussão, foi executada nas proximidades do local da prova de carga sobre placa, atingindo a profundidade de 10,45 m, mostrando um perfil predominantemente arenoso até 6,0 m, com índice de resistência à penetração ($N_{SPTfinal}$) variando entre 15 e 19 golpes, tendo um pico de 41 golpes entre 1 m e 2 m. A partir dos 6 m, encontrou-se um silte argiloso com $N_{SPTfinal}$ variando entre 13 e 32 golpes. O nível d'água (N.A.) inicial foi observado a uma profundidade de 0,40 m em relação à superfície do solo. Conforme apresentado na Figura 1.

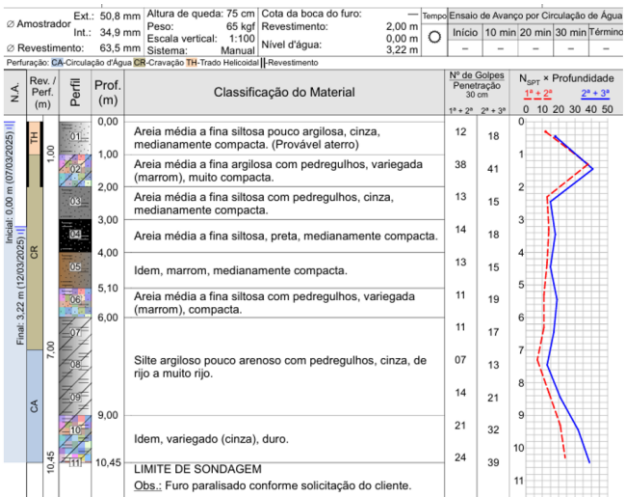


Figura 1. Perfil de sondagem SP-01: obra 1.

3.1.2 Prova de carga sobre placa: Obra 1

O ensaio de prova de carga estática em fundação direta foi realizado conforme locação fornecida pelo projetista, na cota de assentamento da fundação. Para o ensaio, foi adotado o método de carregamento lento, conforme previsto pelo item 4.4.1 da NBR 6489 (ABNT, 2019), que prevê estágios de carregamento iguais e sucessivos, utilizando no máximo em cada estágio 20% da carga admissível prevista, sendo mantida até a estabilização dos deslocamentos e, no mínimo, um tempo de 30 minutos. As leituras dos recalques devem ser realizadas em 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min e 1 h, até atingir a estabilização e o descarregamento deverá ser realizado em, no mínimo, quatro estágios, sendo medido o seu respectivo deslocamento até a estabilização, possuindo um tempo mínimo de 15 min por estágio.

Para execução do ensaio foi utilizada uma placa metálica com 0,50 m de diâmetro e 0,024 m de espessura e deflectômetros com precisão de 0,01 mm e curso de 0,05 m. A inundação do solo não foi realizada, devido à profundidade do nível d'água encontrar-se a apenas 0,40 m da superfície, garantindo que o ensaio de prova de carga ocorresse em condição saturada. O ensaio foi realizado em dez estágios de cargas, com incrementos de 20 kPa. A tensão admissível prevista pelo projetista para o solo foi de 100 kPa. O carregamento iniciou e seguiu até que fosse atingido o valor de 200 kPa, o que corresponde ao dobro da tensão prevista, conforme a NBR 6489 (ABNT, 2019). Após conclusão do último estágio, a carga foi mantida por um período de 12 h. Em seguida, iniciou-se o seu descarregamento em quatro estágios, com decréscimos de 50 kPa e tempo de estabilização de 15 min. A Figura 2 apresenta a curva tensão x recalque, obtida com a média dos valores dos quatro deflectômetros no ensaio, para cada estágio.

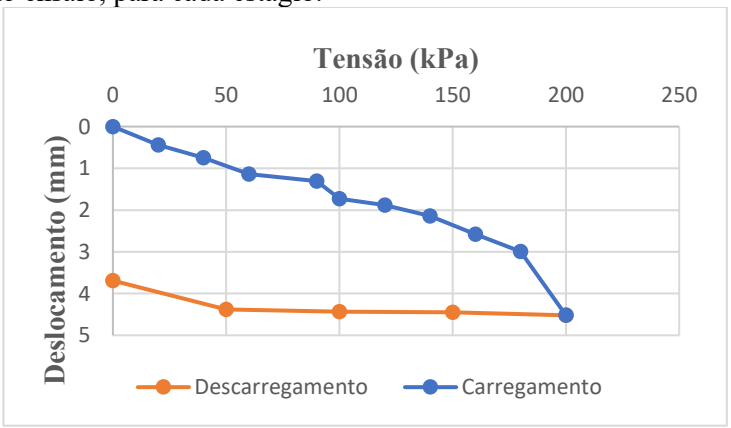


Figura 2. Ensaio de prova de carga sobre placa: Obra 1.

Realizou-se a extrapolação da curva tensão-recalque, para a estimativa da carga de ruptura, utilizando-se o método de Van Der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), obtendo-se uma tensão de ruptura estimada de 220 kPa. Ao aplicar o fator de segurança global igual a 2, conforme NBR 6122 (ABNT, 2022), obteve-se o valor de tensão admissível de 110 kPa. A Figura 3 apresenta a curva tensão-recalque após a extrapolação.

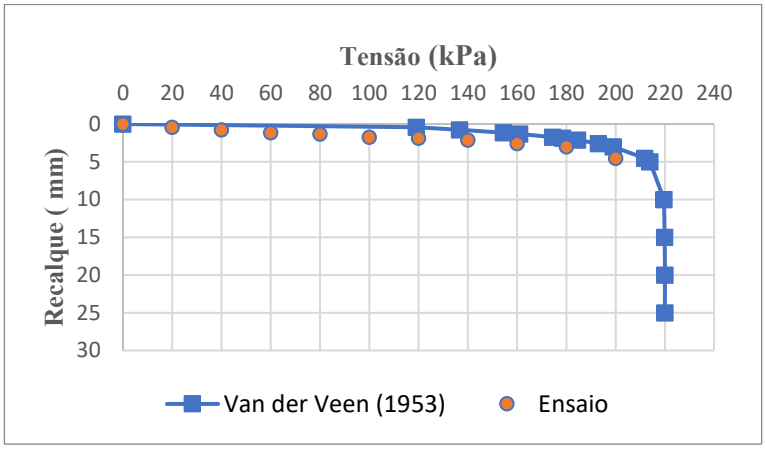


Figura 3. Curva Tensão x Recalque após extrapolação pelo método de van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976): Obra 1.

3.2 Obra 2

3.2.1 Sondagem à Percussão: obra 2

A sondagem à percussão, executada próximo ao local da prova de carga, atingiu a profundidade de 8,45 m (Figura 4), mostrando um perfil de solo arenoso até a profundidade de 2,0 m. Abaixo deste nível, observou-se uma transição para um solo com predominância argilosa. O solo possui índice de resistência à penetração ($N_{SPTfinal}$) variando entre 4 e 16 golpes. Não foi observado nível d'água (N.A.) inicial.

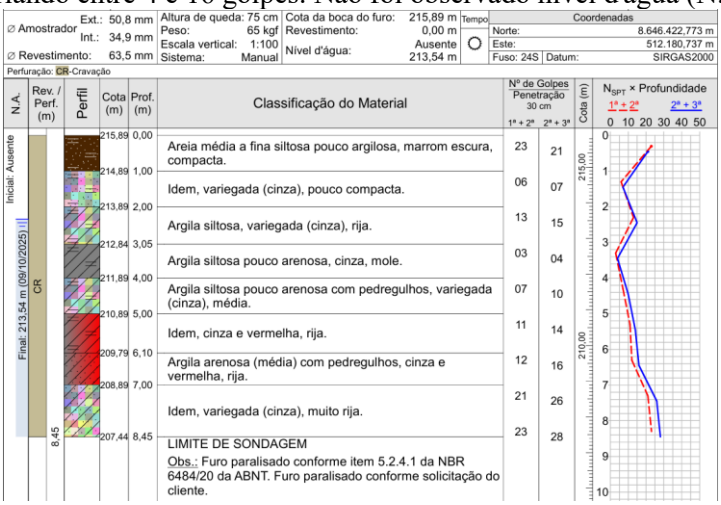


Figura 4. Perfil de sondagem SP-12: Obra 2.

3.2.2 Prova de carga sobre placa: obra 2

O ensaio foi executado seguindo rigorosamente os mesmos critérios normativos adotados na Obra 1. A locação dos pontos foi realizada seguindo orientações previstas pelo projetista. Adotou-se o método de carregamento lento conforme previsto pela NBR 6489 (ABNT, 2019), com estágios sucessivos de 20% da tensão admissível e intervalos de estabilização para os deslocamentos idênticos aos descritos anteriormente. O ensaio foi executado, utilizando uma placa metálica com 0,80 m de diâmetro e 0,024 m de espessura e deflectômetros com precisão de 0,01 mm e curso de 0,050 m.

A prova de carga foi realizada com dez incrementos de 32 kPa, até atingir 320 kPa (o dobro da admissível prevista de 160 kPa), conforme a NBR 6489 (ABNT, 2019). Manteve-se a carga por um período de 12 h antes do descarregamento, que ocorreu em quatro estágios de 80 kPa. A Figura 5 apresenta a curva tensão x recalque, obtida com a média dos valores dos quatro deflectômetros no ensaio.

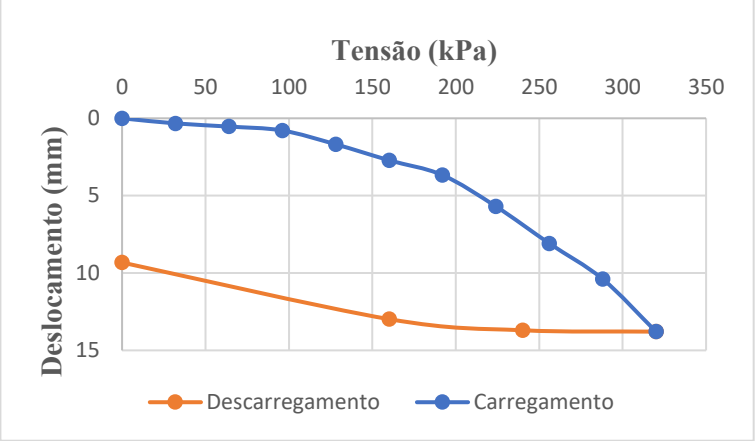


Figura 5. Ensaio de prova de carga sobre placa: Obra 2.

Utilizando a proposta de Van Der Veen (1953) modificada por Aoki (1976) para extrapolação, a tensão de ruptura estimada pelo método foi de 360 kPa. Aplicando o fator de segurança global igual a 2, recomendado pela NBR 6122 (ABNT, 2022), obteve-se o valor de tensão admissível de 180 kPa. A Figura 6 apresenta a curva tensão-recalque após a extrapolação.

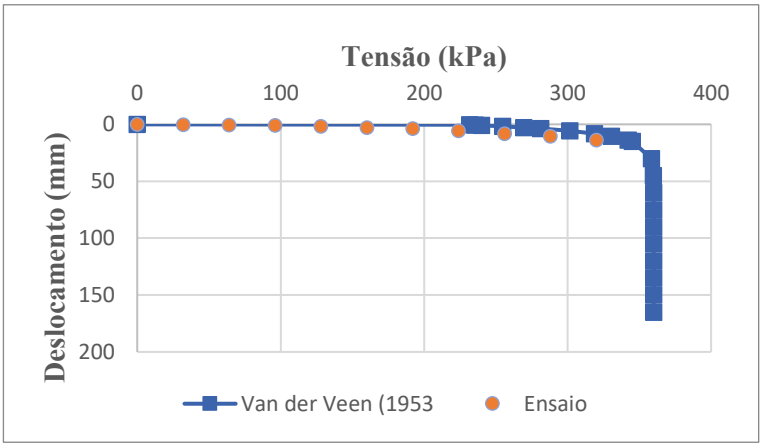


Figura 6. Curva Tensão x Recalque após extrapolação pelo método de van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976): Obra 2.

4 RESULTADOS

4.1 Obra 1

Tabela 3. Resultados da Obra 1.

	Tensão admissível calculada (kPa)				
Cenário	**De Mello (1975)**	**Albiero e Cintra (1996)**	**Teixeira (1996)**	**Teixeira e Godoy (1998)**	**Prova de carga**
1	-	-	-	-	110
2	287	300	260	300	
3	-	-	-	-	
4	300	320	274	320	

A Tabela 3 apresenta os resultados para a Obra 1. Para o primeiro e terceiro cenários da Obra 1, não se utilizaram os métodos semiempíricos tendo em vista o valor de N_{spt} = 41 e 28, respectivamente, que ultrapassam os limites estabelecidos pelos autores.

Na análise do segundo Cenário, observou-se valores de tensão admissível acima da estimada com a extrapolação de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976). Esse comportamento pode ser explicado pelo valor de N_{spt} = 15. Nesse contexto, todos os métodos apresentaram um erro relativo superior a 100%, superestimando a capacidade de carga do solo, oferecendo um risco à segurança.

Para o quarto e último Cenário, que considerou a sapata apoiada a 1,5 m de profundidade e o N_{spt} médio ao longo do bulbo de tensões com valor de 16 golpes, os métodos semiempíricos aplicados apresentaram erro relativo superior a 100% com aumento no resultado da tensão admissível, que pode ser explicada por um valor maior de N_{spt} quando comparado com o segundo Cenário.

4.2 Obra 2

A Tabela 4 apresenta os valores obtidos.

Tabela 4. Resultados da Obra 2.

	Tensão admissível (kPa)				
Cenário	**De Mello (1975)**	**Albiero e Cintra (1996)**	**Teixeira (1996)**	**Teixeira e Godoy (1998)**	**Prova de carga**
1	165	140	-	140	180
2	287	300	-	300	
3	232	220	-	220	
4	216	200	-	200	

Ao analisar o primeiro Cenário, observou-se uma diferença considerável nos valores de tensão admissível obtidos quando comparados aos encontrados nos resultados da Obra 1. Essa diferença pode ser explicada pelo valor de N_{spt} = 7. Quando comparados com o valor obtido no ensaio de prova de carga, observa-se o método de De Mello (1975) se aproximar de forma satisfatória do valor estimado pela extrapolação, obtendo um resultado conservador para a tensão admissível do solo. Para o Cenário 2, utilizando um N_{spt} = 15, o método de De Mello (1975) seguiu sendo o mais próximo do resultado estimado pela extrapolação de Van Der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), apresentando um erro relativo de aproximadamente 60%. Nos Cenários 3 e 4, observou-se que os métodos de Albiero e Cintra (1996) e Teixeira e Godoy (1998), para o N_{spt} = 11 e 10 respectivamente, apresentaram a melhor convergência em relação ao valor referência da tensão admissível. Ambas as metodologias resultaram em um erro relativo de aproximadamente 23% (Cenário 3) e 12 % (Cenário 4). O método de Teixeira (1996) não foi aplicado aos Cenários da Obra 2, uma vez que o perfil do solo apresentado na sondagem possui predominância argilosa. Os autores restringiram a aplicabilidade do método para solos arenosos.

5 CONCLUSÕES

Com base nos resultados encontrados, observou-se que a escolha da metodologia semiempírica para cálculo da tensão admissível do solo deve seguir rigorosamente os domínios limites de validade propostos pelos autores dos métodos. Os resultados mostraram que a eficiência dos métodos é inversamente proporcional ao índice de resistência a penetração (N_{spt}). Na Obra 1, onde foram verificados valores de N_{spt} mais elevados (41, 15, 28 e 16 golpes), as tensões admissíveis calculadas variaram entre 260 kPa e 320 kPa. Quando comparadas com a tensão de 110 kPa estimada pela extrapolação de Van Der Veen (1953) modificada por Aoki (1976), essas metodologias apresentaram erros relativos superiores a 100%.

Em contrapartida, a análise da Obra 2 apresentou enários diferentes. Com índices N_{spt} mais baixos (7, 15, 11 e 10 golpes), as tensões admissíveis variaram entre 140 kPa e 300 kPa. Ao comparar esses dados com a tensão de referência estimada na extrapolação (180 kPa), verificou-se que os métodos: De Mello (1975), Albiero e Cintra (1996) e Teixeira e Godoy (1998) apresentaram convergência satisfatória, apresentando uma melhor aplicabilidade para o perfil de solo avaliado. Considerando os métodos que subestimaram a capacidade de carga do solo, De Mello (1975) apresentou o melhor resultado, se aproximando do valor estimado pela extrapolação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albiero, J. H.; Cintra, J. C. A. (1996). *Fundação teórica e prática*. São Paulo: ABED/ABMS, 320 p.

Almeida, M. M. R. (2018). *Análise comparativa de métodos de estimativa de capacidade de carga de fundações superficiais com resultados de provas de carga*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 144 p.

Alonso, R. R (1943). *Exercícios de Fundações*, São Paulo: Edgard Blucher.

Aoki, N. (1976). *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas*. Notas de Aula, Universidade Gama Filho.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6489. *Solo – Prova de carga estática em fundação direta*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. *Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1996). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Carvalho, D., Albuquerque, P. J. R. (2023). *Ensinando prova de carga estática em fundações: realização – interpretação – projeto – resultados*. Campinas: Unicamp.

Castro, Gledson Diórgenes Santos. (2008). *Estudo comparativo entre métodos de cálculo de tensões admissíveis para sapatas apoiadas em solo superficial da cidade de Feira de Santana-Ba.* Trabalho de Conclusão de Curso, 73p. Engenharia Civil. UEFS-Departamento de Tecnologia.

Cintra, J. C. A., Aoki, N., Albiero, J. H. (2011). *Fundações diretas: projeto geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos.

De Mello, V. F. B. (1975). *Deformações como base fundamental de escolha da fundação*. Geotecnia, n. 12, p. 55-75.

Hansen, J. B. (1961). *A general formula for bearing capacity*. Danish Geotechnical Institute, , n. 11, p. 10.

Meyerhof, G. G. (1963). *Some recent research on the bearing capacity of foundations*. Canadian Geotechnical Journal, v.1, n. 1, p. 16-26.

Meyerhof, G. G. (1964). *Shalow foundations. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division1*, v. 91, n. 2, p. 21-31.

Teixeira, H. A. *Projeto e execução de fundações*. 3o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais. Anais... p.1 - 18. São Paulo: ABMS, 1996.

Teixeira, A. H., Godoy, N. S. (1998). *Análise, projeto e execução de fundações rasas*. In: Hachich, W. et al. (Eds.). Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini/ABMS, p. 331-384.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons.

Terzaghi, K.; Peck, R. B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd ed., p.729. New York: J. Wiley, 1967.

Van der Veen, C. (1953). *The bearing capacity of a pile*. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, Zurich. *Proceedings*... ISSMFE, v. 2, p. 84-90.

Velloso, D. A., Lopes, F. R. (2011). *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. Rio de Janeiro: Oficina de Textos.

Vésic, A. S. (1973). *Analysis of ultimate loads of shallow foundati*ons. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, v. 88, n. SM1, p. 45-73. American Society of Civil Engineers.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/26

Avaliação da Confiabilidade do Desempenho de Estacas Metálicas: Estudo de Caso

Dirney Cury Filho
Gerente Ténico, Gerdau S.A., São Paulo, Brasil, dirney.cury@gmail.com

Luiz Felipe Saes
Diretor, LSF Engenharia, São Paulo, Brasil, felipe1saes@hotmail.com

Alline Evangelista Silva
Coordenadora de Projetos, Apoio Assessoria e Projeto e Fundações, São Paulo, Brasil, alline.ev@gmail.com

RESUMO: A avaliação da confiabilidade em fundações profundas tem se mostrado uma ferramenta essencial para tomadas de decisão, otimizar projetos e reduzir incertezas associadas ao comportamento geotécnico. No presente trabalho é realizada uma análise de confiabilidade aplicada a um conjunto de estacas metálicas do tipo HP310x93, integrando dados de execução, provas de carga estática e ensaios dinâmicos. A metodologia empregada parte dos princípios estatísticos apresentados por Aoki em suas investigações sobre probabilidade de ruína em fundações, adaptando-os a um banco de dados real e abrangente, composto por 93 estacas cravadas a 35 m de profundidade, 2 provas de carga estáticas (PCE) e 4 ensaios de carregamento dinâmico (ECD). Inicialmente, foram tratados os registros de cravação de cada estaca, considerando parâmetros como energia de cravação, diagrama de cravação e resultados de nega e repique elástico. Os ensaios dinâmicos serviram como base para a calibração dos métodos de estimativa de capacidade de carga a partir dos dados de cravação, permitindo ajustar coeficientes e reduzir incertezas na estimativa das capacidades de carga real das estacas. As provas de carga estáticas foram utilizadas como referência de comportamento real, possibilitando validar as estimativas obtidas. Com a estimativa individual da capacidade de carga de todas as estacas, foi possível construir as curvas de solicitação (projeto) e resistência da obra, permitindo avaliar o fator de segurança real, considerando as variabilidades inerentes ao solo e à execução. A partir dessas distribuições, foram determinados a probabilidade de falha (Pf) e o índice confiabilidade β, parâmetros fundamentais em análises probabilísticas de segurança. Os resultados demonstram que o emprego integrado de dados de campo e ensaios complementares fornece uma visão mais realista e estatisticamente robusta da segurança das estacas metálicas estudas. A análise de confiabilidade se mostra especialmente relevante em obras onde a variabilidade geotécnica e a dispersão de parâmetros de execução podem impactar significativamente o desempenho global da fundação. O estudo reforça a importância da abordagem probabilística como ferramenta de engenharia, contribuindo para projetos mais eficientes, seguros e alinhados às práticas modernas de gestão de risco em geotecnia.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca Metálicas, Confiabilidade de Ruína, Prova de Carga Estática.

ABSTRACT: Reliability assessment in deep foundations has proven to be an essential tool for decision-making, project optimization, and reducing uncertainties associated with geotechnical behavior. This study presents a reliability analysis applied to a group of steel piles (HP310x93), integrating installation records, static load tests, and dynamic loading tests. The adopted methodology is based on the statistical principles introduced by Nelson Aoki in his investigations on the probability of failure in foundations, adapting them to a comprehensive real database consisting of 93 driven piles installed to a depth of 35 m, 2 static load tests (SLT), and 4 dynamic load tests (DLT). Initially, the driving records of each pile were processed, considering parameters such as driving energy, driving logs, and measurements of set and elastic rebound. The dynamic tests were used as a basis for calibrating load capacity estimation methods derived from driving data, allowing for coefficient adjustment and reduction of uncertainties in the estimation of the actual pile capacities. The static load tests were used as a reference for real behavior, enabling validation of the obtained estimates. Based on the individual estimation of the load-bearing capacity of all piles, it was possible to construct the load (demand) and resistance distributions for the foundation system, allowing the evaluation of the actual factor of safety while considering the inherent variability of soil conditions and execution procedures. From these

This content is Public.

distributions, the probability of failure (Pf) and the reliability index (β) were determined, which are key parameters in probabilistic safety analyses. The results demonstrate that the integrated use of field data and complementary testing provides a more realistic and statistically robust assessment of the safety of the studied steel piles. Reliability analysis proves to be particularly relevant in projects where geotechnical variability and execution-related uncertainties may significantly affect the overall foundation performance. This study reinforces the importance of probabilistic approaches as an engineering tool, contributing to more efficient, safer designs aligned with modern risk management practices in geotechnical engineering.

KEYWORDS: Steel Piles, Reliability Analysis, Probability of Failure, Static Load Test.

1 INTRODUÇÃO

O projeto de fundações profundas tem sido historicamente conduzido com base em abordagens determinísticas, nas quais a segurança estrutural e geotécnica é verificada por meio da adoção de fatores globais de segurança, levando em conta o estado limite de serviço e último. Embora esse procedimento seja amplamente consolidado na prática da engenharia, ele nem sempre representa de forma adequada as incertezas inerentes ao comportamento do solo, à variabilidade dos parâmetros geotécnicos e às condições reais de execução das fundações. Em especial em obras que envolvem grande número de estacas, as heterogeneidades naturais do subsolo e as variações observadas durante o processo executivo podem resultar em dispersões significativas na capacidade de carga dos elementos de fundação.

Nesse contexto, abordagens probabilísticas têm sido progressivamente incorporadas à engenharia geotécnica como forma de avaliar de maneira mais realista o nível de segurança das fundações. A análise de confiabilidade permite considerar as variabilidades associadas tanto às ações atuantes quanto às resistências mobilizadas, possibilitando estimar parâmetros como a probabilidade de falha (Pf) e o índice de confiabilidade (β). Esses indicadores fornecem uma medida quantitativa do desempenho esperado da fundação, contribuindo para decisões de projeto mais fundamentadas e para a otimização das soluções de engenharia. A Figura 1 ilustra o conceito de probabilidade de ruína entre a solicitação e resistência.

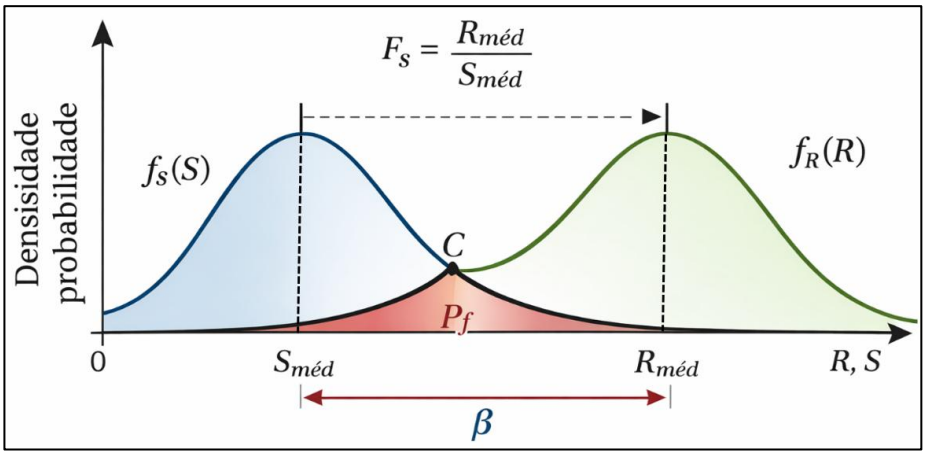


Figura 1. Curva de probabilidade de ruína.

Entre as contribuições pioneiras nessa área, destacam-se os trabalhos desenvolvidos por Nelson Aoki, que introduziu no Brasil conceitos probabilísticos aplicados à engenharia de fundações, propondo metodologias para avaliação da probabilidade de ruína de fundações profundas com base na comparação estatística entre as distribuições de resistência e solicitação (AOKI, 2002). Posteriormente, estudos clássicos conduzidos por Nelson Aoki e Dirceu de Alencar Velloso consolidaram importantes metodologias de estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de ensaios de campo, particularmente utilizando resultados de sondagens do tipo SPT (AOKI; VELLOSO, 1975). Esses métodos permanecem amplamente utilizados na prática de projeto de fundações no Brasil e constituem importante base para análises comparativas entre previsões teóricas e resultados observados em campo.

This content is Public.

No âmbito normativo brasileiro, a NBR 6122 (ABNT, 2019), estabelece diretrizes para o projeto e execução de fundações, recomendando a utilização de ensaios de campo, como provas de carga estáticas e ensaios dinâmicos, como ferramentas fundamentais para verificação do desempenho das estacas e validação das premissas adotadas no projeto. A norma também reconhece a importância da variabilidade geotécnica e da interpretação integrada dos dados de campo para avaliação da segurança das fundações.

Com o avanço normativo a partir de 2010, tornou-se possível dispor de bases de dados mais abrangentes provenientes de registros de cravação, ensaios de carregamento dinâmico e provas de carga estáticas. A integração dessas diferentes fontes de informação permite estimar de forma mais consistente a capacidade de carga das estacas e reduzir as incertezas associadas às previsões de desempenho. Nesse cenário, análises de confiabilidade baseadas em dados reais de campo representam uma ferramenta relevante para avaliar o comportamento global de sistemas de fundação e fornecer subsídios técnicos para a gestão de riscos em projetos geotécnicos.

Diante desse contexto, o presente trabalho apresenta uma análise de confiabilidade aplicada a um conjunto de 93 estacas metálicas do tipo HP310x93, cravadas até 35 m de profundidade. O estudo integra registros de execução, resultados de ensaios de carregamento dinâmico e provas de carga estáticas, permitindo estimar a capacidade de carga individual das estacas e construir as distribuições estatísticas de resistência e solicitação da obra. A partir dessas distribuições, são determinados o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha do sistema de fundação, seguindo os princípios probabilísticos propostos por Aoki, N. e Cintra, J. C. A. (2010).

Os resultados obtidos contribuem para ampliar o entendimento sobre o comportamento estatístico de estacas metálicas cravadas e demonstram o potencial da análise de confiabilidade como ferramenta de avaliação e otimização de projetos de fundações profundas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização Geológica/Geotécnica

Para a caracterização do subsolo onde ocorreram as cravações, foi utilizada a sondagem SPT-T 128. Os resultados indicaram a presença de uma camada de argila siltosa até 15 m de profundidade, com valores de Nspt entre 10 e 17 golpes, seguida por uma camada de silte pouco arenoso até aproximadamente 35 m, com valores de Nspt entre 5 e 17 golpes. Sotoposto a esse material, foi identificada uma camada de areia fina a média, de medianamente compacta a muito compacta, com valores de Nspt crescentes com a profundidade. Não foi identificado nível de lençol freático. A Figura 2 apresenta o perfil geotécnico obtido na sondagem SPT-T 128.

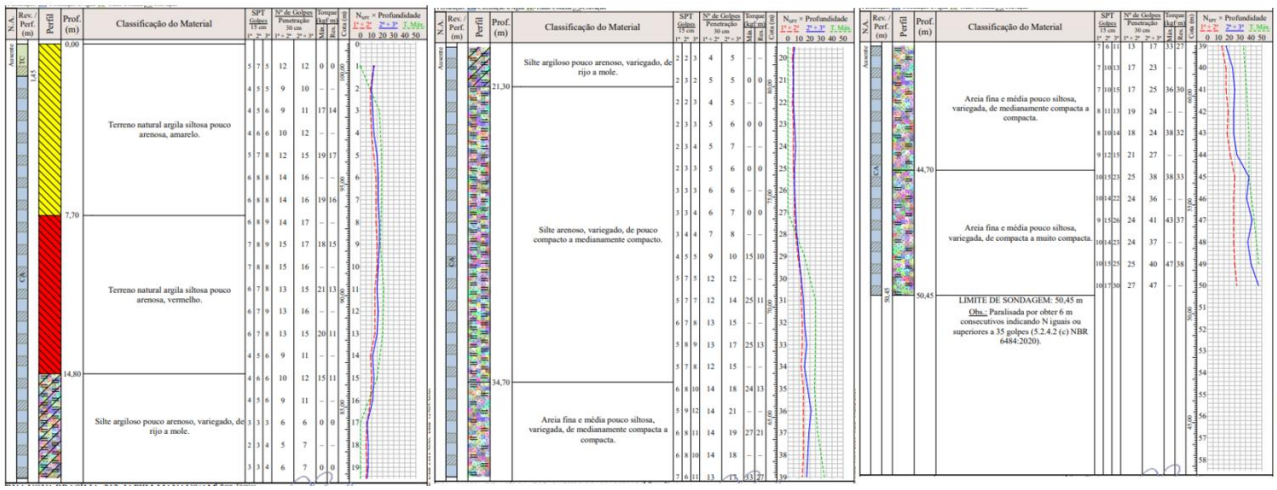


Figura 2. Sondagem SPT-T 128, local de cravação das estacas estudadas.

This content is Public.

2.2 Ensaios realizados

Dentre as 93 estacas cravadas, foram realizados quatro ensaios de carregamento dinâmico (ECD) e duas provas de carga estática do tipo rápida, conforme recomendações da NBR 16903 (ABNT, 2020). A Tabela 1 apresenta os resultados dos ECD, analisados por meio da metodologia CAPWAP, enquanto a Figura 3 apresenta os resultados das provas de carga estática.

Tabela 1. Resulmo dos ECD através do *Capwap*.

RESUMO DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO CAPWAP			
Estaca	Seção da Estaca	Golpe analisado	Profun. da Crava. (m) / Carga do Ensaio (kN)
4	HP 310 x 93,0 (H)	2	**35** / **2047**
10	HP 310 x 93,0 (H)	2	**35** / **2014**
79	HP 310 x 93,0 (H)	2	**35** / **1987**
91	HP 310 x 93,0 (H)	6	**35** / **2130**

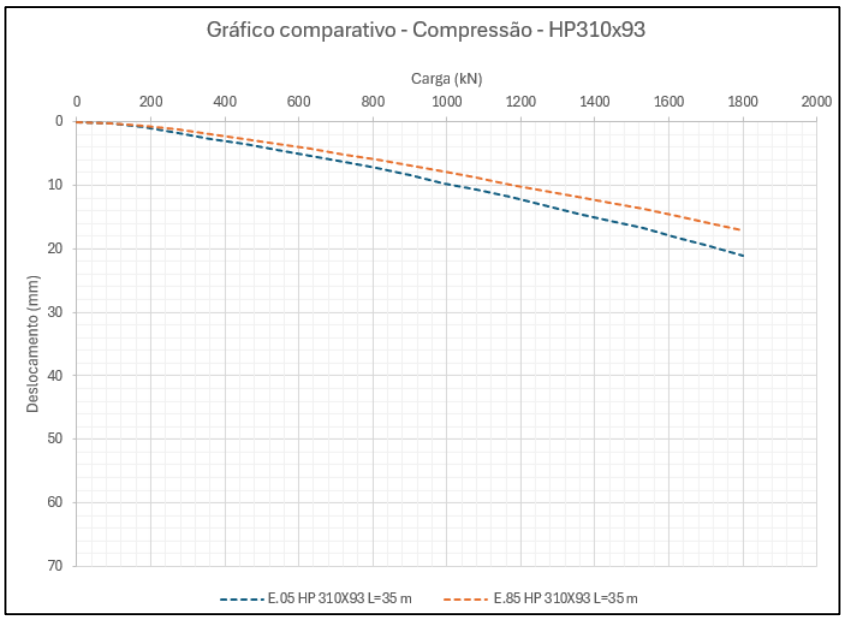


Figura 3. Prova de Carga Estática, tipo rápida, realizado as estacas E.05 e E.85.

Os resultados das provas de carga estática indicaram comportamento predominantemente elástico, com deslocamentos máximos de 21,11 mm e 17,08 mm para as estacas E.05 e E.85, respectivamente, sem evidências de ruptura geotécnica. Os ensaios de carregamento dinâmico indicaram mobilização de resistência da ordem de 2.000 kN (valor médio), sendo utilizados como base para calibração dos parâmetros de análise.

2.3 Análise das 93 estacas cravadas

Com base na metodologia a proposta de Querelli (2019) e o critério de análise S+D proposto por Aoki (1996), foram analisados os dados de nega, repique elástico, profundidade das estacas (fixada em 35 m em projeto), tipo de martelo, massa batente e altura de queda.

Inicialmente, foi construído um gráfico correlacionando as cargas obtidas em cada golpe dos ECD com a razão entre a energia teórica de cravação e o deslocamento total (S+D). A partir dessa análise, foi determinado o fator ζ (zeta), com valor de 1,4896, apresentado na Figura 4.

This content is Public.

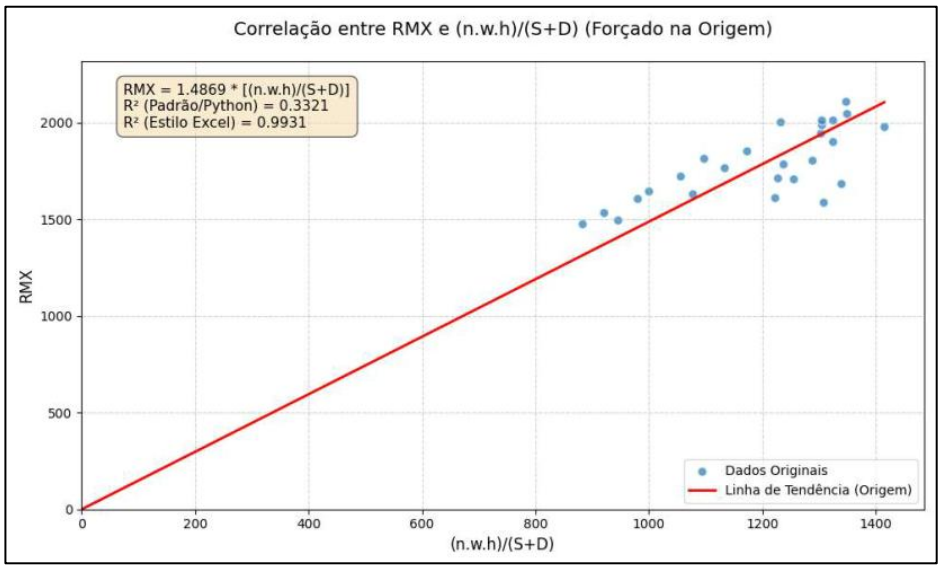


Figura 4. Calibração do "Zeta".

Na sequência, procedeu-se à calibração do parâmetro λ (lâmbida), conforme metodologia proposta por Querelli (2019), por meio da correlação entre os deslocamentos máximos (DMX) registrados nos ECD e o fator de ajuste definido pela Equação 1. O valor obtido para λ foi de 1,664, apresentado na Figura 5.

$$D \times [(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5} \quad (1)$$

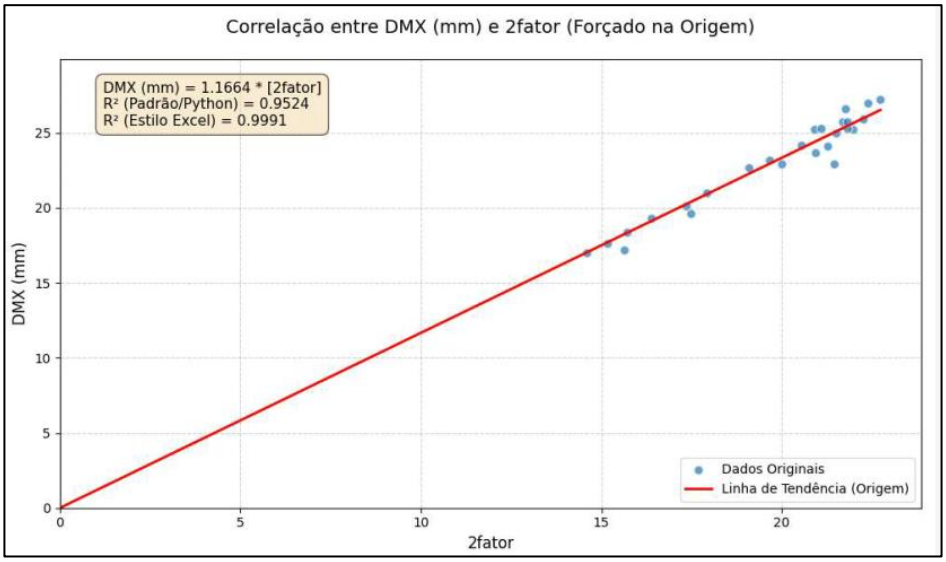


Figura 5. Calibração do Lâmbida

Com os parâmetros calibrados, foi possível estimar a capacidade de carga última das estacas a partir dos registros de cravação, utilizando as formulações propostas por Querelli (2019) e Aoki (1996). A Figura 6 apresenta o resumo dos resultados obtidos.

$$E_{ef} = \eta \,.\, W \,.\, h = \frac{1}{\lambda^2} \cdot \frac{D^2 . E . A}{L} \quad (2)$$

$$R_{mx} = \zeta \,.\, \frac{\eta \,.\, W \,.\, h}{s + D} \quad (3)$$



Figura 6. Valores médios obtidos após aplicação da metodologa.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS.

A aplicação da metodologia proposta por Querelli (2019) permitiu a retroanálise do fator de segurança individual de cada estaca da obra. A Figura 7 apresenta os resultados obtidos, considerando a carga de trabalho de 900 kN, conforme estabelecido no Projeto de Fundações.

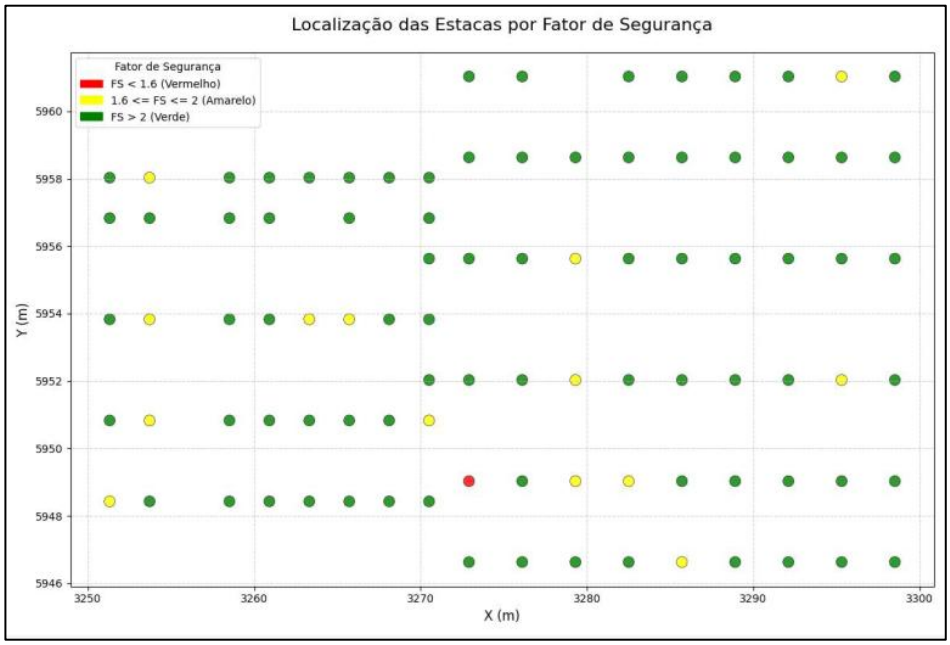


Figura 7. Fator de Segurança de cada estaca da obra retroanalisada.

Além da avaliação individual, foi realizada uma análise comparativa de confiabilidade entre a solicitação de projeto e a resistência estimada a partir dos dados de campo. Essa análise permitiu determinar o fator de segurança global, a probabilidade de falha (Pf) e o índice de confiabilidade (β) da fundação executada. Os resultados da análise de confiabilidade são apresentados na Figura 8, evidenciando o desempenho global do estaqueamento em relação às premissas adotadas em projeto.

This content is Public.

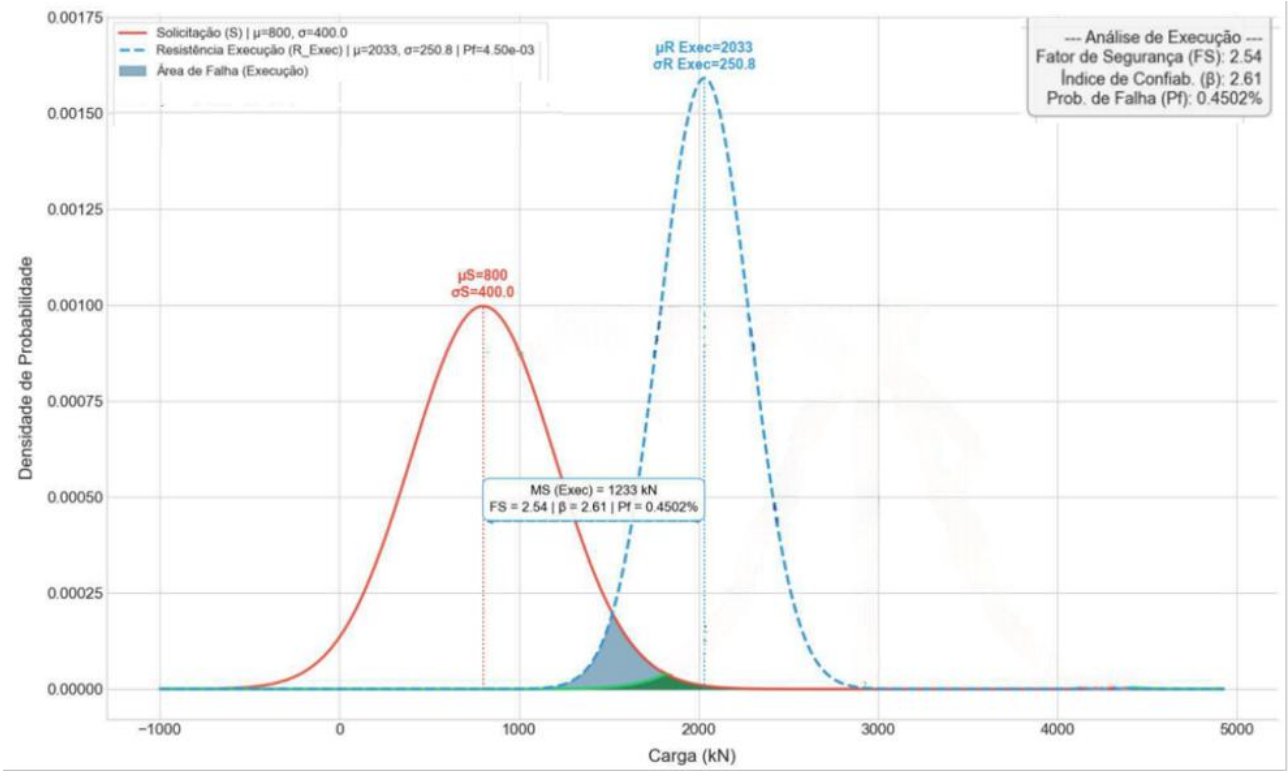


Figura 8. Análise de confiabilidade entre Projeto de Fundação e Execução.

5 CONCLUSÕES.

A aplicação da metodologia proposta por Querelli (2019), associada ao critério S+D de Aoki (1996), demonstrou-se adequada para a estimativa da capacidade de carga de estacas metálicas a partir de dados de cravação, permitindo a retroanálise consistente do desempenho das fundações.

A calibração dos parâmetros ζ (zeta) e λ (lâmbida), com base em ensaios de carregamento dinâmico, contribuiu significativamente para a redução das incertezas associadas às estimativas de capacidade de carga, evidenciando a importância da integração entre dados de campo e modelos empíricos.

A análise de confiabilidade demonstrou que a consideração da variabilidade dos parâmetros geotécnicos e executivos permite uma avaliação mais realista da segurança do sistema de fundação, possibilitando a determinação consistente do índice de confiabilidade (β) e da probabilidade de falha (Pf). Os resultados indicaram níveis de segurança compatíveis e superiores aos mínimos recomendados pela NBR 6122.

Observa-se que a abordagem probabilística fornece uma visão mais representativa da segurança quando comparada ao fator de segurança determinístico.

No estudo desenvolvido por Querelli (2019), as estacas metálicas apresentaram condição de nega fechada (inferior a 10 mm para 10 golpes). No presente trabalho, dentro do universo de 93 estacas com a mesma profundidade, todas as estacas apresentaram negas abertas, indicando que a metodologia analisada pode ser aplicada tanto para negas fechadas quanto abertas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022) NBR 6122 *Projeto e execução de fundações profundas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 16930:2020, *Solo – Prova de Carga Estática em Fundação Profunda*, Rio de Janeiro

This content is Public.

Aoki, N. *Controle de cravação de estacas pré-moldadas baseado na nega e no repique elástico*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE, 3, 1996, São Paulo. Anais… São Paulo: ABMS

Aoki, N.; Cintra, J. C. A. *Fundações por estacas: projeto geotécnico*, 2010, São Paulo. Ofixina de texto.

Querelli, A. (2019). *Monitoração Dinâmica na cravação de estacas: aplicabilidade da equação de Energy Approach e estimativas das tensões de compressão*, Dissertação de Mestrado, USP, 382p.

This content is Public.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/27

Avaliação da Influência do Diâmetro na Capacidade de Carga de Estacas Profundas por Método Semiempírico com base no SPT

Lucas Oliveira de Moraes
Discente, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, Lucasmoraes@ufpr.br

Murillo Vinícius Bednarczuk
Discente, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, murillobednarczuk@ufpr.br

Nicolas Ragasson Ikonomou
Discente, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, nicolas.ikonomou@ufpr.br

Vitória Becker de Toledo Piza
Discente, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, vitoria.becker@ufpr.br

Roberta Bomfim Boszczowski
Docente, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, roberta.bomfim@ufpr.br

RESUMO: A estimativa da capacidade de carga de estacas profundas constitui etapa fundamental no dimensionamento de fundações e, na prática da engenharia geotécnica brasileira, é frequentemente realizada por meio de métodos semiempíricos baseados em resultados do ensaio de simples reconhecimento (SPT). Entre esses procedimentos destaca-se o método proposto por Aoki e Velloso, amplamente empregado para a estimativa das parcelas de resistência de ponta e resistência lateral. Nesse contexto, este trabalho apresenta um estudo de caso voltado à avaliação da influência do diâmetro na capacidade de carga de estacas profundas estimada por esse método. A análise foi conduzida a partir de dados de sondagem SPT obtidos em um perfil de solo predominantemente siltoso, considerando a utilização de estacas metálicas cravadas. As equações do método foram aplicadas ao longo do perfil investigado, mantendo-se constantes as condições geotécnicas e variando-se apenas o diâmetro das estacas, o que permitiu analisar de forma direta o efeito da geometria nas parcelas resistentes e na capacidade de carga total estimada. Os resultados evidenciam que o aumento do diâmetro promove crescimento não linear da capacidade resistente, ao mesmo tempo em que altera o aproveitamento da seção da estaca quando analisado sob a perspectiva de eficiência geométrica. Dessa forma, o estudo contribui para a compreensão do método às variações dimensionais das estacas e fornece subsídios para sua aplicação e interpretação no dimensionamento de fundações profundas.

PALAVRAS-CHAVE: Capacidade de carga de estacas, Método Aoki-Velloso, Fundações profundas, Ensaio SPT, Diâmetro de estaca, Eficiência de estacas.

ABSTRACT: The estimation of the bearing capacity of deep foundations is a fundamental step in foundation design and, in Brazilian geotechnical practice, is commonly performed using semi-empirical methods based on Standard Penetration Test (SPT) results. Among these approaches, the method proposed by Aoki and Velloso is widely applied to estimate both tip resistance and shaft resistance of piles. In this context, this study presents a case study aimed at evaluating the influence of pile diameter on the estimated bearing capacity obtained through this method. The analysis was carried out using SPT data from a predominantly silty soil profile, considering driven steel piles. The method equations were applied along the investigated profile while maintaining the same geotechnical conditions and varying only the pile diameter, allowing a direct assessment of the geometric influence on the resistant components and on the total bearing capacity. The results indicate that increasing pile diameter leads to a non-linear growth in bearing capacity and also affects the utilization of the pile cross-section when evaluated in terms of geometric efficiency. The study therefore contributes to

understanding Aoki-Velloso method to dimensional variations and provides support for its interpretation in practical deep foundation design.

KEYWORDS: Pile bearing capacity, Aoki-Velloso method, Deep foundations, Standard Penetration Test, Pile diameter, Pile efficiency.

1 INTRODUÇÃO

A estimativa da capacidade de carga de estacas constitui um dos aspectos centrais do dimensionamento de fundações profundas, sendo diretamente relacionada à segurança e ao desempenho das estruturas. Do ponto de vista da mecânica dos solos, a capacidade resistente de uma estaca resulta da interação entre o elemento estrutural e o maciço de solo, sendo usualmente representada pela contribuição conjunta da resistência mobilizada na base da estaca e do atrito lateral ao longo do fuste. Esses mecanismos de transferência de carga foram sistematizados nos fundamentos clássicos da engenharia geotécnica apresentados por Karl Terzaghi e Ralph B. Peck (1967), sendo posteriormente aprofundados em estudos específicos sobre comportamento de estacas e capacidade de carga, como os desenvolvidos por Meyerhof (1976), Vesic (1977) e Tomlinson (1980).

Na prática da engenharia geotécnica brasileira, a estimativa da capacidade de carga de estacas é frequentemente realizada por meio de métodos semiempíricos baseados em resultados de ensaios de campo, particularmente o ensaio de penetração padrão (SPT), amplamente utilizado na investigação geotécnica devido à sua simplicidade e à extensa base de dados disponível. A partir dessas correlações foram desenvolvidas diversas formulações adaptadas às condições geotécnicas brasileiras, entre as quais se destacam os métodos propostos por Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Teixeira (1996) e Antunes e Cabral (1996), amplamente empregados no dimensionamento de fundações profundas em projetos de engenharia no país.

Além das propriedades geotécnicas do solo, fatores geométricos exercem influência significativa nos mecanismos de transferência de carga entre estaca e maciço. Entre esses fatores destacam-se a profundidade de implantação e o diâmetro da estaca, que afetam simultaneamente a área da base responsável pela mobilização da resistência de ponta e o perímetro de contato associado ao atrito lateral. Dessa forma, variações no diâmetro podem produzir respostas não lineares na capacidade de carga estimada, dependendo do mecanismo predominante de transferência de carga e das características do perfil de solo. Nesse contexto, torna-se relevante avaliar a sensibilidade das formulações semiempíricas à variação da geometria da estaca, permitindo compreender como diferentes diâmetros influenciam o desempenho geotécnico de fundações profundas estimadas a partir de resultados de SPT.

2 METODOLOGIA

Este estudo baseia-se em dados provenientes de uma sondagem à percussão (SPT) realizada em 2020 no município de Colombo, Paraná. O perfil investigado apresenta solos residuais derivados de rochas gnáissico-migmatíticas, típicos do embasamento cristalino da região. A sondagem indicou a ocorrência de camadas predominantemente siltosas ao longo do perfil, conforme ilustrado na Figura 1, com impenetrável atingido à profundidade de aproximadamente 5,45 m, conforme os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6484:2020.

Com base na interpretação do boletim de sondagem, adotou-se a classificação de silte argilo-arenoso nas camadas mais superficiais e silte argiloso nas camadas mais profundas. Os valores do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) obtidos ao longo do perfil foram utilizados como parâmetro de entrada para a estimativa da capacidade de carga das estacas.

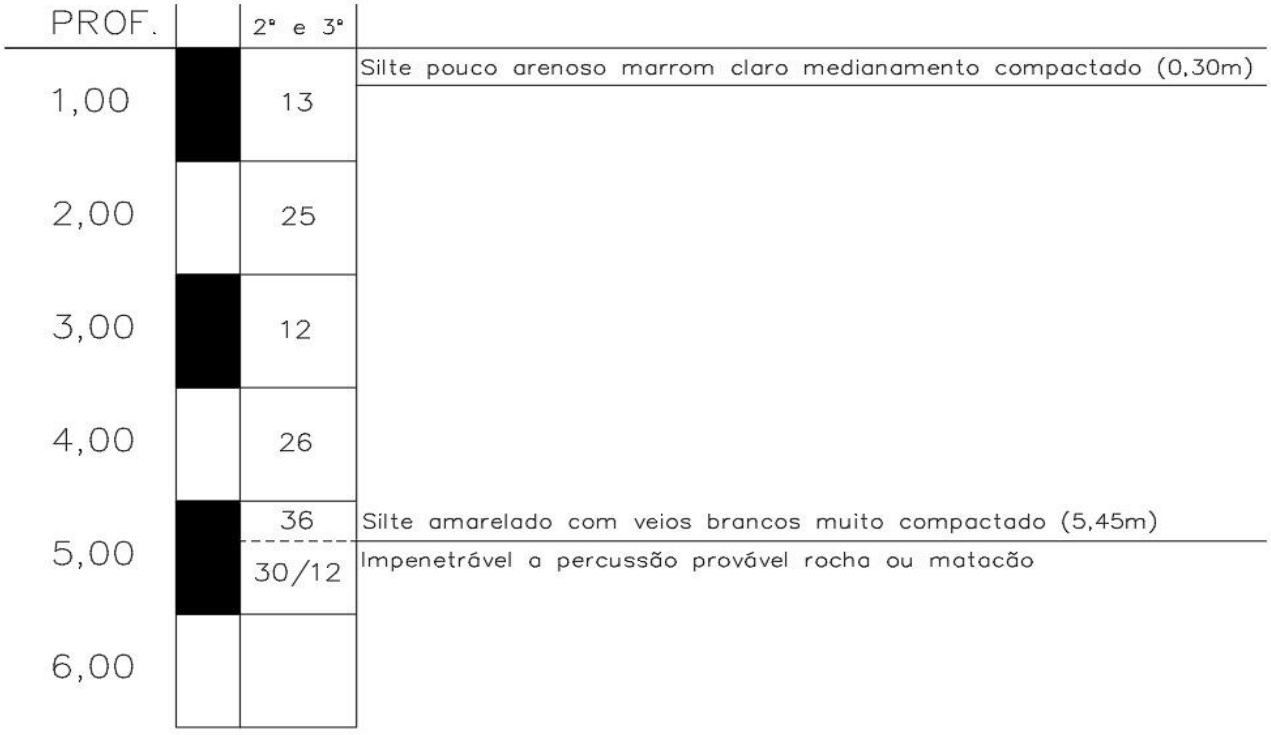


Figura 1. Interpretação da sondagem realizada.

A estimativa da capacidade de carga das estacas foi realizada por meio do método semiempírico proposto por Aoki e Velloso (1975), amplamente utilizado na engenharia geotécnica brasileira para dimensionamento de fundações profundas a partir de resultados de SPT. Nesse método, a capacidade resistente da estaca é obtida pela soma das parcelas de resistência de ponta e resistência lateral mobilizadas ao longo do fuste.

Com base nos dados da sondagem, foi realizada uma análise paramétrica variando o diâmetro das estacas e mantendo constantes as condições estratigráficas do perfil. Foram considerados cinco diâmetros representativos: 25 cm, 30 cm, 40 cm, 60 cm e 75 cm, permitindo avaliar a influência da geometria da estaca na capacidade de carga estimada. A partir dos valores obtidos para cada cenário analisado, foi também calculado um indicador de eficiência geométrica da seção, definido pela razão entre a capacidade de carga estimada da estaca e a área de sua seção transversal. Esse parâmetro foi utilizado como critério comparativo entre os diferentes diâmetros, permitindo avaliar o aproveitamento relativo da seção da estaca para uma mesma condição geotécnica.

2.1 Método de Aoki-Velloso

A estimativa da capacidade de carga das estacas foi realizada utilizando o método semiempírico proposto por Aoki e Velloso (1975), amplamente empregado na prática geotécnica brasileira para dimensionamento de fundações profundas a partir de resultados de SPT. Nesse método, a resistência última da estaca é obtida pela soma das parcelas de resistência mobilizadas na base e ao longo do fuste.

$$R_T = R_P + R_L \tag{1}$$

onde $R_T$representa a resistência total da estaca, R_P a resistência de ponta e R_L a resistência lateral.

A resistência de ponta é calculada multiplicando-se a resistência unitária de ponta r_p pela área da base da estaca A_p:

$$R_P = r_p \cdot A_p \tag{2}$$

A resistência unitária de ponta r_p pode ser estimada a partir da resistência do cone q_c dividida pelo coeficiente F_1, que considera o tipo de estaca e o método executivo. Quando não há ensaio CPT disponível, o valor de q_c pode ser estimado a partir do índice de resistência à penetração N_{SPT} utilizando o coeficiente empírico K, associado ao tipo de solo:

$$q_C = K \cdot N_{SPT} \tag{3}$$

Substituindo essa relação, a resistência de ponta pode ser escrita como:

$$R_P = \frac{K \cdot N_{SPT}}{F_1} \cdot A_p \tag{4}$$

A resistência lateral é obtida pela soma das contribuições ao longo do comprimento da estaca, considerando o perímetro da estaca U e a espessura de cada camada atravessada ΔL:

$$R_L = U\sum(r_L \cdot \Delta L) \tag{5}$$

A resistência lateral unitária r_L é estimada a partir da relação entre o atrito lateral do cone e o coeficiente de correção F_2. Utilizando a correlação entre CPT e SPT proposta no método, essa parcela pode ser expressa como:

$$r_L = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT}}{F_2} \tag{6}$$

em que α e K são coeficientes dependentes do tipo de solo, enquanto F_1 e F_2 dependem do tipo de estaca e do processo executivo.

No presente estudo, as equações do método proposto por Aoki e Velloso foram aplicadas utilizando os valores de N_{SPT} obtidos na sondagem analisada e a utilização de estacas metálicas, essas características do sistema solo–estaca foram utilizadas para a definição dos coeficientes empíricos do método, em especial os parâmetros K e α, associados ao tipo de solo, e F_1 e F_2, relacionados ao tipo de estaca e ao processo executivo, permitindo a estimativa das parcelas de resistência de ponta e resistência lateral.

3 RESULTADOS

A Tabela 1 e a Figura 2 apresentam os valores de capacidade de carga estimados pelo método de Aoki e Velloso (1975) para diferentes profundidades de implantação da estaca e para os diâmetros analisados.

Tabela 1. Capacidade de carga estimada para diferentes diâmetros de estaca.

Profundidade (m)	Φ = 25 cm (tf)	Φ = 30 cm (tf)	Φ = 40 cm (tf)	Φ = 60 cm (tf)	Φ = 75 cm (tf)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	8,73	12,16	20,68	44,42	68,10
2,00	14,22	19,25	31,49	64,72	97,29
3,00	18,14	24,51	39,99	81,89	122,91
4,00	23,58	31,50	50,54	101,44	150,82
5,00	31,67	41,99	66,60	131,75	194,55
6,00	40,07	53,12	84,24	166,59	245,96

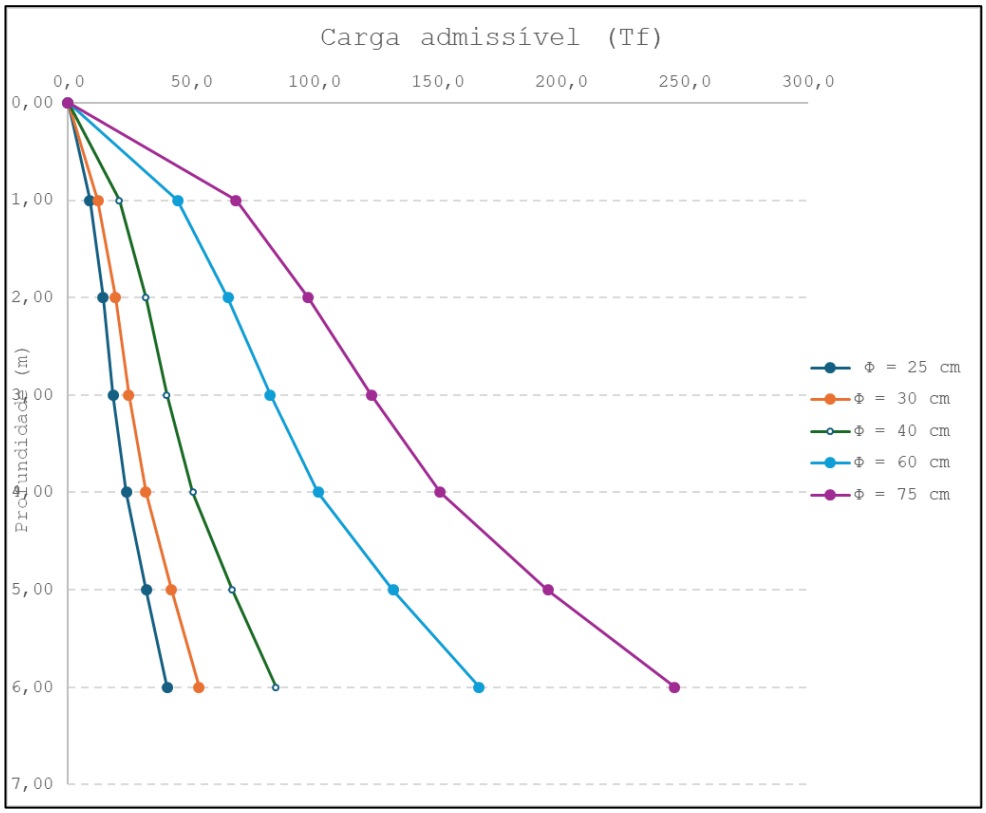


Figura 2. Resultados das análises dos diferentes diâmetros da estaca.

A partir dos resultados obtidos observa-se que o aumento do diâmetro resulta em acréscimos progressivos na capacidade de carga estimada. Esse comportamento está diretamente relacionado à forma como os termos geométricos aparecem nas equações do método. A resistência lateral mobilizada ao longo do fuste é proporcional ao perímetro da estaca, enquanto a resistência de ponta depende da área da base. Assim, o perímetro cresce linearmente com o diâmetro, enquanto a área de ponta apresenta crescimento quadrático.

Essa diferença de ordem geométrica implica que o aumento do diâmetro tende a amplificar de forma mais significativa a parcela de resistência de ponta em relação à contribuição do atrito lateral. Como consequência, a capacidade total da estaca apresenta crescimento não linear à medida que o diâmetro aumenta. No perfil analisado, caracterizado por solos siltosos com aumento progressivo do índice N_{SPT} em profundidade, esse efeito torna-se ainda mais pronunciado nas maiores profundidades, onde a resistência mobilizada na base da estaca passa a representar parcela significativa da capacidade total.

Além da análise da carga total, avaliou-se também a relação entre a carga mobilizada e a área da seção transversal da estaca, adotada neste estudo como indicador de eficiência geométrica da seção. A Tabela 2 apresenta os valores obtidos para a profundidade de 6 m.

Tabela 2. Eficiência em 6,00 metros de profundidade.

Diâmetro (cm)	Capacidade (tf)	Área (m²)	Eficiência (Tf/m²)
25	40,07	0,049	816,30
30	53,12	0,071	751,49
40	84,12	0,126	669,41
60	166,59	0,283	589,19
75	245,96	0,442	556,74

Observa-se que, embora estacas de maior diâmetro apresentem maiores capacidades de carga absolutas, o valor da carga mobilizada por unidade de área diminui com o aumento da seção transversal. Esse comportamento indica que o crescimento da capacidade não acompanha proporcionalmente o aumento da área da estaca. Do ponto de vista do dimensionamento, esse resultado evidencia que o aumento do diâmetro constitui uma estratégia eficaz para elevar a capacidade resistente da fundação, porém com redução progressiva da eficiência geométrica da seção. Em termos práticos, isso sugere que a escolha do diâmetro deve considerar não apenas a capacidade de carga requerida, mas também o equilíbrio entre ganho de resistência e consumo de material.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos permitiram avaliar a influência do diâmetro na estimativa da capacidade de carga de estacas profundas a partir da aplicação do método semiempírico proposto por Aoki e Velloso, utilizando como base os valores de N_{SPT} obtidos na sondagem analisada. Observou-se que o aumento do diâmetro promove elevação significativa da capacidade resistente estimada, evidenciando a elevada sensibilidade desseparâmetro geométrico no dimensionamento de fundações profundas. A análise indicou que o crescimento da capacidade de carga não ocorre de forma proporcional ao aumento da seção transversal da estaca. Esse comportamento está associado às relações geométricas presentes nas formulações do método, nas quais a resistência lateral está vinculada ao perímetro da estaca, enquanto a resistência de ponta depende da área da base, que cresce de maneira quadrática com o diâmetro. Como consequência, o aumento do diâmetro tende a intensificar principalmente a contribuição da resistência de ponta para a capacidade total da estaca.

Adicionalmente, a avaliação da relação entre a carga mobilizada e a área da seção transversal evidenciou uma redução progressiva desse indicador com o aumento do diâmetro, indicando que estacas de maior seção apresentam menor aproveitamento relativo da área quando comparadas a estacas mais esbeltas. Embora estacas de maior diâmetro apresentem capacidades de carga absolutas superiores, o incremento de resistência não acompanha proporcionalmente o crescimento da seção. Dessa forma, os resultados obtidos ressaltam a importância de considerar a influência da geometria da estaca na estimativa da capacidade de carga em métodos semiempíricos baseados em ensaios de campo. A definição do diâmetro deve, portanto, ser conduzida de forma criteriosa, considerando não apenas a capacidade resistente requerida, mas também o comportamento geotécnico do perfil investigado e os aspectos de eficiência e viabilidade técnica do projeto de fundações profundas.

5 AGRADECIMENTOS

Agradece-se ao programa de extensão Grupo de Estudos em Geotecnia (GEGEO) e ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná (UFPR) pelo suporte acadêmico e pelo ambiente que contribuiu para o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Antunes, W.R., Cabral, D.A. (1996) *Capacidade de carga de estacas escavadas a partir de ensaios SPT*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE 3, São Paulo. Anais... ABMS.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). *NBR 6484. Sondagens de simples reconhecimento com SPT* – Método de ensaio. Rio de Janeiro.

Aoki, N., Velloso, D.A. (1975) *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. In: 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires. Proceedings… v.1, p.367–376.

Décourt, L., Quaresma, A.R. (1978) *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. In: 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro. Anais... ABMS.

Meyerhof, G.G. (1976) *Bearing capacity and settlement of pile foundations*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 102(GT3), p.195–228.

Teixeira, A.H. (1996) *Formulação semiempírica para a capacidade de carga de estacas*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE 3, São Paulo. Anais... ABMS.

Terzaghi, K., Peck, R.B. (1967) *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd ed., John Wiley & Sons, New York.

Tomlinson, M.J. (1980) *Foundation Design and Construction*. 4th ed., Pitman Publishing, London.

Vesic, A.S. (1977) *Design of pile foundations*. In: National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, Washington, D.C.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/28

AVALIAÇÃO DA PEGADA DE CARBONO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA EM SOLO COLAPSÍVEL DO DISTRITO FEDERAL

Cássia Maeda Araújo
Engenheira Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, cassia.maeda@hotmail.com

Renato Pinto da Cunha
Professor Titular, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, rpcunha@unb.br

RESUMO: As emissões de gases de efeito estufa associadas à construção civil têm motivado a busca por soluções construtivas com menor impacto ambiental. No contexto geotécnico, a execução de fundações profundas representa uma parcela relevante das emissões iniciais de carbono, especialmente em obras implantadas sobre solos colapsíveis, amplamente distribuídos no Distrito Federal. Este trabalho apresenta uma avaliação da pegada de carbono associada à execução de estacas hélice contínua em uma edificação residencial localizada no Distrito Federal. A metodologia adotada baseia-se nos princípios da Avaliação do Ciclo de Vida (Life Cycle Assessment – LCA), considerando exclusivamente a fase construtiva e contemplando as emissões relacionadas à produção de materiais, transporte de insumos e operação dos equipamentos utilizados durante a execução das fundações. Os resultados indicaram que a produção de materiais constitui a principal fonte de emissões da fase construtiva, representando aproximadamente 95% do total estimado, com predominância das contribuições do concreto e do aço. As emissões associadas ao transporte e à operação dos equipamentos apresentaram participação significativamente menor. Os resultados obtidos evidenciam o potencial da metodologia empregada para identificar os principais processos emissores e subsidiar a adoção de estratégias voltadas à redução da pegada de carbono em projetos de fundações profundas.

PALAVRAS-CHAVE: Pegada de carbono, Estacas hélice contínua, Fundações profundas, Solo colapsível, Sustentabilidade.

ABSTRACT: Greenhouse gas emissions associated with the construction industry have driven the search for more environmentally sustainable construction solutions. In geotechnical engineering, the execution of deep foundations represents a significant share of early-stage carbon emissions, particularly in projects founded on collapsible soils, which are widely distributed throughout the Federal District of Brazil. This paper presents an assessment of the carbon footprint associated with the construction of continuous flight auger (CFA) piles for a residential building located in the Federal District. The methodology is based on the principles of Life Cycle Assessment (LCA) and considers exclusively the construction phase, including emissions related to material production, transportation of inputs, and operation of construction equipment. The results indicated that material production is the main source of emissions during the construction phase, accounting for approximately 95% of the total estimated carbon footprint, with concrete and steel representing the largest contributions. Emissions associated with transportation and equipment operation showed a significantly smaller contribution. The findings demonstrate the applicability of the adopted methodology for identifying the main emission sources and supporting strategies aimed at reducing the carbon footprint of deep foundation projects.

KEYWORDS: Carbon footprint, Continuous flight auger piles, Deep foundations, Collapsible soils, Sustainability.

1 INTRODUÇÃO

As mudanças climáticas e o aumento das emissões de gases de efeito estufa têm impulsionado o desenvolvimento de práticas construtivas com menor impacto ambiental. A construção civil destaca-se como setor intensivo em consumo de materiais e energia, especialmente devido ao uso de cimento e aço, materiais com elevada emissão de CO_2 durante sua produção. No campo da geotecnia, as fundações profundas representam uma etapa relevante em termos de emissões, embora frequentemente não sejam avaliadas de forma isolada em estudos ambientais.

Em regiões como o Distrito Federal, onde predominam solos colapsíveis, diferentes soluções de fundação podem ser adotadas, influenciando não apenas o desempenho técnico, mas também o impacto ambiental do empreendimento. Este artigo apresenta a etapa metodológica, cujo objetivo é avaliar a pegada de carbono de soluções típicas de fundação utilizando princípios da Avaliação do Ciclo de Vida (LCA).

Este trabalho insere-se no contexto da crescente incorporação de critérios ambientais na engenharia geotécnica, especialmente na fase de concepção de soluções de fundação, contribuindo para a avaliação de alternativas sob a ótica da sustentabilidade.

2 FUNDAÇÕES EM SOLOS COLAPSÍVEIS E PEGADA DE CARBONO

Os solos colapsíveis são materiais não saturados que apresentam redução significativa de volume quando submetidos ao aumento de umidade ou carregamento adicional. Esse comportamento está associado à estrutura metastável do solo, caracterizada por elevados índices de vazios e pela presença de forças capilares responsáveis pela estabilidade temporária da estrutura granular.

No Distrito Federal, esses solos são amplamente distribuídos e frequentemente associados a depósitos lateríticos e materiais residuais. Em função dessas características geotécnicas, fundações profundas são frequentemente adotadas para garantir a transferência segura das cargas estruturais para camadas mais resistentes do subsolo.

Entre as soluções mais utilizadas destacam-se as estacas hélice contínua, executadas por meio da perfuração do solo com trado helicoidal contínuo, seguida da injeção de concreto durante a retirada da hélice e posterior inserção da armadura, e as estacas escavadas, executadas por meio da escavação do fuste com posterior concretagem.

Do ponto de vista ambiental, a execução dessas fundações envolve diferentes fontes potenciais de emissão de gases de efeito estufa, conforme ilustrado na Figura 1.

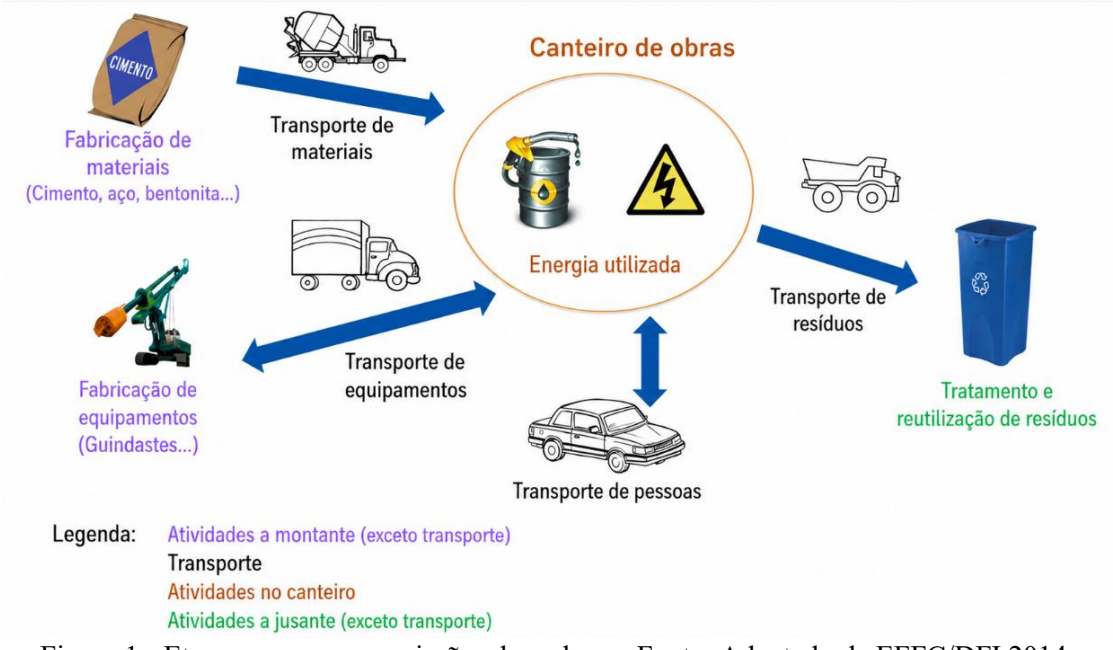


Figura 1 - Etapas que geram emissões de carbono. Fonte: Adaptado de EFFC/DFI,2014.

3 METODOLOGIA

A análise foi limitada à fase de construção das fundações, abrangendo produção de materiais, transporte de insumos e equipamentos, consumo energético durante execução e geração de resíduos. Não foram consideradas as fases de uso, manutenção ou desativação da edificação.

O estudo foi desenvolvido a partir de uma edificação residencial localizada em Brasília, com perfil geotécnico composto predominantemente por argilas areno-siltosas e siltes argilosos com comportamento colapsível. Foram utilizados dados reais de projeto, investigação geotécnica e informações executivas como base para a modelagem das alternativas de fundação. A metodologia adotada é compatível com abordagens recentes aplicadas especificamente a obras de fundações, como a proposta por Mazzutti (2023), que também utiliza a relação entre nível de atividade e fator de emissão para quantificação das emissões.

A abordagem permite ainda a realização de análises de sensibilidade a partir da variação dos parâmetros de entrada, possibilitando avaliar o impacto de diferentes cenários de projeto sobre a pegada de carbono.

3.1 Aplicação da Metodologia LCA

A modelagem ambiental foi realizada utilizando inventários de carbono internacionais (ICE e Ecoinvent).

O cálculo da pegada de carbono é efetuado pela multiplicação entre o nível de atividade (quantidade de material, distância percorrida ou tempo de operação) e o fator de emissão correspondente, conforme demonstrado na Equação 3.1. Foram avaliadas as emissões associadas às principais etapas do processo construtivo das fundações, incluindo a produção dos materiais estruturais utilizados nas estacas, especialmente concreto e aço, o transporte do concreto até o local da obra por caminhões betoneira e a operação dos equipamentos utilizados durante a execução das estacas. Para a obra analisada foram executadas 222 estacas hélice contínua, sendo levantadas informações referentes ao consumo total de materiais, incluindo o volume de concreto utilizado na concretagem das estacas e o consumo de aço empregado nas armaduras.

Além disso, foram considerados dados operacionais relacionados à execução das estacas, tais como o tempo médio de perfuração e de concretagem, o consumo de combustível dos equipamentos utilizados durante a execução e as distâncias percorridas pelos caminhões betoneira no transporte do concreto entre a central de concreto e o local da obra. Esses dados permitiram estimar as emissões de carbono associadas às diferentes atividades envolvidas na execução das fundações profundas.

Os resultados finais serão expressos em termos absolutos e normalizados (kg CO_2eq/m³ de concreto, kg CO_2eq/m linear e kg CO_2eq/kN), permitindo comparações diretas entre as alternativas analisadas.

3.2 Cálculo das Emissões de Carbono na Execução das Estacas

As emissões de gases de efeito estufa foram estimadas para a fase construtiva das fundações, considerando as principais fontes associadas à execução das estacas: (i) produção de materiais (concreto e aço), (ii) transporte do concreto até a obra e (iii) operação dos equipamentos empregados durante a perfuração e concretagem. O cálculo da pegada de carbono foi realizado por meio da abordagem atividade–fator de emissão, na qual cada fonte de emissão é obtida pela multiplicação entre o nível de atividade e o respectivo fator de emissão, conforme a Equação 3.1.

$$E_{CO2eq} = \Sigma\ (A_i \times FE_i) \qquad (3.1)$$

Em que E_{trans} representa a emissão associada ao transporte (kg CO_2eq), D_{tot} corresponde à distância total percorrida (km) e FE_{trans} ao fator de emissão adotado para o transporte (kg CO_2eq/km).

As emissões relacionadas aos materiais foram calculadas separadamente para concreto e aço, conforme as Equações 3.2 e 3.3.

$$E_{conc} = V_{conc} \times FE_{conc} \qquad (3.2)$$

$$E_{aco} = M_{aco} \times FE_{aco} \quad (3.3)$$

Em que E_{conc} e E_{aco} representam as emissões associadas à produção de concreto e aço, respectivamente; V_{conc} corresponde ao volume total de concreto utilizado; M_{aco}à massa total de aço consumida; e FE_{conc}e FE_{aco}aos respectivos fatores de emissão.

Para permitir comparação e normalização, também foram obtidos indicadores médios por estaca, dividindo-se os valores totais pelo número de estacas executadas (N = 222).

As emissões do transporte do concreto foram calculadas a partir da distância percorrida pelos caminhões betoneira entre a central de concreto e a obra e do fator de emissão adotado para o transporte, conforme apresentado na Equação 3.4.

$$E_{trans} = D_{tot} \times FE_{trans} \quad (3.4)$$

Onde, E_{trans} é a emissão do transporte (kg CO_2eq), D_{tot} é a distância total percorrida (km) e FE_{trans} é o fator de emissão do transporte (kg CO_2eq/km)

Quando os dados operacionais estão em termos de combustível, o transporte pode ser calculado pela relação da Equação 3.5.

$$E_{trans} = C_{diesel,trans} \times FE_{diesel} \quad (3.5)$$

Em que $C_{diesel,trans}$ é o consumo de diesel associado ao transporte (L) e FE_{diesel} é o fator de emissão do diesel (kg CO_2eq/L)

As emissões operacionais (Equação 3.6) consideraram principalmente o consumo de combustível da perfuratriz durante a execução das estacas e, quando aplicável, o consumo associado a equipamentos auxiliares.

$$E_{eq} = C_{diesel,eq} \times FE_{diesel} \quad (3.6)$$

Onde E_{eq} é a emissão associada à operação dos equipamentos (kg CO_2eq), $C_{diesel,eq}$ é o consumo total de diesel dos equipamentos (L) e FE_{diesel} é o fator de emissão do diesel (kg CO_2eq/L).

Quando o levantamento de campo forneceu tempos de operação (tempo médio de perfuração e concretagem), o consumo de combustível pode ser obtido a partir de uma taxa de consumo do equipamento conforme Equação 3.7.

$$C_{diesel,eq} = T_{op} \times C_{eq} \quad (3.7)$$

Em que, T_{op} é o tempo total de operação (h) e C_{eq} é o consumo específico do equipamento (L/h).

O tempo total de operação pode ser estimado a partir do tempo médio por estaca multiplicado pelo número de estacas executadas.

A emissão total da fase construtiva foi obtida pela soma das contribuições de materiais, transporte e equipamentos (Equação 3.8).

$$E_{total} = E_{conc} + E_{aco} + E_{trans} + E_{eq} \quad (3.8)$$

Além do valor total, foram calculados indicadores normalizados para facilitar comparações entre soluções, como emissão por estaca, por metro linear de estaca (quando disponível o comprimento total executado) e por volume de concreto.

4 RESULTADOS PARCIAIS E DISCUSSÃO

Os resultados parciais foram obtidos para 222 estacas hélice contínua com diâmetro de 0,60 m (r = 0,30 m) e profundidade variando entre 15 e 22 m. O volume de concreto foi estimado pela geometria cilíndrica ($V = \pi r^2 L$). As emissões foram calculadas pelo método atividade–fator de emissão, considerando: produção de concreto e aço, transporte do concreto e operação da perfuratriz. Os fatores de emissão adotados neste estudo foram selecionados com base em valores amplamente utilizados em estudos de Avaliação do Ciclo de Vida aplicados à construção civil e fundações, tomando como referência os bancos de dados Ecoinvent e Inventory of Carbon and Energy (ICE), além da metodologia proposta por Mazzutti (2023). Na ausência de registros operacionais de obra, as emissões de transporte e equipamentos foram estimadas por parâmetros usuais, a serem refinados quando disponíveis dados medidos.

Tabela 1 – Volume estimado de concreto das estacas (por estaca e total).

Parâmetro	**15 m**	**18,5 m (médio)**	**22 m**
Volume por estaca (m³/estaca)	4.24	5.23	6.22
Volume total (m³) – 222 estacas	941.5	1161.2	1380.9

Para os resultados de emissões, adotaram-se como premissas: fator de emissão do concreto (300 kg CO_{2eq}/m³); fator de emissão do aço (1.70 kg CO_{2eq}/kg); taxa de armadura (100 kg aço/m³ de concreto). Para transporte, adotou-se capacidade de 8 m³ por viagem, distância média de 15 km (trecho) e consumo de 0.40 L/km. Para a perfuratriz, adotou-se produtividade de 15 m/h e consumo de 30 L/h. O fator de emissão do diesel considerado foi 2.67 kg CO_2/L.

Tabela 2 – Emissões estimadas por fonte (t CO_2eq) para os cenários de profundidade.

Fonte	**15 m**	**18,5 m**	**22 m**	**Unidade**
Concreto	282.5	348.4	414.3	t CO_{2eq}
Aço	160.1	197.4	234.8	t CO_{2eq}
Transporte do concreto	3.8	4.7	5.5	t CO_{2eq}
Equipamentos (perfuratriz)	17.8	21.9	26.1	t CO_{2eq}
TOTAL	464.1	572.4	680.6	t CO_{2eq}

Tabela 3 – Contribuição relativa das fontes no cenário médio (18,5 m).

Fonte	**Emissão (t CO_{2eq})**	**Contribuição (%)**
Concreto	348.4	60.9
Aço	197.4	34.5
Transporte do concreto	4.7	0.8
Equipamentos (perfuratriz)	21.9	3.8

Os resultados parciais indicam que a produção de materiais domina a pegada de carbono da fase construtiva, com predominância do concreto, seguida do aço. As emissões operacionais (equipamentos e transporte) apresentam parcela menor, porém mensurável, e deverão ser refinadas a partir de dados de consumo de combustível e logística de fornecimento do concreto do empreendimento.

Como forma de validação dos resultados obtidos, foi realizada uma comparação com a metodologia proposta por Mazzutti (2023), que desenvolveu uma calculadora específica para estimativa da pegada de carbono em obras de fundações.

No estudo de Mazzutti (2023), as emissões associadas à produção de materiais representam aproximadamente 89% do total, com predominância do concreto e do aço, enquanto as emissões relacionadas à operação de equipamentos e transporte apresentam participação significativamente menor.

No presente estudo, para o cenário médio analisado (18,5 m), observa-se comportamento semelhante, com aproximadamente 95% das emissões concentradas na produção de materiais (concreto e aço), conforme apresentado na Tabela 3.

Essa proximidade entre os resultados reforça a consistência da abordagem adotada, indicando que a metodologia aplicada é capaz de representar adequadamente a distribuição das emissões entre as principais fontes envolvidas na execução de fundações profundas.

5 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou a aplicação da metodologia de Avaliação do Ciclo de Vida (Life Cycle Assessment – LCA) para estimativa da pegada de carbono associada à execução de fundações profundas em solos colapsíveis do Distrito Federal. A análise foi desenvolvida a partir de um estudo de caso envolvendo a execução de 222 estacas hélice contínua com diâmetro de 0,60 m e profundidades variando entre 15 e 22 m.

Os resultados obtidos indicam que a produção de materiais representa a principal fonte de emissões de carbono na fase construtiva das fundações. Em particular, o concreto apresenta a maior contribuição para a pegada de carbono total, em função do elevado volume utilizado na concretagem das estacas, seguido pelas emissões associadas à produção de aço das armaduras. As emissões operacionais relacionadas ao transporte do concreto e à operação da perfuratriz apresentaram participação menor no inventário total, embora constituam parcela relevante para a consolidação do balanço completo das emissões da fase construtiva.

A análise realizada permitiu identificar os principais processos responsáveis pelas emissões de gases de efeito estufa na execução de estacas hélice contínua, evidenciando a predominância das emissões associadas aos materiais estruturais. Esses resultados estão em consonância com estudos recentes sobre pegada de carbono em sistemas construtivos, nos quais a produção de materiais é frequentemente responsável pela maior parcela das emissões incorporadas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília e às agências de fomento CNPq e CAPES pelo apoio às atividades de pesquisa.

Agradecem também à pesquisadora Elisângela A. Mazzutti e ao Prof. Vitor Faro pelas contribuições ao desenvolvimento de metodologias para estimativa de emissões de carbono em obras de fundações, que serviram de referência para este estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. NBR 6484: *Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2001.

ISO. ISO 14040: *Environmental management – Life cycle assessment – Principles and framework*. Geneva: International Organization for Standardization, 2006.

MAZZUTTI, E. A. *Calculadora de emissão de carbono para obras de fundações: construção e validação*. 2023. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2023.

MOON, H.; HYUN, C.; HONG, T. *Prediction model of CO_2 emission for residential buildings in South Korea.* Journal of Management Engineering, v. 30, n. 3, p. 04014001, 2014.

ROJAS REYES, A. A. *Sazonalidade e comportamento de um solo colapsível de Brasília.* 2013. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/29

Avaliação das Metodologias de Previsão de Capacidade de Carga em Estacas Carregadas Lateralmente

Fabrício Jackson Fonseca de Azevedo
Egresso do Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, Campina Grande - PB, Brasil, fabjack7@gmail.com

Carina Silvani
Doutora professora do departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, Campina Grande – PB, Brasil, carinasilvani@gmail.com

Vitor Braga de Azevedo
Doutorando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, Campina Grande - PB, Brasil, vitorba.eng@gmail.com

Rogério Albuquerque Cunha Júnior
Graduando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, Campina Grande - PB, Brasil, ra7463892@gmail.com

Thiago Lucena Dias
Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, Campina Grande - PB, Brasil, thiago.lucena.dias@gmail.com

RESUMO: Elementos de fundação profunda, como estacas, são frequentemente solicitados por esforços horizontais significativos, notadamente em estruturas de contenção, encontros de pontes, plataformas *offshore* e torres de transmissão. A análise de estacas sob carregamento horizontal introduz uma complexidade elevada no dimensionamento, devido às incertezas na modelagem da interação solo-estrutura e na resposta não-linear do solo. Os métodos de cálculo semi-empíricos recorrem a simplificações consideráveis para viabilizar a análise. Contudo, a aferição do comportamento real da estaca depende da execução de provas de carga estáticas laterais em escala real, um procedimento de alto custo e geralmente restrito a obras de grande porte. Neste contexto, esse estudo buscou comparar métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga de estacas carregadas horizontalmente com provas de carga. A capacidade de carga horizontal de estacas em solo residual foi avaliada utilizando os métodos de Broms (1964a, 1964b) e a solução elástica de Matlock e Reese (1960). Os modelos foram alimentados por parâmetros de solo derivados de correlações semi-empíricas com dados de SPT e CPTu, referentes a um perfil de solo residual argiloso do Estado do Rio Grande do Sul. Os resultados previstos para deslocamentos de 10, 50 e 100 mm foram, então, validados contra provas de carga estáticas horizontais da literatura. Como conclusão obteve-se que o método de Broms é indicado para maiores deslocamentos (50 e 100 mm), e o método da solução elástica tem solução mais próxima da prova de carga para baixos deslocamentos (10 mm). Ainda, em linhas gerais, o método de Broms foi o que melhor conseguiu prever a capacidade de carga lateral para o perfil de solo estudado.

PALAVRAS-CHAVE: Interação solo-estrutura, prova de carga estática, métodos semiempíricos, solo residual.

ABSTRACT: Deep foundation elements, such as piles, are often subjected to significant horizontal loads, particularly in retaining structures, bridge abutments, offshore platforms, and transmission towers. The analysis of piles under horizontal loading introduces considerable complexity in design due to uncertainties in modeling the soil–structure interaction and the nonlinear response of the soil. Semi-empirical calculation methods rely on substantial simplifications to make the analysis feasible. However, verification of the actual pile behavior depends on the execution of full-scale static lateral load tests, a high-cost procedure generally

limited to large-scale projects. In this context, this study aimed to compare semi-empirical methods for predicting the load capacity of laterally loaded piles with load test results. The horizontal load capacity of piles in residual soil was evaluated using the methods of Broms (1964a, 1964b) and the elastic solution of Matlock and Reese (1960). The models were supplied with soil parameters derived from semi-empirical correlations with SPT and CPTu data from a clayey residual soil profile in the state of Rio Grande do Sul, Brazil. The predicted results for displacements of 10, 50, and 100 mm were then validated against static lateral load tests reported in the literature. The conclusions indicated that the Broms method is more suitable for larger displacements (50 and 100 mm), whereas the elastic solution method provides results closer to the load test for small displacements (10 mm). Overall, the Broms method showed the best performance in predicting the lateral load capacity for the soil profile studied.

KEYWORDS: Soil–structure interaction, static load test, semi-empirical methods, residual soil.

1 INTRODUÇÃO

A determinação confiável da capacidade de carga de fundações profundas é um aspecto fundamental do projeto geotécnico, pois condiciona simultaneamente a segurança estrutural e a otimização econômica das obras. Nesse contexto, as estacas tipo hélice contínua (CFA ou HC) têm sido amplamente empregadas em edificações e infraestrutura devido à rapidez de execução, ao controle tecnológico durante a concretagem e à menor perturbação do solo circundante. Estudos recentes indicam que o desempenho dessas estacas está fortemente associado às características geotécnicas locais e à adequada avaliação da interação solo-estrutura, especialmente quando combinada com dados experimentais obtidos em campo (Sui *et al*., 2024; Li; Zhang; Wang, 2022).

A estimativa da capacidade de carga dessas fundações ainda se baseia, em grande parte, em métodos semiempíricos derivados de correlações com ensaios *in situ*, como o *Standard Penetration Test* (SPT) e o *Cone Penetration Test* (CPT). No Brasil, métodos clássicos como Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Antunes & Cabral permanecem amplamente utilizados em projetos de engenharia. Entretanto, pesquisas recentes têm demonstrado que as previsões fornecidas por esses métodos podem apresentar variações significativas quando comparadas a resultados obtidos em campo, especialmente em solos tropicais ou em perfis geotécnicos heterogêneos (Araújo; Araújo, 2023; Fonseca; Azevedo, 2023).

Estudos atuais apontam que a dispersão entre valores estimados e observados decorre não apenas das simplificações inerentes aos modelos semiempíricos, mas também da variabilidade natural dos solos e das condições executivas das estacas. Nesse cenário, as provas de carga estática (PCE) desempenham papel essencial como instrumento de validação experimental, permitindo avaliar o comportamento carga-recalque e calibrar métodos de previsão utilizados em projeto. Pesquisas baseadas em bancos de dados de PCE indicam que a integração entre análises estatísticas e métodos tradicionais pode reduzir incertezas e aprimorar o dimensionamento de fundações profundas (Silva *et al*., 2024; Almeida; Gusmão; Lima, 2021).

Diante desse contexto, o presente estudo teve como objetivo analisar a capacidade de carga de estacas hélice contínua a partir da aplicação de métodos semiempíricos consagrados e da comparação com resultados experimentais de provas de carga estática. Buscou-se discutir as limitações e incertezas associadas a essas metodologias, bem como contribuir para o aprimoramento da confiabilidade das previsões de capacidade resistente em projetos geotécnicos.

2 METODOLOGIA

2.1 Campo Experimental

O campo experimental fica localizado no Bairro São José na cidade de Passo Fundo, Rio Grande do Sul, ao lado do Centro Tecnológico de Engenharia Civil, Ambiental e Arquitetura (CETEC) na Universidade de Passo Fundo (UPF). O subsolo da região é constituído por solo residual de basalto. A caracterização estratigráfica realizada por Lopes Júnior e Thomé (2005), fundamentada pela sondagem à percussão (SPT) (Figura 1), evidencia um depósito de solo essencialmente argiloso, marcado por uma consistência uniforme abaixo da cota de -4,0 m. A zona superficial (0 a 4 m) destaca-se pela reduzida resistência à cravação do

amostrador padrão. Até a profundidade final investigada, não houve ocorrência de nível d'água. Born (2019) realizou ensaios de penetração de cone (CPT) no campo experimental. Utilizou-se uma ponteira com geometria padrão, apresentando área de base de 10 cm^2 e luva de atrito padrão. Os procedimentos de campo seguiram a diretriz ASTM D5778-12, ressaltando-se que, nesta campanha, não houve registro de poropressões. Ao todo, foram executadas 5 sondagens, atingindo profundidades de até 20 m. A Figura 2 expõe os resultados obtidos no CPT.

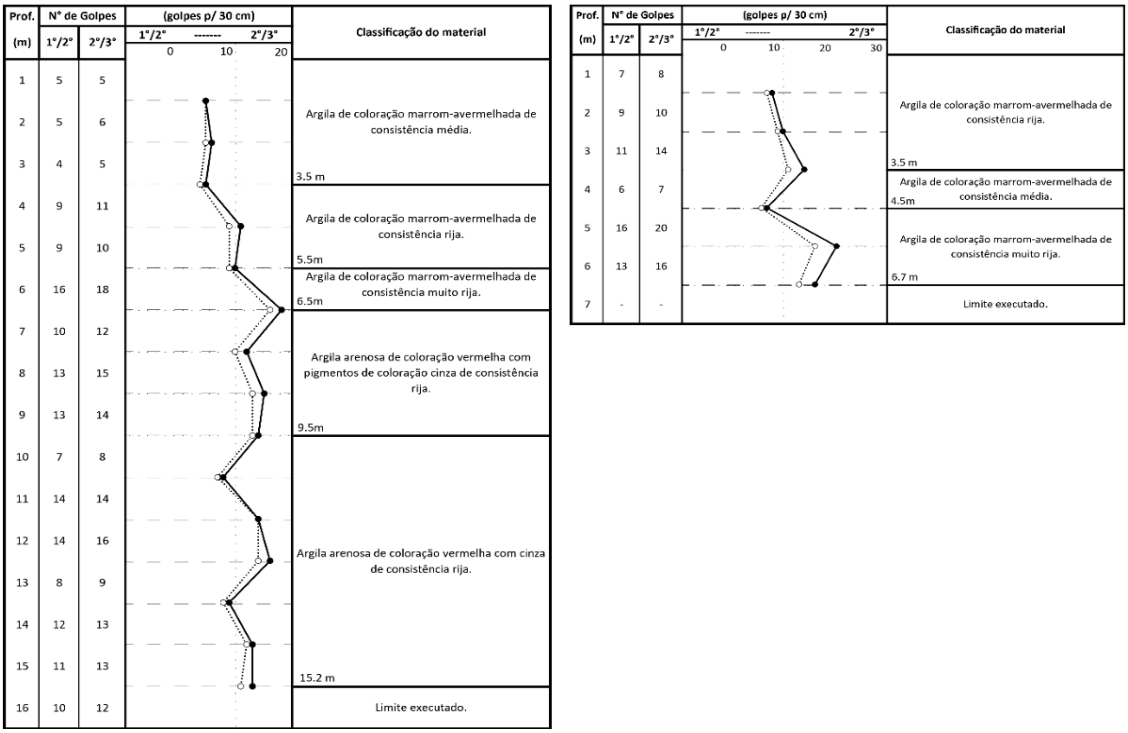


Figura 1. Sondagem SPT do campo experimental
Fonte: adaptado de Lopes Júnior e Thomé (2005)

2.2 Provas de carga ao esforço lateral

Born (2019) realizou provas de carga estáticas ao esforço lateral (Figura 2) em 4 estacas metálicas de perfil diferentes, denominadas de C1, C7, Q1 e H1. Os perfis metálicos foram confeccionados em aço Grau 50, ASTM A572/A572M (2025). As propriedades de referência para este aço são: tensão de escoamento (f_y) de 345 MPa e tensão de ruptura (f_u) de 450 MPa. As características das estacas estão dispostas na Tabela 1, sendo $L_{Útil}$ o comprimento enterrado, L_{Ext} o comprimento acima do nível do terreno e EI a rigidez à flexão da estaca.

Estaca	C1	C7	Q1	H1
Seção	Circular	Circular	Quadrado	Tipo H
Dimensão (m)	0,152	0,324	0,150	0,152
$L_{Útil}$ (m)	1,80	2,83	1,80	1,80
L_{Ext} (m)	0,20	0,18	0,20	0,20
EI (kN×m^2)	2196	19385	2420	2446
Q_{10mm} (kN)	16,0	16,0	15,0	11,0
Q_{50mm} (kN)	35,0	105,0	33,0	32,0
Q_{100mm} (kN)	43,0	117,0	35,0	37,0

Tabela 1. Propriedades das estacas ensaiadas na prova de carga
Fonte: adaptado de Born (2019)

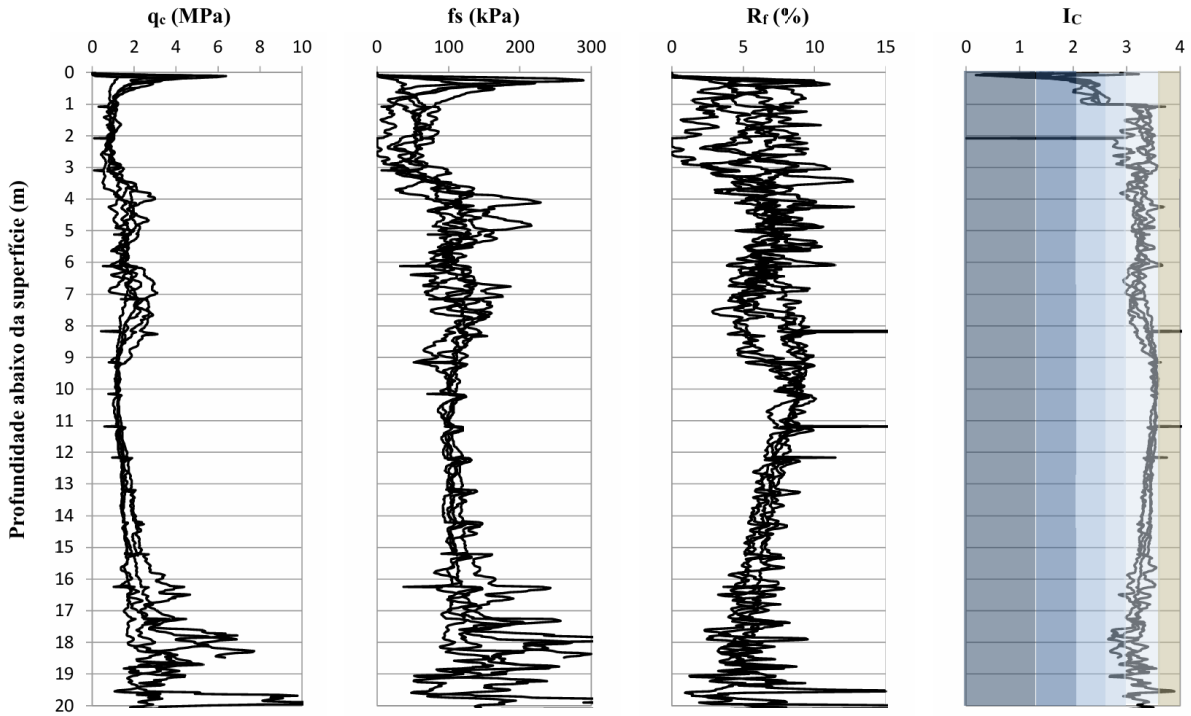


Figura 2. Sondagens CPT do campo experimental
Fonte: Born (2019)

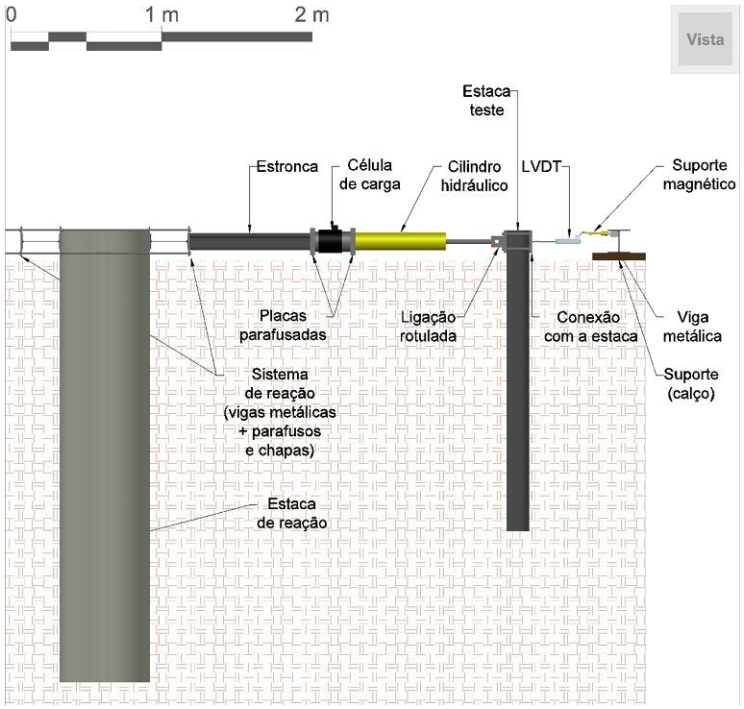


Figura 3. Esquema dos ensaios de prova de carga
Fonte: Born (2019)

Seguindo Born (2019), foi adotado o procedimento B da norma ASTM D3966 (2013). O protocolo experimental consistiu na aplicação de estágios de carga com magnitude limitada a 50% da carga de trabalho projetada, observando-se um tempo de manutenção de carga de, no mínimo, 20 minutos por estágio. A capacidade de carga real medida para 10, 50 e 100 mm de deslocamento lateral está disposta na Tabela 1.

2.3 Cálculo da capacidade de carga ao esforço lateral

A previsão da capacidade de carga das estacas submetidas a esforços laterais fundamentou-se no método de Broms (1964) e na abordagem da Solução Elástica. Para a definição dos parâmetros de entrada desses modelos, utilizaram-se correlações distintas e independentes, baseadas nos resultados dos ensaios SPT e CPT.

Para o emprego das metodologias de cálculo, faz-se necessária a definição dos parâmetros mecânicos do solo. A resistência não drenada (Su) foi determinada a partir dos dados de SPT segundo a proposição de Decourt (1989), conforme apresentado na Equação 1. A determinação do Su a partir do SPT possui limitações, porém, em situações de ausência de ensaios laboratoriais, essa expressão é frequentemente adotada em aplicações práticas (Schnaid; Odebrecht, 2012). Em relação ao ensaio CPT, a estimativa do Su baseou-se na metodologia de Schnaid e Odebrecht (2012) expressa na Equação 2.

$$Su = 10 \times N_{SPT} \quad (1)$$

$$Su = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (2)$$

O módulo de elasticidade (E) foi estimado com o SPT pela Equação 3, proposta por Sandroni (1991). Para o ensaio CPT foi utilizada a Equação 4 proposta por Schnaid e Odebrecht (2012). Complementarmente, o coeficiente de reação horizontal (k_h) foi determinado pela Equação 5, baseando-se nas recomendações de Terzaghi (1955) para argilas normalmente adensadas. Devido a ausência de correlações diretas e consolidadas para obtenção do E a partir do ensaio CPTu, foi adotada uma correlação do E com o Su. Essa abordagem implicou a aplicação sequencial de duas formulações semiempíricas, resultando no acúmulo inerente de incertezas. Não obstante, optou-se por manter essa premissa metodológica com o intuito de verificar a acurácia das estimativas quando baseadas exclusivamente em dados provenientes de ensaios de sondagem in situ.

$$E = 0{,}4 \times N_{SPT}^{1,4} \quad (3)$$

$$E = Su \times 700 \quad (4)$$

$$k_h = 67 \times Su \quad (5)$$

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Capacidade de Carga Lateral pelo Método de Broms (1964)

A Figura 4 apresenta a relação Q_{calc}/Q_{med} (carga calculada/carga medida na prova de carga) estimada pelo método de Broms (1964), confrontando as previsões derivadas de correlações com SPT e CPT. A análise do fator de rigidez adimensional (produto do comprimento pela rigidez relativa) resultou, respectivamente para as estacas C1, C7, H1 e Q1, os valores de 1,414; 1,290; 1,378; 1,380 indicando que todas as estacas exibem comportamento rígido (estacas curtas), caracterizado pela rotação do corpo sem flexão significativa. A análise demonstra uma forte convergência entre os resultados, indicando que as estimativas obtidas via CPT corroboram as do SPT.

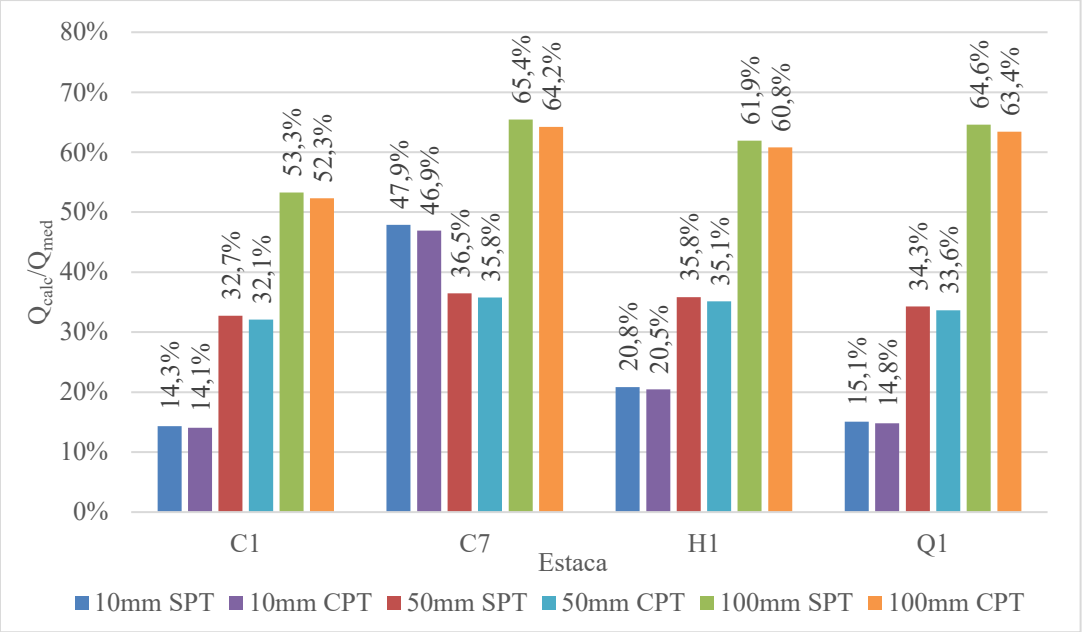


Figura 4. Comparativo da capacidade de carga lateral (Broms, 1964) derivada de correlações com SPT e CPT.

3.2 Capacidade de Carga Lateral pelo Método Elástico

A Figura 5 ilustra as relações Q_{calc}/Q_{med} baseadas na Teoria Elástica, contrapondo os resultados derivados de correlações com SPT e CPT. Observou-se uma discrepância média de 10% entre as duas fontes de dados. Embora essa variação seja ligeiramente superior à verificada no método de Broms (1964), ela é considerada marginal, indicando uma boa compatibilidade entre os parâmetros obtidos pelas diferentes investigações geotécnicas.

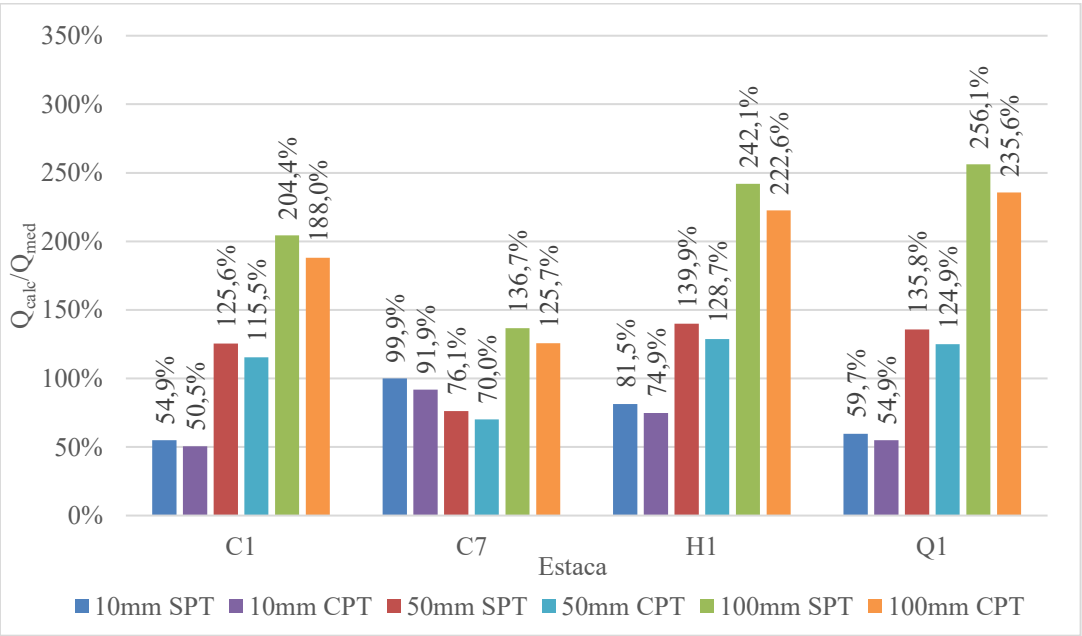


Figura 5. Comparativo da capacidade de carga lateral (Método Elástico) derivada de correlações com SPT e CPT.

3.3 Comparação entre métodos de previsão e prova de carga

O confronto entre as previsões teóricas e os valores experimentais obtidos por Born (2019) (Figura 4) revela a natureza conservadora do método de Broms para as condições analisadas. Observou-se uma correlação inversa entre a magnitude do deslocamento e o erro relativo. Para pequenos deslocamentos (10 mm) as divergências foram acentuadas, com a razão Q_{calc}/Q_{med} variando de 47,9% (Estaca C7) a 14,1% (Estaca C1), indicando baixa precisão para cargas de serviço. Entretanto, para grandes deslocamentos (100 mm), houve uma notável redução no erro (aproximação do 100%), para a faixa de 52,3% a 65,4%. A Estaca C7 apresentou a melhor aderência ao modelo, em especial para pequenos deslocamentos, com desvios menores. Conclui-se que o método de Broms, dentro do cenário estudado, tende a subestimar a rigidez inicial do sistema, tornando-se mais assertivo à medida que o solo se aproxima da ruptura (grandes deformações).

A comparação entre as previsões do Método Elástico e os resultados experimentais de Born (2019) (Figura 5) revela uma forte dependência do nível de deformação, para a situação estudada. Para pequenos deslocamentos (10 mm) o método apresentou sua melhor acurácia, com razões variando de 99,9% (Estaca C7, excelente aderência) a 50,5% (Estaca C1), confirmando a aplicabilidade da teoria elástica para prever o comportamento em serviço. Para deslocamentos médios (50 mm), observou-se uma tendência de superestimativa da carga para as estacas C1, H1 e Q1 (razão entre 155,5% e 139,9%). A exceção foi a Estaca C7, que manteve uma estimativa teórica cerca de 25% abaixo do experimental, provavelmente favorecida pela sua maior rigidez à flexão decorrente do diâmetro ampliado. Já para grandes deslocamentos (100 mm), o modelo mostrou-se inadequado, com superestimativas severas para todas as estacas (razão de 125,7% a 256,1%). Então, para o perfil de solo e tipo de estaca estudada, a linearidade do Método Elástico não consegue representar a degradação da rigidez do solo em grandes deformações, resultando em previsões contra a segurança para este estágio.

4 CONCLUSÕES

Com base na análise comparativa entre os métodos teóricos de previsão e os resultados empíricos obtidos na prova de carga ao esforço lateral, foi possível estabelecer as conclusões a seguir.

Constatou-se que a adoção de parâmetros advindos de ensaios SPT ou CPT resultou na convergência da capacidade teórica de carga lateral, mostrando consistência entre os diferentes caminhos metodológicos (expressões semiempíricas) adotados, para o perfil de solo e estacas estudados. Dentre os diferentes perfis metálicos avaliados, a resistência mobilizada manteve-se quase uniforme, com exceção da estaca C7. Esta estaca mobilizou uma resistência lateral sensivelmente superior, fator atribuído ao seu maior diâmetro.

Verificou-se que, para as condições estudadas, o método analítico de Broms tende a subestimar a rigidez inicial do sistema solo-estaca, resultando em elevado conservadorismo para a previsão de deslocamentos de estacas rígidas operando em regime de serviço. Contudo, constatou-se que o modelo se torna progressivamente mais acurado à medida que solo sofre deformações e se aproxima da ruptura. Ademais, observou-se que a premissa de linearidade inerente ao Método Elástico é estruturalmente incapaz de capturar a degradação da rigidez do maciço de solo sob grandes deformações. Consequentemente, o modelo subestima severamente os deslocamentos horizontais, resultando em previsões não conservadoras (contra a segurança) para estágios avançados de deslocamento.

AGRADECIMENTOS

Ao apoio financeiro da FAPESQ-PB, CAPES e CNPQ ao grupo de pesquisa. Ao Born pelos dados experimentais de prova de carga.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. S. S.; Gusmão, A. D.; Lima, A. P. Avaliação de métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga de estacas em solos tropicais. *Soils and Rocks*, São Paulo, v. 44, n. 2, 2021.

Araújo, F. S.; Araújo, R. C. Comparação da acurácia dos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma em relação a provas de carga na obtenção da capacidade de carga de estacas hélice contínua. *Revista Brasileira de Iniciação Científica*, v. 10, 2023.

ASTM International (2012). ASTM D5778-12: Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils.

ASTM International (2013). ASTM D3966/D3966M-07(2013)e1: Standard Test Method for Deep Foundations Under Lateral Load.

ASTM International (2025). ASTM A572/A572M-25: Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel.

Born, R. B. (2019) *Análise Experimental do Comportamento de Estacas Carregadas Lateralmente em um Solo Residual*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Broms, B. (1964a) Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 90 (2), p. 27-63.

Broms, B. (1964b) Lateral resistance of piles in cohesionless soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 90 (3), p. 123-156.

Broms, B. (1965) Design of laterally loaded piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 91 (SM3), p. 77-99.

Decourt, L. (1989) The Standard Penetration Test – State of Art Report. In: *Proceedings of the XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, v. 4.

Fonseca, J. F. G.; Azevedo, G. F. Uso de ensaios SPT na análise determinística e probabilística da capacidade de carga de fundações. *The Journal of Engineering and Exact Sciences*, Viçosa, v. 9, 2023.

Li, X.; Zhang, J.; Wang, Y. Behaviour and bearing capacity of continuous flight auger piles based on field load tests. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 148, 2022.

Lopes Jr., L. S. Thomé, A. (2005) Provas de carga estática em estacas escavadas de pequeno diâmetro, executadas na região de Passo Fundo, Rio Grande do Sul. In: *Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul – GEORS*, Passo Fundo. Anais... ABMS.

Sandroni, S. S. (1991) Young metamorphic residual soils. General report. In: *Proceedings of the 9th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Viña del Mar, Chile, v. 4, p. 1771-1778.

Silva, R. A.; et al. Avaliação da confiabilidade de estacas hélice contínua a partir de provas de carga estática. *ScientiaTec*, v. 11, n. 1, 2024.

Sui, Y.; Zhang, X.; Liu, J.; et al. Bearing characteristics of continuous flight auger piles in weathered soils. *Journal of Underground Space and Engineering*, v. 20, 2024.

Schnaid, F.; Odebrecht, E. (2012) *Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. 2. ed., São Paulo: Oficina de Textos, 224 p.

Terzaghi, K. (1955) Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Géotechnique*, 5 (4), p. 297-326.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/30

Avaliação do Desempenho de Fundação Rasa em Solos de Baixa Resistência com Emprego de Camada de Areia Compactada

Italo Santos Guimarães
Mestrando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil, italosantos1203@gmail.com

Jean Rodrigo Garcia
Professor Doutor, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil, jean.garcia@ufu.br

Alisson Filmiano Andrade Lopes
Doutorando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil, alisson.lopes@ufu.br

RESUMO: O desempenho de fundações rasas depende diretamente das propriedades do solo, sendo frequentemente comprometido em solos lateríticos colapsíveis, caracterizados por baixa capacidade de suporte e elevada deformabilidade. Uma alternativa prática para mitigar essas limitações é o emprego de uma camada de areia compactada sob a base da fundação, com o objetivo de redistribuir as tensões e reduzir os recalques. Neste trabalho, avalia-se a influência de uma camada de areia compactada no comportamento da fundação rasa por meio de análise experimental e numérica. Os resultados obtidos em um ensaio de carga em placa de aço executado sobre uma camada de areia compactada, implantada na mesma cota de assentamento, são comparados aos resultados de uma prova de carga estática em uma fundação rasa circular em concreto armado apoiada diretamente sobre o solo laterítico colapsível do mesmo sítio experimental. Adicionalmente, foi desenvolvida uma análise numérica para simular o ensaio em placa e analisar a distribuição de tensões no solo. Os resultados indicam que a utilização da camada de areia compactada promove melhor redistribuição das tensões e redução dos recalques, configurando-se como uma técnica simples e eficiente para a melhoria do desempenho de fundações rasas em solos de baixa capacidade de suporte.

PALAVRAS-CHAVE: Fundação rasa, camada de areia compactada, capacidade de suporte, recalque, elementos finitos.

ABSTRACT: The performance of shallow foundations depends directly on the soil properties, being frequently compromised in collapsible lateritic soils, characterized by low bearing capacity and high deformability. A practical alternative to mitigate these limitations is the use of a compacted sand layer beneath the foundation base, with the objective of redistributing stresses and reducing settlements. In this study, the influence of a compacted sand layer on the behavior of a shallow foundation is evaluated through experimental and numerical analysis. The results obtained in a steel plate load test carried out on a compacted sand layer, installed at the same founding level, are compared to the results of a static load test on a circular reinforced concrete shallow foundation directly supported on the collapsible lateritic soil at the same experimental site. Additionally, a numerical analysis was developed to simulate the plate load test and to analyze the stress distribution in the soil. The results indicate that the use of the compacted sand layer promotes better stress redistribution and reduction of settlements, constituting a simple and efficient technique for improving the performance of shallow foundations on soils with low bearing capacity.

KEYWORDS: Shallow foundation; compacted sand layer; bearing capacity; settlement; finite element

1 INTRODUÇÃO

Com a expansão dos centros urbanos, a disponibilidade de terrenos com boas características geotécnicas se torna cada vez mais escassa e, consequentemente, esses terrenos passam a ser supervalorizados. Esse cenário leva, de forma praticamente inevitável, à ocupação de áreas com solos de baixa resistência, o que impõe desafios significativos para a implantação de fundações. Em muitos casos, esses solos apresentam elevada

deformabilidade, resultando em recalques excessivos. Embora fundações profundas sejam frequentemente adotadas, seu emprego pode se tornar técnica e economicamente menos interessante em obras de pequeno e médio porte, o que reforça a necessidade de alternativas de melhoria do solo superficial.

Dentre as técnicas de melhoria do solo, o emprego de camadas granulares compactadas sob a base da fundação destaca-se por sua simplicidade construtiva, baixo custo relativo e eficácia. A introdução de uma camada de areia compactada promove uma melhor distribuição das tensões transmitidas pela fundação, contribuindo para a redução dos recalques e para o aumento da capacidade de suporte da fundação (Fattah *et al*, 2014).

A avaliação do desempenho de fundações rasas sobre solos melhorados pode ser realizada de forma eficiente por meio de ensaios de prova de carga estática, que fornecem uma representação direta do comportamento do sistema em campo. Demir *et al.* (2013) realizaram ensaios de placa em diversos cenários de reforço de solo para fundações rasas, dentre os quais a substituição de uma camada do solo natural por areia compactada. Os resultados indicaram aumento da capacidade de carga e a redução dos recalques, com ganhos da ordem de 40% em comparação aos ensaios realizados diretamente sobre o solo na condição *in situ*.

Além disso, o uso de ferramentas de modelagem numérica baseadas no Método de Elementos Finitos complementa a análise experimental, permitindo a interpretação dos mecanismos de transferência de tensões, a análise do bulbo de tensões e a extrapolação dos resultados experimentais para outras condições de projeto.

Nesse contexto, o presente artigo tem como objetivo avaliar a influência da utilização de uma camada de areia compactada no desempenho de fundação rasa sobre solo de baixa capacidade de suporte, com base em resultados experimentais de provas de carga estática e em análises numéricas por elementos finitos. Busca-se, assim, contribuir para a consolidação dessa técnica como uma alternativa viável e eficiente para a melhoria do comportamento de fundações rasas em solos problemáticos.

2 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Os ensaios foram realizados no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Universidade Federal de Uberlândia, localizado no município de Uberlândia (MG). Para este trabalho, foram consideradas duas provas de cargas executadas no campo experimental. A primeira prova de carga foi realizada no âmbito do presente estudo, utilizando uma placa rígida de 0,50 m de diâmetro, apoiada sobre uma camada de areia compactada com 0,30 m de espessura (Figura 1a). A segunda foi realizada por Oliveira (2022) em uma sapata circular de concreto armado em escala real, com 1m de diâmetro e 0,20 m de altura apoiada diretamente sobre o solo, sob condição de umidade *in situ*. (Figura 1b). Ambos os ensaios seguiram as recomendações da ABNT NBR 6489:2019, sendo executados sob regime de carregamento lento.

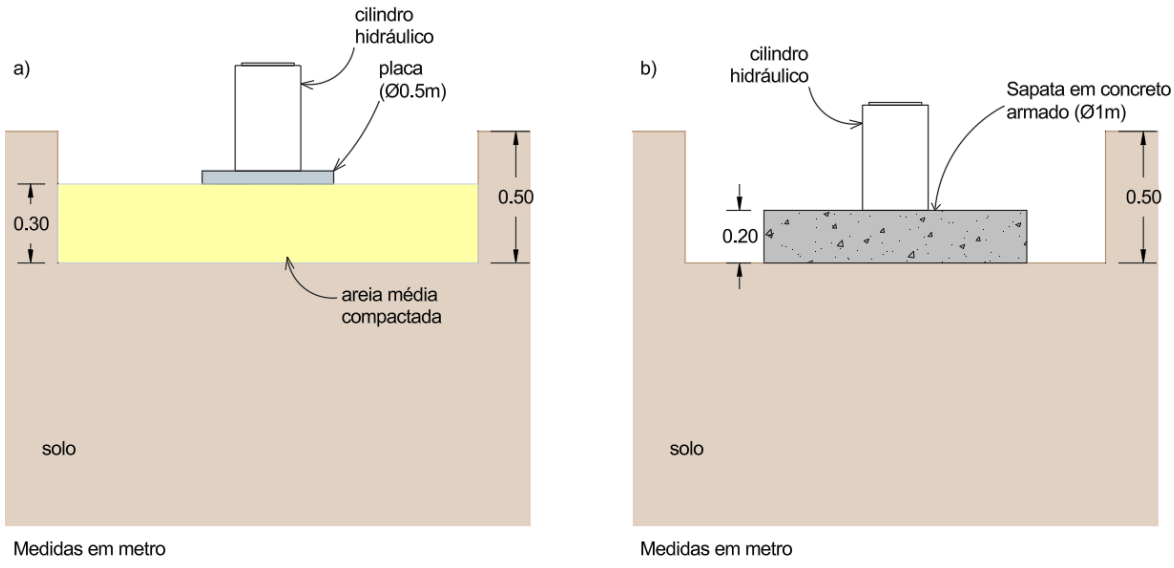


Figura 1. Cenários das provas de carga estática consideradas neste estudo: **(a)** ensaio de carga em placa rígida sobre camada de areia compactada, executado na mesma cota de assentamento; **(b)** ensaio em sapata circular de concreto armado apoiada diretamente sobre o solo natural, conforme Oliveira (2022).

2.1 Critério de parada

De acordo com a norma ABNT NBR 6489:2019, o ensaio de prova de carga deve ser levado até, pelo menos, o dobro da tensão admissível do solo ou até que seja atingido o deslocamento máximo definido pelo projetista. No presente trabalho, ambas as provas de carga foram levadas até um recalque mínimo de 25mm, critério adotado conforme o código de obras da cidade de Boston, descrito em Teixeira e Godoy (2016).

2.2 Ajuste de recalque

Devido as provas de carga terem sido realizadas em fundações diferentes, em sapata de concreto armado com 1 m de diâmetro e em placa de aço com 0,5 m de diâmetro, e, para possibilitar a comparação entre os resultados das provas de carga realizadas em fundações com diâmetros distintos, torna-se necessário ajustar os valores de recalque obtidos no ensaio de placa para um diâmetro equivalente ao da fundação ensaiada por Oliveira (2022). Para esse fim, diversos autores propõem métodos de extrapolação de recalques. Neste artigo adotou-se o método proposto por de Sowers (1962 *apud* Albuquerque e Garcia, 2020), conforme apresentado na Equação 1.

$$\rho_f = \rho_p \cdot \left[\frac{B_f \cdot (B_p + 0{,}30)}{B_p \cdot (B_f + 0{,}30)}\right]^2 \quad (1)$$

Legenda:
ρ_f : Recalque da fundação real
ρ_p : Recalque do ensaio de placa
B_f : Largura da fundação real
B_p : Largura da placa

3 ANÁLISE NUMÉRICA

A modelagem numérica foi realizada com base na prova de carga em placa executada sobre camada de areia compactada, com o objetivo de reproduzir o comportamento da fundação e complementar a análise dos resultados experimentais. O método dos elementos finitos foi empregado para a simulação da prova de carga estática, permitindo a avaliação do comportamento tensão-recalque e da distribuição de tensões no maciço de solo.

As análises foram conduzidas por meio de simulações bidimensionais axissimétricas, adotando-se uma geometria representativa da placa circular utilizada no ensaio. Conforme Figura 2, o domínio do modelo apresentou dimensões de 10 × 10 m, com refinamento progressivo da malha na região de aplicação da carga.

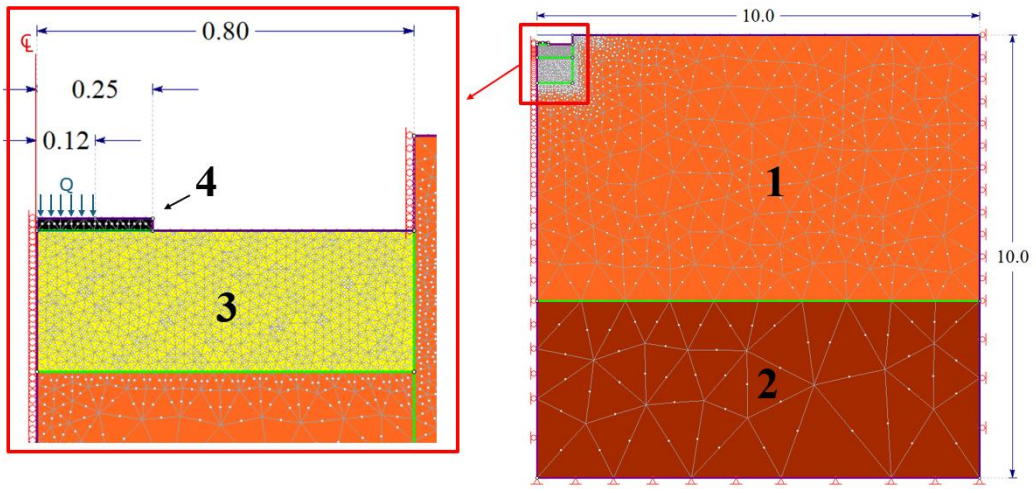


Figura 2. Modelo numérico axissimétrico em elementos finitos adotado para a simulação da prova de carga em placa sobre camada de areia compactada, com destaque para o domínio total do modelo e o refinamento da malha na região de aplicação da carga: **(1)** solo natural, **(2)** camada inferior do domínio, **(3)** camada de areia compactada e **(4)** placa rígida.

Foram utilizados elementos triangulares de seis nós. As condições de contorno consistiram na restrição dos deslocamentos horizontais nas fronteiras laterais e na restrição total de deslocamentos na base do modelo. O carregamento foi aplicado de forma incremental, de modo a reproduzir as etapas do ensaio de carga em placa.

Para a representação do comportamento da areia compactada e a validação da modelagem numérica, foram avaliados três modelos constitutivos: Mohr-Coulomb (MC), Mohr-Coulomb com *Cap* (MC with Cap) e Hardening Soil com rigidez a pequenas deformações (HS with Small Strain Stiffness). A comparação entre os modelos permitiu avaliar a capacidade de cada formulação em representar a rigidez inicial, a não linearidade da resposta tensão-recalque e a evolução dos recalques, possibilitando a seleção do modelo constitutivo mais adequado para a simulação do ensaio. Os parâmetros dos solos utilizados como dados de entrada nos modelos numéricos são apresentados na Tabela 1.

Modelos constitutivos distintos foram atribuídos às diferentes regiões do modelo em função das características mecânicas e do comportamento esperado de cada material. A partir da comparação entre os modelos constitutivos avaliados, selecionou-se aquele que apresentou melhor concordância com os resultados experimentais, sendo adotado nas análises apresentadas na seção seguinte.

Tabela 1. Parâmetros de entrada adotados na análise numérica

Material	3	3	3	1	2	4
Descrição	Areia	Areia	Areia	Areia Argilo-siltosa	Areia Argilo-siltosa	Aço
Modelo constitutivo	Morh-Culomb	Morh-Culomb with Cap	HS with Small Strain Stiffness	Morh-Culomb with Cap	Morh-Culomb with Cap	Morh-Culomb
Peso específico [kN/m³]	17	17	17	16	16	78
Ângulo de atrito [°]	35	36	36	23	30	0
Coesão [kPa]	0	0	1	9	10	100000
Modulo de Young [MPa]	5	5	-	12	15	2E+05
Coeficiente de Poisson [-]	0,3	0,3	0,3	0,35	0,35	0,3
l-k [-]	-	0,3	0,55	0,12	0,11	-
Pp [kPa]	-	48	27,5	60	100	-
Failure Ratio (Rf) [-]	-	-	0,9	-	-	-
K0 [-]	-	-	0,4	-	-	-
OCR [-]	-	-	1,5	-	-	-
E50_ref [kPa]	-	-	8000	-	-	-
Eoed_ref [kPa]	-	-	5000	-	-	-
Eur_ref [kPa]	-	-	24000	-	-	-
Expoente m [-]	-	-	0,5	-	-	-
Pressão de referência [kPa]	-	-	100	-	-	-
p_limit [kPa]	-	-	100	-	-	-
G0_ref [kPa]	-	-	120000	-	-	-
γ0.7 [-]	-	-	2,00E-05	-	-	-

Nota: Os números indicam as regiões do modelo numérico conforme identificadas na Figura 2.

4 RESULTADO E DISCUSSÕES

4.1 Provas de carga

Para possibilitar a comparação entre os resultados das provas de carga realizadas em fundações com diâmetros distintos, tornou-se necessário ajustar os valores de recalque obtidos no ensaio de placa para uma fundação de mesmo diâmetro daquela estudada por Oliveira (2022). Para isso, foram empregadas extrapolações de recalque propostas na literatura, adotando-se neste trabalho o método de Sowers (1962, *apud* Albuquerque e Garcia, 2020), conforme apresentado na Equação 1. Ressalta-se que a extrapolação foi aplicada aos resultados do sistema reforçado com camada de areia compactada, permitindo avaliar o efeito conjunto da escala geométrica e do reforço do solo de apoio.

Conforme apresentado na Figura 3, a curva tensão-deformação do ensaio de placa permite avaliar o comportamento da fundação reforçada com camada de areia compactada sob carregamento. No ensaio, foi aplicada uma carga nominal máxima de 25 kN, correspondente a uma tensão de 132,6 kPa, resultando em um recalque máximo de 30,4 mm. Considerando um recalque de 25 mm, recalque convencionado para carga de ruptura, a tensão correspondente nesse ensaio foi de 123 kPa.

Aplicando-se a extrapolação dos recalques obtidos no ensaio de placa para uma fundação de 1,0 m de diâmetro, obtém-se a curva tensão-deformação corrigida. Verifica-se que, para um recalque de 25 mm, a tensão correspondente para a fundação de maior diâmetro é da ordem de 109 kPa.

Comparando-se os resultados do ensaio de placa corrigido com aqueles apresentados por Oliveira (2022), observa-se que, embora nos estágios iniciais de carregamento a fundação no solo natural apresente maior rigidez, tendo recalques menores, com o incremento da carga a fundação com camada de areia compactada passa a apresentar melhor desempenho, atingindo um recalque de 25 mm sob uma carga aproximadamente 19% superior àquela suportada pela fundação assentada diretamente sobre o solo natural.

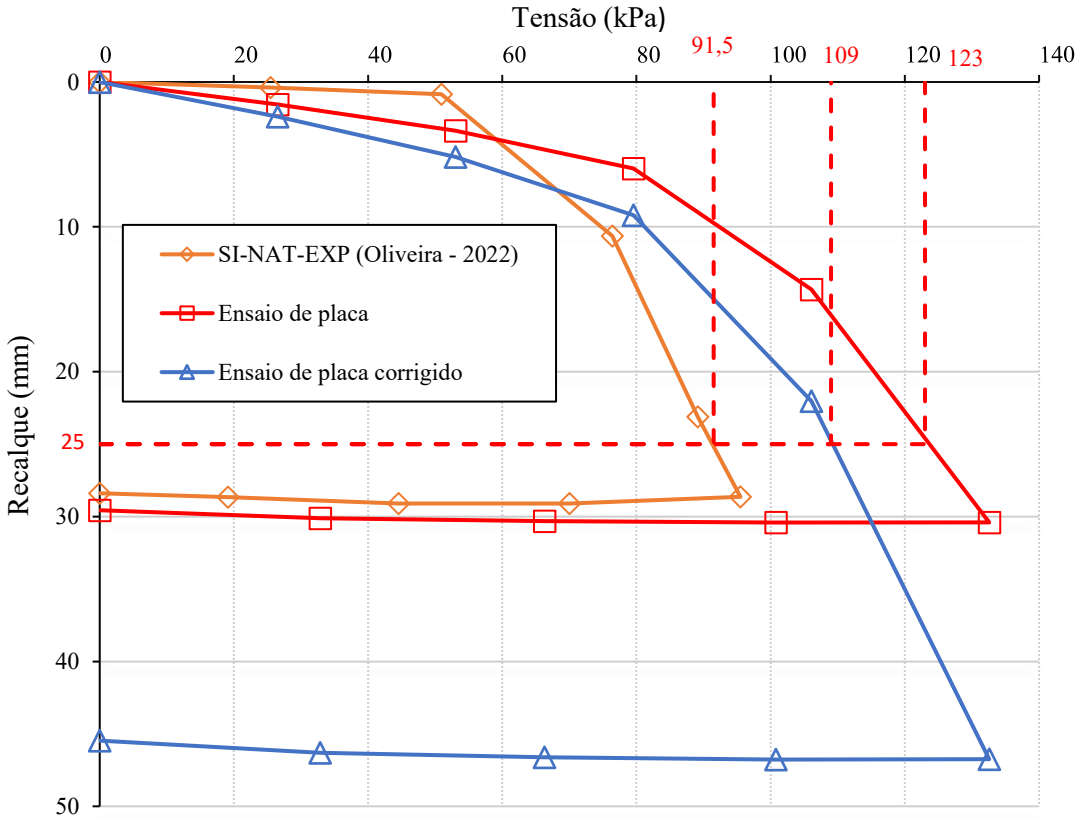


Figura 3. Curvas tensão-recalque das provas de carga estática realizadas na condição de umidade natural, incluindo os resultados do ensaio em placa, do ensaio em placa com recalque extrapolado e da fundação apoiada diretamente sobre o solo natural.

Dessa forma, mesmo após a extrapolação dos recalques para um diâmetro equivalente, os resultados da fundação reforçada com camada de areia compactada não se tornam equivalentes àqueles obtidos sobre o solo natural. Isso ocorre porque a presença da camada de areia compactada modifica o mecanismo de redistribuição de tensões e a rigidez global do sistema solo-fundação.

4.2 Análise numérica

4.2.1 Calibração do modelo

Como pode ser observado na Figura 4, o modelo constitutivo Mohr-Coulomb com *cap* adotado para a areia foi o que apresentou melhor concordância com o comportamento experimental obtido no ensaio de carga em placa. Esse modelo foi capaz de representar de forma mais adequada a rigidez inicial do sistema, bem como a não linearidade da resposta tensão-recalque associada ao incremento das cargas aplicadas.

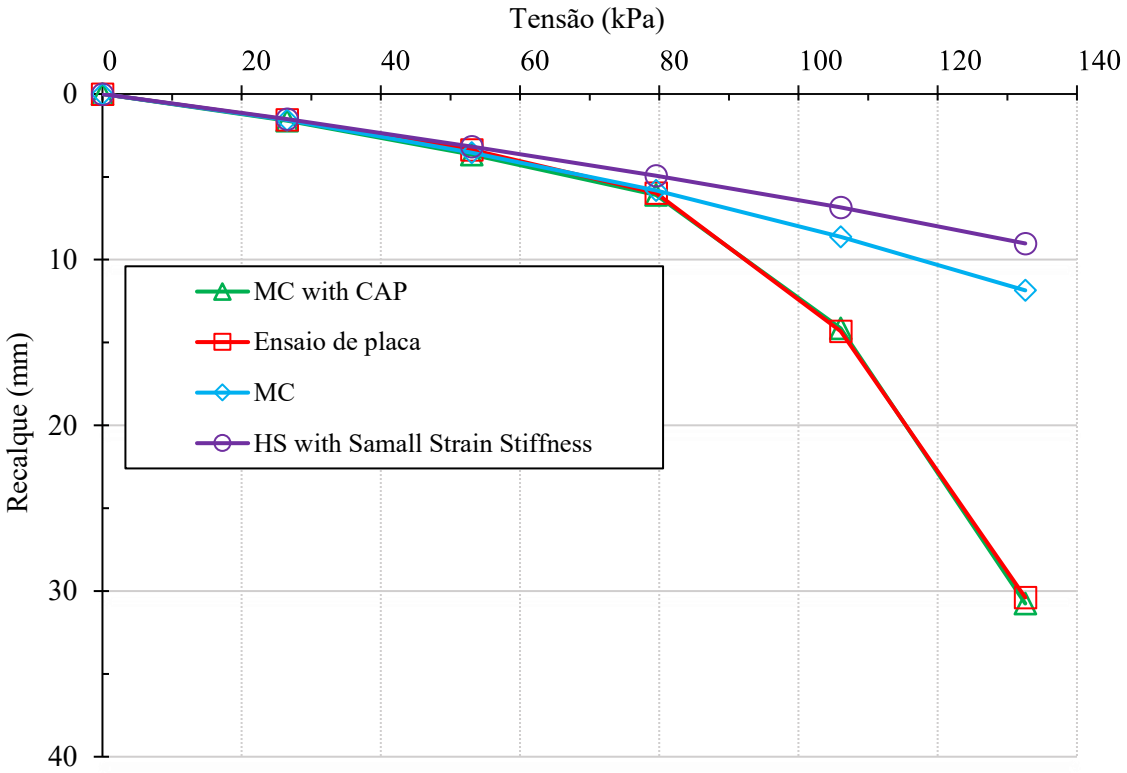


Figura 4. Calibração do modelo numérico

4.2.2 Tensões e recalques

Observa-se, na Figura 5, no estágio 5, correspondente ao maior nível de carregamento aplicado, o campo de tensões principais máximas (σ_1) evidencia concentração mais pronunciada na camada de areia compactada, imediatamente abaixo da fundação, onde os valores atingem aproximadamente 130 kPa. No solo natural subjacente, logo abaixo da interface areia-solo natural, observam-se tensões da ordem de 90 kPa, indicando uma redução significativa na magnitude das solicitações transmitidas às camadas inferiores. Esse padrão de distribuição revela a atuação da camada de areia como elemento de redistribuição de tensões, promovendo o espraiamento do carregamento e a atenuação dos picos tensionais ao longo da profundidade. Como resultado, há diminuição da intensidade das tensões incidentes sobre o solo natural, o que contribui para um comportamento global mais favorável do sistema de fundação. Além disso, a Figura 5 também ilustra a progressão das tensões σ_1 e dos recalques com o incremento do carregamento aplicado.

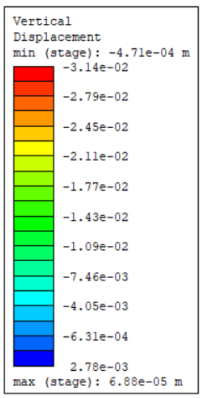
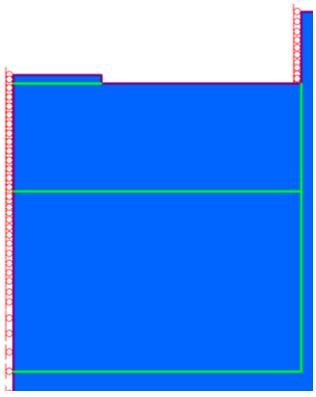
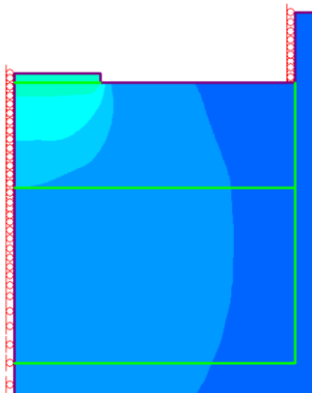
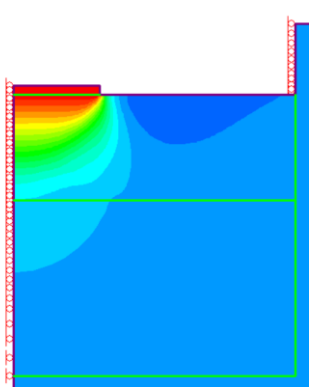
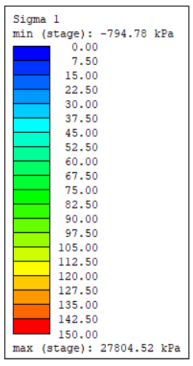
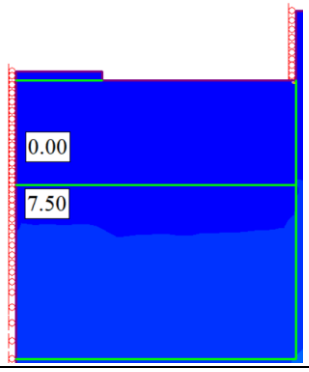
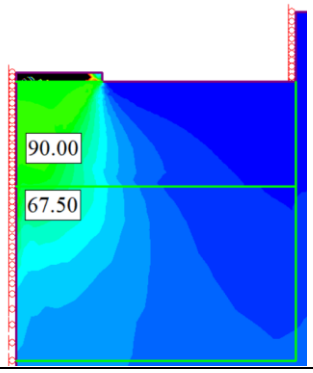
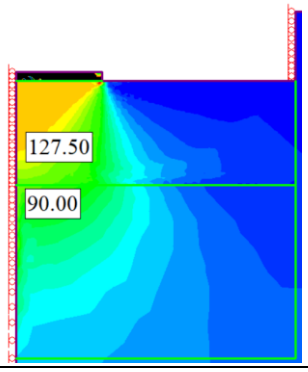
Referência	Estágio 0 - 0kPa (0%)	Estágio 3 - 79,5kPa (60%)	Estágio 5 - 132,6kPa (100%)
Deslocamentos verticais	Deslocamentos verticais	Deslocamentos verticais	Deslocamentos verticais
			
Tensões σ1	Tensões σ1	Tensões σ1	Tensões σ1
			

Figura 5. Mapa de deslocamentos verticais e tensoes σ1 à 0%, 60% e 100% da carga total aplicada.

5 CONCLUSÕES

Neste artigo, avaliou-se a melhoria do comportamento de fundação rasa a partir de provas de carga estática realizadas em uma sapata circular de 1 m de diâmetro apoiada diretamente sobre o solo natural (que teve seus resultados compatibilizados para uma fundação com diâmetro de 0,5 m), e em placa com 0,5 m de diâmetro apoiada sobre uma camada de areia compactada com 0,30 m de espessura. Adicionalmente, foi realizada modelagem numérica com o objetivo de analisar a distribuição de tensões no maciço de solo.

Os resultados indicaram que a utilização de uma camada de areia compactada proporcionou aumento da capacidade de carga da fundação quando comparada à fundação assentada diretamente sobre o solo natural, com um ganho de aproximadamente 19% para um recalque de 25 mm. Observou-se que, nos estágios iniciais de carregamento, a fundação sobre o solo natural apresentou comportamento mais rígido, caracterizado por menores recalques iniciais. Entretanto, com o incremento das cargas aplicadas, o sistema reforçado com camada de areia compactada passou a apresentar melhor desempenho global.

A modelagem numérica evidenciou que o modelo constitutivo Mohr Coulomb com *cap* foi o mais adequado para representar o comportamento da areia sob carregamento, visto que representou de forma acertiva tanto a rigidez inicial do carregamento, quanto a não linearidade dos deslocamentos proximos a carga de ruptura. Verificou-se, ainda, que a presença da camada de areia atua de forma eficiente na redistribuição das tensões, reduzindo as concentrações no solo subjacente e promovendo um espalhamento mais uniforme do bulbo de tensões, o que contribui para a redução dos recalques e para a melhoria do desempenho do sistema solo-fundação.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se à Universidade Federal de Uberlândia pela aquisição da licença de uso do software RS2, da Rocscience, empregado no desenvolvimento deste artigo e da pesquisa que lhe deu origem. Agradece-se, ainda, à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e à Geo Soluções pelo apoio à pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. (2019). *NBR 6489 - Prova de carga estática em fundação direta*.

Albuquerque, P. J. R., & Garcia, J. R. (2020). *Engenharia de Fundações*. LTC.

Demir, A., Laman, M., Yildiz, A., & Ornek, M. (2013). Large scale field tests on geogrid-reinforced granular fill underlain by clay soil. *Geotextiles and Geomembranes*, *38*, 1–15. https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2012.05.007

Fattah, M. Y., Al-Mosawi, M. J., & Al-Zayadi, A. A. O. (2014). Contribution to long term performance of piled raft foundation in cleyey soil. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, *5*(7), 130–148.

Oliveira, E. (2022). *Análise experimental e numérica do comportamento de sapata estaqueada em solo tropical* [Universidade Federal de Uberlândia]. https://doi.org/10.14393/ufu.di.2022.5055

Teixeira, A. H., & Godoy, N. S. (2016). Análise, projeto e execução de fundações rasas. In *Fundações: Teoria e Prática* (2nd ed., p. 802). Pini.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/31

Avaliação do Desempenho de Fundações Profundas de Prédios no Ceará a Partir de Resultados de Provas de Carga Estática

Vitória Amorim do Nascimento
Estudante de Eng. Civil, Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, vitoria.amorim62@aluno.ifce.edu.br

Marcos Fábio Porto de Aguiar
Professor Associado, D.Sc., Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, marcosporto@ifce.edu.br

Luiz Kauã Grangeiro Barata
Estudante de Eng. Civil, Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, luiz.kaua09@aluno.ifce.edu.br

Marina Albuquerque Porto de Aguiar
Estudante de Eng. Civil, Instituto Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, marina.porto07@aluno.ifce.edu.br

RESUMO: Em projetos geotécnicos de fundação, é comum o dimensionamento a partir da capacidade de carga, que é frequentemente estimada por meio de métodos semiempíricos e validados por provas de carga estática (PCE). Este trabalho tem como objetivo analisar os resultados de 77 provas de carga estática realizadas em estacas do tipo raiz e hélice contínua, distribuídas em 31 obras localizadas no estado do Ceará, Brasil. A análise considera os valores previstos em projeto, avaliando o desempenho das soluções adotadas e a acurácia das estimativas obtidas por métodos semiempíricos. Com base nos dados de sondagens à percussão (SPT) e na geometria das estacas ensaiadas nas provas de carga estática, estimou-se as capacidades de carga e os recalques correspondentes à carga de projeto. Considerando a estimativa de capacidade de carga pelos métodos semiempíricos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), verificou-se que o método de Décourt-Quaresma (1978) apresentou valores mais próximos dos obtidos com a prova de carga estática para as regiões analisadas e tipos de estacas do estudo. Em relação aos recalques, que foram estimados pelo método de Aoki (1984), observou-se que o referido método apresentou valores conservadores em relação ao obtido com as provas de carga estática, situação a favor da segurança.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações profundas, Desempenho, Capacidade de carga, Recalques.

ABSTRACT: In geotechnical foundation projects, design is commonly based on bearing capacity, which is frequently estimated through semi-empirical methods and validated by Static Load Tests (SLT). This study aims to analyze the results of 77 SLTs performed on root piles and continuous flight auger (CFA) piles, distributed across 31 construction sites located in the state of Ceará, Brazil. The analysis considers the design values, evaluating the performance of the adopted solutions and the accuracy of the estimates obtained by semi-empirical methods. Based on Standard Penetration Test (SPT) data and the geometry of the piles tested in the SLTs, the bearing capacities and settlements corresponding to the design load were estimated. Considering the bearing capacity estimation by the semi-empirical methods of Aoki-Velloso (1975) and Décourt-Quaresma (1978), it was found that the Décourt-Quaresma (1978) method presented values closer to those obtained from the static load tests for the analyzed regions and pile types in the study. Regarding settlements, which were estimated by the Aoki (1984) method, it was observed that the aforementioned method yielded conservative values relative to those obtained from the static load tests, a condition favoring safety.

KEYWORDS: Deep foundations, Foundation performance, Bearing capacity, Settlements.

1 INTRODUÇÃO

Com a evolução das técnicas e dos materiais empregados na construção civil ao longo dos anos, passou-se a projetar edificações cada vez mais altas. O aumento da altura e da complexidade estrutural dessas obras implicou, consequentemente, a elevação das cargas atuantes e dos esforços transmitidos às fundações. Entretanto, a capacidade resistente do solo não evolui na mesma proporção, permanecendo limitada às suas características geotécnicas naturais. Diante desse cenário, tornou-se um dos principais desafios da engenharia garantir que as fundações sejam capazes de transferir adequadamente as cargas da superestrutura ao solo, sem provocar ruptura ou deformações excessivas.

Nesse contexto, a segurança de uma fundação refere-se à sua capacidade de suportar as cargas aplicadas sem atingir a ruptura. Por se tratar de um conceito qualitativo, sua avaliação pode ser realizada por meio de métodos semiempíricos. Neste trabalho, a estimativa da capacidade de carga foi conduzida com base nos métodos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978). Entretanto, além da segurança à ruptura, torna-se relevante verificar os recalques, a fim de garantir o desempenho adequado da fundação. Para essa avaliação, foi adotado o método de Aoki (1984).

Com isso, tem-se por objetivo analisar os resultados de provas de carga estática, verificando a correspondência entre a capacidade de carga e os recalques estimados e os valores medidos em campo, de modo a avaliar a eficiência dos métodos semiempíricos utilizados no dimensionamento de fundações profundas na região de estudo, que pode favorecer a otimização das práticas de projeto.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Dimensionamento de Fundações Profundas

As fundações profundas têm como objetivo transferir as cargas da edificação ao solo por meio da base, do atrito lateral ou pela combinação de ambos os mecanismos. Segundo a NBR 6122 (ABNT,2022), a fundação profunda é aquela que possui a base a uma profundidade superior a oito vezes sua menor dimensão B e a pelo menos 3,00 m de profundidade e fundação superficial é colocada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão B da fundação como mostrada na Figura 1.

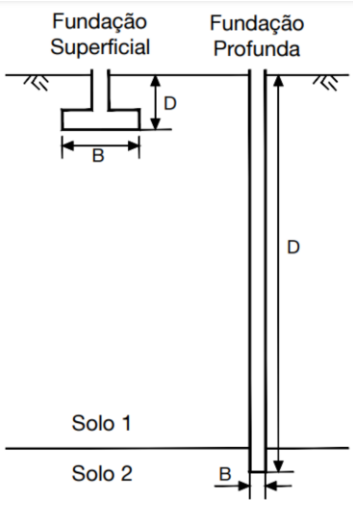


Figura 1. Fundação profunda e superficial (Monteiro, 2016).

As fundações profundas podem ser classificadas em estacas, tubulões e caixões. As estacas são aquelas que são executadas sem a necessidade da decida de um operário em nenhum momento, podendo ser cravadas ou moldadas no terreno, formadas de materiais como aço, madeira, concreto armado ou concreto pré-moldado. Os tubulões são um elemento de seção cilídrica que exigem a descida de operários para a execução, podendo ser construídos a céu aberto ou sob ar comprimido. Já os caixões, por sua vez, consistem em elementos

prismáticos ou cilídricos ocos, executados por meio da escavação do solo, permitindo sua descida até a profundidade prevista.

Para investigar o solo que serão realizadas a construção dessas estacas são realizadas as sondagens a percussão, este ensaio é normatizado pela NBR 6484 (ABNT, 2020), segundo a norma deve ser realizado a cada metro e a a cravação do amostrador padrão de Raymond – Terzaghi se faz por meio de um martelo com 65 kgf caindo de uma altura de 75 cm de altura. Durante essas cravações são anotados quantos golpes foram necessários para cravar 45 cm do amostrados, divididos em 3 conjuntos de 15 golpes. O SPT será o número de golpes necessários para cravar os últimos 30 cm do amostrador como mostra a Figura 2.

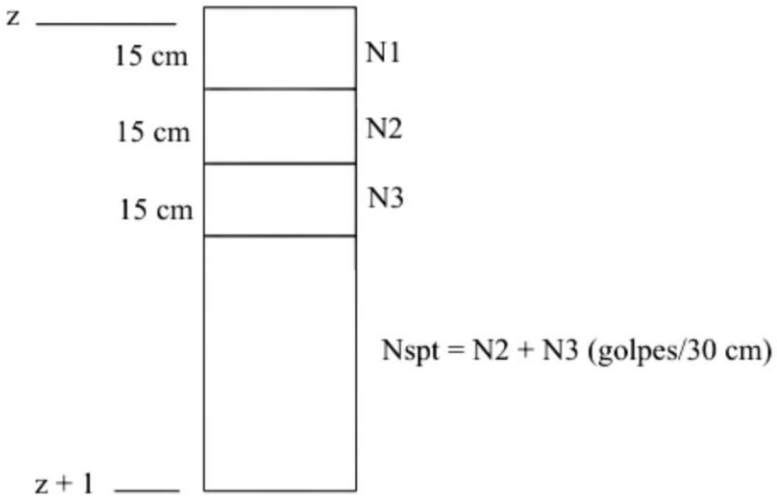


Figura 2. Ensaio de sondagem a percussão.

A partir dos resultados obtidos nas sondagens e com as informações do projeto é possível determinar a capacidade de carga, que corresponde ao valor da máxima resistência que o sistema pode oferecer ou do valor representativo da condição de ruptura do sistema. A capacidade de carga da estaca é constituída pela soma de duas partes: a resistência por atrito lateral (RL) e a resistência de ponta (RP), conforme a Figura 3 (Cintra e Aoki, 2010).

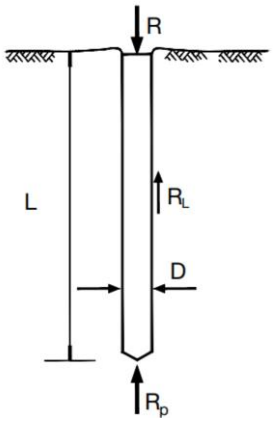


Figura 3. Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga.

Essa capacidade de carga pode ser calculada através de métodos semiempíricos e prova de carga. Os métodos semiempíricos relacionam os ensaios de campo, para calcular a capacidade de carga. |Já as provas de carga são realizadas em campo aplicando uma força na estaca e observando o seu deslocamento. Para esse trabalho os métodos analisados serão o Método de Aoki-Velloso (1975) e o Método de Décourt-Quaresma (1978).

2.2 Estimativa de capacidade de carga

2.2.1 Método de Aoki-Velloso (1975)

Aoki e Velloso (1975) propuseram um método para o cálculo da capacidade de carga, que usa correlação do ensaio de CPT, porém no Brasil o CPT não é tão empregado, então utiliza-se o índice de resistência à penetração (N_{SPT}). Para estimar a capacidade de carga através desse método, a capacidade de carga (R) da estaca é definida pela resistência de ponta, associada à área da base (A_P) e ao índice de resistência à penetração (N_P), e pela resistência lateral, relacionada ao perímetro do fuste (U), ao coeficiente de empuxo (K), ao índice médio de resistência (N_L) em cada camada de espessura (ΔL) e ao fator α, todos ajustados pelos fatores de correção (F1 e F2). Como mostra a equação 1.

$$R = \frac{K \cdot N_P}{F_1} \cdot A_P + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_{1}^{n} (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (1)$$

2.2.2 Método de Décourt-Quaresma (1978)

O método Décourt-Quaresma (1978), diferentemente do método de Aoki-Velloso, utiliza os dados apenas do ensaio SPT. Nesse método, a capacidade de carga (R) da estaca é calculada a partir da resistência de ponta (RP) e lateral (RL). Na ponta, considera-se o fator específico (α), o coeficiente do solo (C), o índice médio de resistência à penetração (NP) e a área da seção (AP). No fuste, utilizam-se o fator lateral (β), o índice médio (NL), o perímetro (U) e o comprimento da estaca (L). Como mostra a equação 2 a seguir.

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_P \cdot A_P + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \cdot U \cdot L \quad (2)$$

2.2.3 Prova de carga estática

A NBR 12131 (ABNT, 2006) define que a prova de carga consiste em aplicar forças estáticas à estaca e registrar os deslocamentos. Sendo essas forças axiais, de tração ou compressão, ou transversais. A norma descreve as cargas aplicadas são definidas pelo projetista atendendo a NBR 6122 (ABNT, 2022), com carregamento lento e o rápido.

2.3 Recalque

Quando uma carga é aplicada a uma fundação, ela pode causar recalque, que é o deslocamento vertical descendente em um ponto da estrutura. De acordo com o princípio da ação e reação, a carga transmitida pela fundação ao solo causa deformações que resultam no recalque (Cintra e Aoki, 2013).

Militisky, Consoli e Schnaid (2008) definem uma fundação adequada a que apresenta recalques compatíveis com a edificação. Todas as construções apresentam recalques, pois a fundação está em contato com o solo que é deformável ao ser carregado, provocando deslocamentos das fundações. Também é possível estimar os valores do recalque, nesse trabalho será utilizado o método de Aoki (1984).

2.3.1 Método de Aoki (1984)

Para estimar os recalques para a carga de trabalho foi utilizado o método de Aoki (1984), representado a seguir, na equação 01. O recalque total da estaca é dado pela soma do encurtamento elástico da estaca e o recalque da base da estaca. Como mostra a Equação 03, a seguir.

$$p = p_e + p_s \quad (3)$$

3 ESTUDO DE CASO

Neste estudo, estimou-se a capacidade de carga e os recalques para a carga de trabalho através dos métodos semiempíricos, a partir de dados de 77 provas de carga estática em estacas (PCE), executadas em 31 obras localizadas no estado do Ceará, sendo 74 do tipo hélice contínua e 3 do tipo raiz.

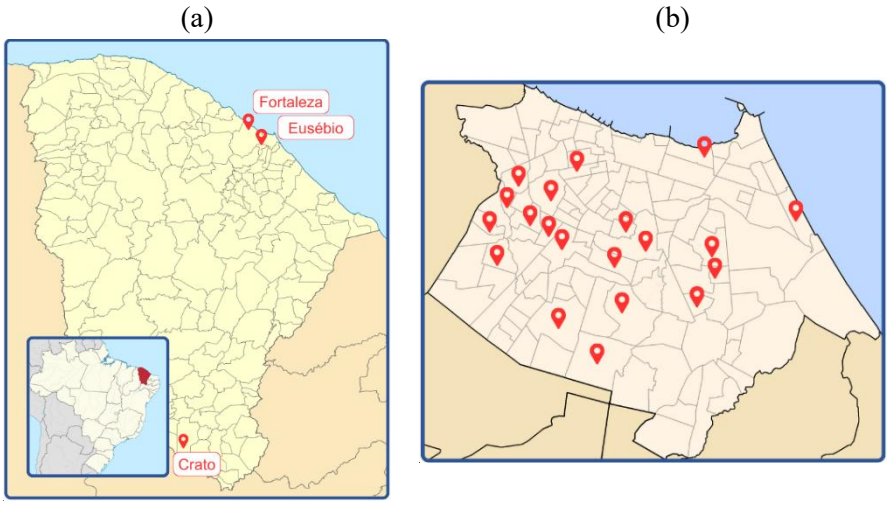


Figura 1. Localização das obras:
(a) Localização das cidades no estado do Ceará; (b) Localização das obras em Fortaleza.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir dos dados fornecidos, foi desenvolvida uma planilha eletrônica para calcular a capacidade de carga, permitindo calcular os valores de capacidade estimada. Em seguida, foi criado um banco de dados reunindo esses resultados e os valores medidos em provas de carga. Com o objetivo de verificar a acurácia dos métodos semiempíricos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), realizou-se uma análise estatística da discrepância entre a capacidade estimada (Q_{EST}) e a capacidade medida (Q_{MED}). Essa avaliação foi conduzida por meio do índice de razão (R2), definido conforme a Equação 04, apresentada a seguir.

$$R_2 = \frac{Q_{EST}}{Q_{MED}} \tag{04}$$

As capacidades de carga foram analisadas por meio de *boxplot*. Como mostra a Figura 06, a seguir.

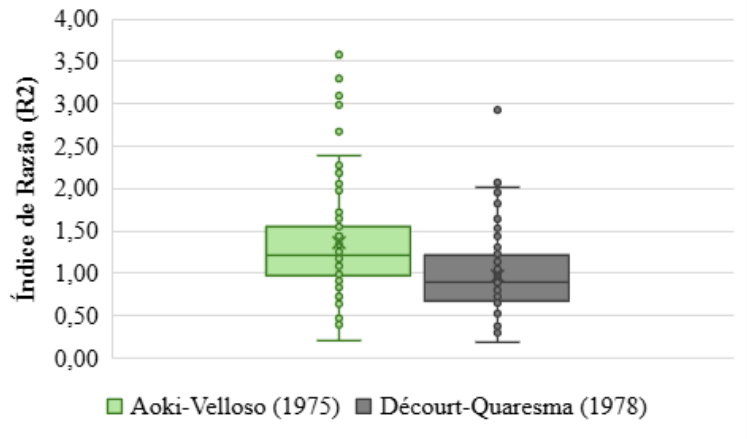


Figura 6 - Gráfico *boxplot* do índice de razão (R2).

Nesse caso, o *boxplot* evidencia diferenças relevantes entre os métodos analisados. O método de Aoki-Velloso (1975) apresenta maior dispersão dos resultados e uma mediana acima de 1, indicando tendência à superestimação da capacidade de carga. Podendo prejudicar o subdimensionamento das fundações, já que os valores estimados podem ser superiores ao realmente suportado, podendo comprometer a segurança. Entretanto, o método de Décourt-Quaresma (1978), mostra uma distribuição mais concentrada e uma mediana próxima de 1, revelando melhor proximidade entre as capacidades estimadas e medidas em campo. Esse resultado indica maior confiabilidade e acurácia, ainda que alguns outliers demonstram situações pontuais de discrepância.

De maneira análoga, também foi desenvolvida uma planilha eletrônica para calcular os recalques para a carga de trabalho, utilizando a equação do método de Aoki (1984). Após isso, criou-se um banco de dados com esses resultados e com os valores obtidos nas provas de carga, para fim de comparação. Para verificar a precisão do método na estimativa dos recalques, realizou-se uma análise estatística da diferença entre os valores de recalque previstos para a carga de trabalho (Rec_{EST}) e aqueles efetivamente observados (Rec_{MED}). Essa avaliação foi realizada por meio do índice de razão (R1), definido conforme a Equação 05, apresentada a seguir.

$$R_1 = \frac{Rec_{EST}}{Rec_{MED}} \tag{05}$$

Dessa forma, seguindo o mesmo procedimento adotado para a capacidade carga, foi utilizado o gráfico de *boxplot*, como mostra a Figura 07, a seguir.

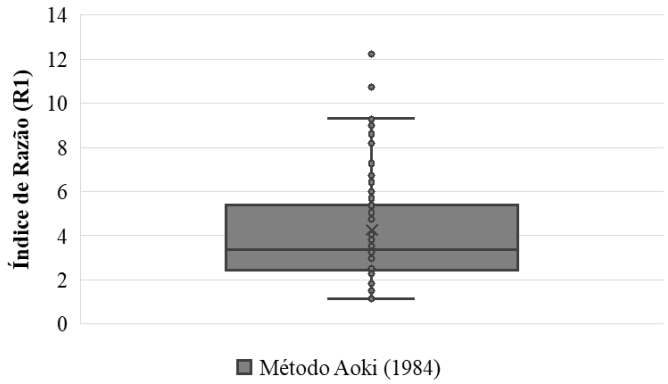


Figura 07 - Gráfico boxplot do índice de razão (R_1).

A análise do índice de razão (R_1) pelo método de Aoki (1984) indica uma tendência de superestimação dos recalques, visto que a mediana se encontra acima de 1. Esse comportamento, por um lado, pode ser considerado favorável do ponto de vista de segurança, já que implica em valores previstos superiores aos observados, reduzindo o risco de subdimensionamento. Por outro lado, a elevada dispersão dos resultados e a presença de valores variantes evidenciam a necessidade de cuidado na aplicação do método, uma vez que podem ocorrer estimativas excessivamente conservadoras, impactando a viabilidade técnica e econômica dos projetos.

5 CONCLUSÃO

O método de Aoki-Velloso (1975) demonstra maior dispersão dos resultados e tendência à superestimação da capacidade de carga. Em contrapartida, o método de Décourt-Quaresma (1978) apresenta distribuição mais concentrada e mediana próxima de 1, indicando maior confiabilidade e melhor concordância com os valores observados, embora a presença de outliers evidencie discrepâncias pontuais. Assim, as diferenças entre os métodos impactam diretamente no entendimento do comportamento da fundação considerando o desempenho e a viabilidade econômica das fundações.

Por sua vez, o método de Aoki (1984) apresenta maior tendência à superestimação dos recalques, com mediana superior a 1 e elevada dispersão, o que revela significativa variabilidade e ocorrência de valores extremos. Esse comportamento sugere caráter mais conservador nas estimativas, exigindo cautela em sua aplicação para considerando a segurança e a viabilidade técnica dos projetos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Fundação Cearense de Apoio ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico (FUNCAP) pelo apoio e suporte financeiro por meio da concessão de bolsas de iniciação científica. Agradecem, também, ao Grupo de Pesquisa em Geotecnia e Infraestrutura de Transportes (GPGEO) do Instituto Federal do Ceará (IFCE) - *Campus* Fortaleza, pelo suporte técnico prestado ao desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U. R. Previsão e controle das fundações. São Paulo: Edgard Blucher, 2019.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *ABNT NBR 6122:* Solo - Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2022.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *ABNT NBR 6484:* Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

Aoki, N.; CINTRA, J. C. A. Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

Aoki, N.; Velloso, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 5., 1975, Buenos Aires. *Anais...* Buenos Aires, 1975. v. 1. p. 367-376.

Décourt, L.; Quaresma, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6., 1978, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro, 1978. v. 1. p. 45-54.

Milititsky, J.; Consoli, N.; Schnaid, F. *Patologia das Fundações.* 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

Monteiro, Roberto dos Santos. *Tecnologia da Construção Civil – I Fundações.* Monteiro Engenharia,2016.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/32

Avaliação Do Fator De Correção *F1* Do Método Aoki-Velloso (1975) Para Previsão De Capacidade De Carga De Ancoragens Helicoidais

João Manoel Sampaio Mathias dos Santos Filho
Eng. de Projetos Sr., Vértice Engenharia/Vercon Industrial, Contagem, Brasil, joao.manoel@vercon.com.br

Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha
Professora Titular, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, Brasil, chctsuha@sc.usp.br

Rafael de Barros Aranha Piccolo
Engenheiro Civil, Diretoria de Transmissão, Neoenergia, Campinas, Brasil, rafael.piccolo@neoenergia.com

Roberto Dolabela de Abreu Duarte
Diretor Geral, Vértice Engenharia/Vercon Industrial, Contagem, Brasil, roberto.dolabela@vercon.com.br

RESUMO: A utilização de fundações em estacas metálicas helicoidais teve início no Brasil na década de 1990. Sua utilização, a princípio, se deu em linhas de transmissão de energia e de telecomunicações para resistir à esforços de tração. Estacas helicoidais são elementos de fundação compostas por uma série de hélices de forma circular soldadas a uma haste central (fuste) tubular ou maciça, com determinado espaçamento entre elas. A instalação no terreno é feita através da aplicação de torque na extremidade final do fuste por meio mecânico. Os principais métodos utilizados para previsão da capacidade de carga a tração de ancoragens helicoidais são teóricos, baseados na teoria de Terzaghi, e correspondem à dois mecanismos de ruptura distintos: cilindro de atrito e método das capacidades individuais. Baseado no método das capacidades individuais, o presente trabalho tem por objetivo verificar o fator de correção *F1* do método semi-empírico de Aoki-Velloso (1975) para avaliação de capacidade de carga de ancoragens helicoidais a partir de retroanálise de provas de carga estáticas à tração. Foi possível estabelecer a partir das 55 provas de carga analisadas, que o valor do *F1* melhor ajustado varia proporcionalmente com o número de hélices da estaca.

PALAVRAS-CHAVE: fundações helicoidais, capacidade de carga de estacas, fundações de torres.

ABSTRACT: The use of helical foundations began in Brazil in the 1990s. Initially, they were used in power transmission lines and telecommunications towers to resist tensile forces. Helical piles are foundation elements composed of a series of circular helices welded to a central tubular or solid shaft, with a specific spacing between them. Installation in the ground is done by applying torque to the end of the shaft using mechanical means. The main methods used to predict the tensile load capacity of helical anchors are theoretical, based on Terzaghi's theory, and correspond to two distinct failure mechanisms: the friction cylinder method and the individual capacity method. Based on the individual capacity method, this work aims to verify the correction factor *F1* of the semi-empirical Aoki-Velloso method (1975) for evaluating the load capacity of helical anchors from back-analysis of static tensile load tests. Based on the 55 load tests analyzed, it was possible to establish that the best-fit *F1* value varies proportionally with the number of helical plates.

KEYWORDS: helical foundations, load capacity, tower foundations.

1 INTRODUÇÃO

A utilização de fundações em estacas metálicas helicoidais teve início no Brasil a partir dos anos 1990 (SANTOS FILHO, 2019). Sua utilização se deu inicialmente em fundações de linhas de transmissão de energia e de telecomunicações para resistir principalmente a esforços de tração que hoje chegam à ordem de 1.000 kN.

Atualmente, as fundações helicoidais são também largamente utilizadas para esforços de compressão resistindo à cargas da ordem de 500 kN quando fabricadas com fuste de tubo ϕ101,6 mm. No caso de tração, a carga máxima de projeto é limitada pelo elo geoténcnico. Já no caso de compressão, a carga máxima de projeto é, em geral, limitada pelo elo estrutural no estudo de flambagem. De acordo com o AC 358 (ICCES, 2025), os solos que não sejam fluidos (ou seja, com $N_{SPT} \geq 1$) oferecem contenção lateral suficiente para que não ocorra flambagem nas estacas. A norma EN 1997-1 (EUROCODE 7, 2004) afirma que estacas em solos com resistência não drenada maiores que 10 kPa não requerem estudo de flambagem.

Estacas helicoidais quando projetadas para resistirem apenas a esforços de tração são denominadas ancoragens helicoidais. Esta situação ocorre quando na estaca é interligado um estai, por exemplo.

Segundo Mitsch e Clemence (1985) estacas helicoidais são elementos de fundação compostas por uma série de hélices de forma circular, soldadas a um tubo central (fuste), com determinado espaçamento entre elas. Tsuha (2007) explica que estas estacas são instaladas no solo pela aplicando-se um torque na extremidade final do fuste por meio mecânico. A Figura 1 apresenta um exemplo de equipamento de instalação. O número e os diâmetros das hélices são calculados de acordo com as características do solo para proporcionar a capacidade de carga desejada.



Figura 1. Equipamento de instalação de estaca helicoidal.

Para previsão da capacidade de carga à tração de ancoragens helicoidais são considerados dois mecanismos de ruptura: cilindro de atrito e capacidades individuais (MERIFIELD, 2011). O primeiro método baseia-se na resistência ao cisalhamento da superfície cilíndrica formada pelo solo entre as hélices e a resistência da hélice de topo. O segundo assume que a ruptura ocorre acima de cada hélice, e a resistência da ancoragem é a soma das resistências individuais.

Através desses mecanismos de ruptura aplicam-se às equações pertinentes os parâmetros de resistência e peso específico pertinentes e obtém-se a estimativa da capacidade de carga. De maneira geral, os parâmetros de entrada para as formulações teóricas são obtidos de forma aproximada por meio de correlações. Da mesma forma que ocorre para outras aplicações de Mecânica dos Solos, há dificuldades em quantificar parcelas de resistência devido ao atrito e a coesão do solo, de forma que é quase mandatório considerar que o solo tem

comportamento puramente friccional ou coesivo. As incertezas associadas a parametrização embutem erros que são propagados nos cálculos, o que por sua vez gera resultados pouco confiáveis.

De acordo com Cintra e Aoki (2010), como métodos teóricos em geral não apresentam resultados confiáveis na previsão de capacidade de carga de estacas, vários autores tem proposto métodos baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga. Estes métodos são semi-empíricos e tendem a apresentar melhores resultados, principalmente se ajustados as características do solo local. Segundo Velloso e Lopes (2010) como no Brasil a sondagem SPT é a investigação geotécnica mais difundida e realizada, é nela que a maioria dos profissionais de fundações têm se baseado para estabelecer seus métodos.

Baseando-se no mecanismo de ruptura correspondente ao método das capacidades individuais utilizado na previsão de capacidade de carga de ancoragens helicoidais, o presente trabalho tem por objetivo adaptar o método de Aoki-Velloso (1975), propondo os fatores de correção *F1* a serem utilizados na previsão de capacidade de carga à tração de ancoragens helicoidais. Os fatores *F1* apresentados no presente trabalho foram ajustados a partir de resultados de 55 provas de carga à tração realizadas em estacas de uma a seis hélices instaladas em vários estados do Brasil.

2 MECANISMO DE RUPTURA E CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES HELICOIDAIS

2.1 Modo de ruptura *versus* profundidade relativa

Mitsch e Clemence (1985) estudaram a superfície de ruptura do solo em torno de ancoragens helicoidais e observaram que para uma pequena relação entre a profundidade da hélice mais próxima à superfície e o diâmetro desta hélice a superfície de ruptura estendesse até a superfície do terreno. Quando a relação é maior a superfície de ruptura se desenvolve inteiramente no interior do terreno e, neste caso diz-se que a ruptura é profunda (DAS, 1990).

Conforme Mitsch e Clemence (1985), para areias com densidade relativa entre 44% e 90% embutimento de cinco diâmetros é suficiente para possibilitar a condição de ruptura profunda. De acordo com Stephenson (2003), três diâmetros já seriam suficientes para que a ruptura seja considerada profunda, independentemente do tipo de solo. A A. B. Chance Co. (2002), explica que tem sido relatado por diversos pesquisadores que o embutimento mínimo para considerar ruptura profunda varia entre 3 e 8, no entanto recomenda o valor cinco a ser utilizado nos projetos. Todas das estacas consideradas neste trabalho foram instaladas de forma que a ruptura fosse considerada profunda.

2.2 Espassamento entre hélices

Para validade da aplicação do método das capacidades individuais, Tsuha (2007) afirma que o espaçamento deve ser tal que uma hélice não exerça influência no comportamento da outra. Para Perko e Rupiper (2000) e A. B. Chance Co. (2002), um espaçamento entre as hélices de aproximadamente três diâmetros, independentemente do tipo de solo, é suficiente para que uma hélice não tenha influência sobre a seguinte. Já Lutenneger (2011) afirma que para validade do comportamento individual o espaçamento entre as hélices deve ser de três diâmetros para areias e 2,5 diâmetros para argilas. Logo, de acordo com os trabalhos citados, o espessamento entre hélices de três diâmetros é suficiente para garantir comportamento individual para qualquer tipo de solo. Todas as estacas consideradas na análise apresentada neste trabalho atendem a este critério de espessamento entre hélices.

2.3 Método das capacidade individuais

De acordo com Clemence et al. (1994) o método assume que a ruptura ocorrendo no solo acima de cada hélice individualmente e a capacidade de carga da estaca é dada pelo somatório das capacidades individuais. Assim, a capacidade de carga à tração (R_{ut}) de uma ancoragem helicoidal de n hélices será dada pela Equação 1, onde se desconsidera a contribuição das hastes por ser pouco significativa.

$$R_{ut} = \sum_{i=1}^{n} q_{u,i}.A_i \quad (1)$$

onde:
$q_{u,i}$: tensão de ruptura do solo acima da hélice H_i;
A_i: área efetiva da hélice H_i.

3 MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975)

Segundo Velloso e Lopes (2010) o método de Aoki-Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de comparações entre resultados de SPT e provas de carga em estacas, sendo que o método pode ser utilizado com resultados de SPT e CPT. A primeira expressão da capacidade de carga foi escrita relacionando a resistência de ponta e atrito lateral da estaca com resultados de cone mecânico.

Cintra e Aoki (2010) comentam que *F1* e *F2* são fatores de correção que levam em conta a influência do método executivo de cada tipo de estaca e o efeito escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo). Desta maneira a capacidade de carga de uma estaca será calculada pela Equação 2. A primeira parcela da equação refere-se à resistência de ponta, ou de apoio, e a segunda a resistência por atrito lateral.

$$R_u = \frac{A_p.q_c}{F1} + \frac{U}{F2}\sum f_s.\Delta l \quad (2)$$

onde:
A_p: área de ponta ou base da estaca;
U: perímetro da estaca;
Δl: trecho do comprimento da estaca onde f_s é avaliado;
q_c: resistência de ponta do cone;
f_s: atrito lateral da luva do cone;

Contudo, Cintra e Aoki (2010) comentam que como no Brasil não é pratica corrente a utilização de ensaios CPT o valor da resistência de ponta foi correlacionado com N_{SPT} (Equação 3), sendo K dependente do tipo de solo. Já o f_s é obtido pela Equação 4 na qual α é a razão de atrito que dependente do tipo de solo. Como não se disponha de muitos resultados de prova de carga instrumentada, a indeterminação de *F2* foi resolvida fazendo-se $F2=2.F1$. As Tabelas 1 e 2 apresentam os valores de K, α, *F1* e *F2* propostos por Aoki-Velloso (1975).

$$q_c = K.N_{SPT} \quad (3)$$

$$f_s = \alpha.q_c = \alpha.K.N_{SPT} \quad (4)$$

Reescrevendo (2) incorporando (3) e (4) tem-se a Equação 5.

$$R_u = \frac{A_p.K.N_P}{F1} + \frac{U}{F2}\sum K.\alpha.N_L.\Delta l \quad (5)$$

Onde: N_P é o N_{SPT} na ponta e N_L é o N_{SPT} médio no fuste referente ao seguimento Δl.

Tabela 1. Coeficiente *K* e razão de atrito *α*. (Aoki-Velloso; 1975)

Tipo de solo	*K* (kPa)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia silto-argilosa	700	2,4
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Areia argilosa	600	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte areno-argiloso	450	2,8
Silte	400	3,0
Silte argilo-arenoso	250	3,0
Silte argiloso	230	3,4
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila silto-arenosa	330	3,0
Argila siltosa	220	4,0
Argila	200	6,0

Tabela 2. Fatores de correção *F1* e *F2* atualizados. (Cintra e Aoki, 2010)

Tipo da estaca	F1	F2
Franki	2,5	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada de concreto	1+D/0,8	2F1
Escavada	3	2F1
Hélice e ômega	2	2F1

4 *F1* PARA FUNDAÇÕES HELICOIDAIS

Conforme mencionado anteriormente, para espaçamento entre hélices maior ou igual a três diâmetros não ocorrerá formação do cilindro de atrito pelo solo entre as hélices e a capacidade de carga à tração da estaca corresponderá a soma das capacidades individuais de cada hélice. Assim, fazendo-se uma associação à forma de mobilização de carga por estacas prismáticas convencionais com a forma de mobilização de carga por uma estaca helicoidal, considera-se que cada hélice corresponde a uma ponta da estaca e a capacidade pode ser obtida através do método Aoki-Velloso (1975) considerando o fator de correção *F1* adequado.

Devido a pouca disponibilidade de provas de carga instrumentadas no banco de dados utilizado e a pouca contribuição do atrito lateral nas hastes de extensão na capacidade de carga a segunda parcela da Equação 5 não foi considerada. Assim, a capacidade de carga à tração de uma estaca helicoidal de *n* hélices pelo método Aoki-Velloso (1975) será dada pela Equação 6, onde N_{hi} é o índice resistência à penetração N_{SPT} do solo acima da hélice *i*.

$$R_{ut} = \sum_{i=1}^{n} \frac{K.N_{hi}.A_i}{F1} \qquad (6)$$

Para definição da carga de ruptura será adotado o critério estabelecido na norma AC 358 (ICCES, 2025) onde se define a capacidade de carga como sendo a carga correspondente a um deslocamento do topo da estaca igual a 10% do diâmetro médio das hélices mais o deslocamento devido à deformação elástica da haste central. Contudo, ressalta-se que este deslocamento, em geral, não corresponde à ruptura propriamente dita, ou seja, ainda pode ser aplicado carregamento à estaca crescendo também o deslocamento associado para a curva virgem. Como para fundações de linhas de transmissão os critérios de deslocamento são pouco rigorosos e existe a possibilidade de aplicação de carregamento em 100% das fundações tracionadas, o deslocamento máximo atingido no ensaio de projeto ou de desempenho é pouco relevante uma vez que em serviço o deslocamento da fundação será de baixissima magnitude, pois esta estará trabalhando em regime de recarregamento (CHRISTONI et al., 2025; SANTOS FILHO, 2019; SANTOS FILHO et al., 2024). Entretanto, o torque definido para a carga de projeto deve-se garantir margem de segurança adequada.

Para obtenção dos valores de *F1* para ancoragens helicoidais através de retroanálises foram reunidas 55 provas de carga à tração realizadas em vários estados da federação em estacas instaladas em obras de linhas

de transmissão e no âmbito dos trabalhos de Tsuha (2007), Santos (2013), Santos Filho (2014; 2019). As provas de carga realizadas foram do tipo rápida conforme NBR 16903 (2020). O banco de dados reuniu estacas com as características resumidamente apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3. Características das estacas do banco de dados.

Quantidade de hélices	1, 2, 3, 4, 5 e 6
Diâmetro das hélices (mm)	127, 150, 200, 254, 305, 356, 405, 508 e 635
Diâmetro externo dos tubos (mm)	73,0, 88,9, 101,6, 108,0 e 168,3
Profundidade (m)	3,0 a 20,0
Estados da federação	Bahia, Piauí, Pará, Paraná, Maranhão, Mato Grosso do Sul, Minas Gerais, Santa Catarina, São Paulo

A Figura 2 apresenta o gráfico dos valores de *F1* obtidos na retroanálise em função no número de hélices (*n*). É razoável a associação do fator de capacidade de carga ao número de hélices uma vez que há um efeito de perturbação cumulativo conforme cada hélice corta o terreno até atingir a profundidade final de instalação (SANTOS FILHO, 2014; LUTENEGGER e TSUHA, 2015). A Figura 3 apresenta a comparação entre os valores medidos e calculados através do método Aoki-Velloso (1975) com o valor de *F1* em função do número de hélices proposto.

Como melhor ajuste aos dados foi obtido o valor de $F1 = 3{,}11.n$. O coeficiente de variação encontrado foi de 27,6%. Considerando um grau de confiança de 95% o valor proposto para utilização é $F1_{95} = 4{,}43.n$. Conforme mencionado anteriormente, os valores de *F1* propostos são para cálculo da capacidade de carga à tração. A estimativa da capacidade de carga à compressão pode ser feita a partir do estabelecimento de uma relação tração/compressão conveniente e, se possível, ajusta para a obra e geometria da estaca utilizada. Preliminarmente, sugere-se considerar a capacidade de carga geotécnica à compressão como sendo 30% superior à de tração.

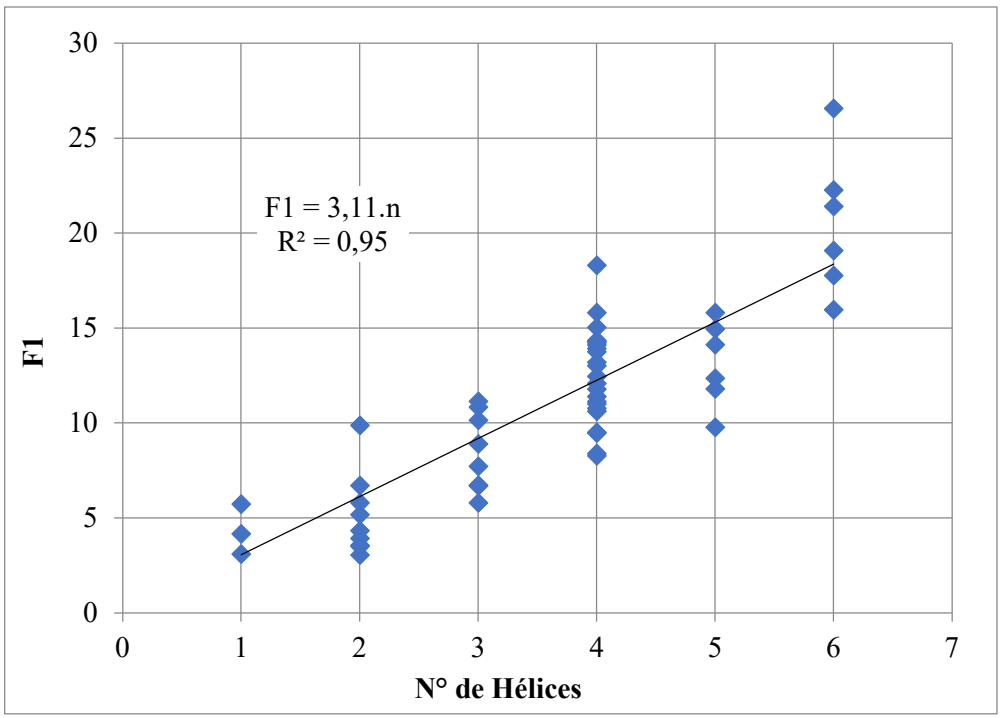


Figura 2. Valores de *F1* retroanalisados em função do número de hélices das estacas.

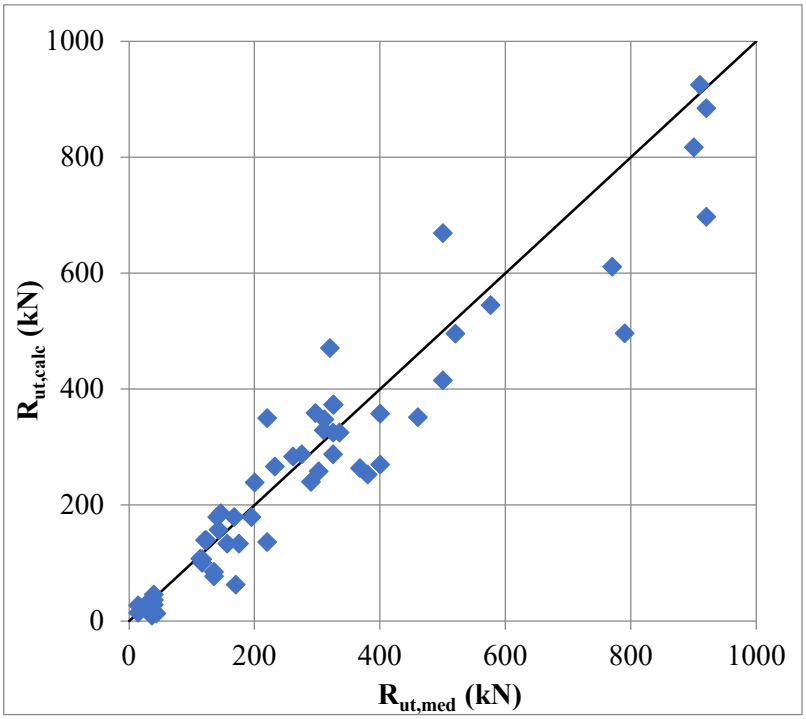


Figura 3. Comparação entre valores medidos e calculados com os valores de *F1* propostos.

5 CONCLUSÃO

Foram avaliadas 55 provas de carga à tração em estacas metálicas helicoidais de diversas configurações e instaladas em vários estados da federação. Foi possível estabelecer um valor de *F1* em função do número de hélices para aplicação do método Aoki-Velloso (1975) a este tipo de estaca. A variação do *F1* em função no número de hélices decorre do grau cumulativo de perturbação provocados pela passagem das hélices no solo durante a instalação. Ressalta-se que não se dispensa o controle da instalação por meio da medição do torque durante a instalação, sendo este o método mais confiável de verificação de capacidade de carga.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Neoenergia, Projeto PD-07284-0002/2020 do programa de P&D ANEEL, e à Vértice Engenharia por disponibilizar os dados das provas de carga.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A. B. Chance Co. (2002). *Helical pier foundations systems*. Technical Manual, Centralia, Bulletin 01-9601.

Aoki, N., e Velloso, D.A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In *Proceedings of the 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 367-376), Buenos Aires.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 16903. *Solo - Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro, 15 p.

Christoni, A.R.F, Santos Filho, J.M.S.M., Morais, T.S.O., Tsuha, C.H.C. (2025). Field investigation of the tensile cyclic performance of multi-helix piles. *Proceedings of 5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics,* Nantes, 7 p.

Cintra, J.C.A. e Aoki, N. (2010). *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. São Paulo: Oficina de textos.

Clemence, S.P., Crouch, L.K. e Stephenson, R.W. (1994). Prediction of capacity for helical anchors in sand. *Proceedings of 2nd Geotechnical Engineering Conference*. Cairo, Egypt, v. I, pp. 332-343.

Das, B.M. (1990). *Earth Anchors*. Elsevier Science Publisher, New York, 241p.

EN 1997-1 (2004). *Eurocode 7 - Geotechnical Design, Part 1: General rules*. Brussels, 171 p.

ICCES (2025). AC 358: *Acceptance Criteria for Helical Foundation Systems and Devices*. International Code Council Evaluation Service, Inc., 24 p.

Lutenneger, A.J. (2011). Behavior of Multi-Helix Screw Anchors in Sand. *Proceedings of 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Toronto, Canada.

Lutenneger, A.J. e Tsuha, C.H.C. (2015). Evaluating Installation Disturbance from Helical Piles and Anchors Using Compression and Tension Tests. *Proceedings of the XV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering,* Buenos Aires, pp. 373-381.

Merifield, R.S. (2011). Ultimate Uplift Capacity of Multiplate Helical Type Anchors in Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 137(7), pp. 704-716.

Mitsch, M.P. e Clemence, S.P. (1985). The uplift of helix anchors in sand. Uplift behavior of anchor foundations in soil. *Proceedings of a session sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers ASCE*, Michigan, pp. 26-47.

Perko, H.A. e Rupiper, P.E. (2000). *Helix pier engineering handbook 2000*. Ingal Precision Foundations, INC. Worldwide Helix Pier Distributors.

Santos Filho, J.M.S.M., Piccolo, R.B.A. e Tsuha, C.H.C. (2024). Deslocamento admissível para fundações de torres de linhas de transmissão de energia. *Anais do XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. Balneário Caboriú, 7 p.

Santos Filho, J.M.S.M. (2014) *Efeito da instalação de estacas helicoidais em solo tropical*. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 117 p.

Santos Filho, J.M.S.M. (2019). *Análise do comportamento de fundações por estacas helicoidais com injeção de calda de cimento*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 170 p.

Santos, T.C. (2013). *Estudo da capacidade de carga à tração de estacas metálicas helicoidais em solos tropicais*. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 140 p.

Stephenson, R.W. (2003). *Design and Installation of Torque Anchors for Tiebacks and Foundations*. Missouri University of Science and Technology, Rolla, 45 p.

Tsuha, C.H.C. (2007). *Modelo Teórico para Controle da Capacidade de Carga à Tração de Estacas Metálicas Helicoidais em Solo Arenoso*. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 245 p.

Velloso, D.A. e Lopes, F. R. (2010). *Fundações, volume 1: critérios de projeto, investigações do subsolo, fundações superficiais*. Nova Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 226 p.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/33

Avaliação Dos Efeitos Da Escavação Por Meio De Provas De Carga Estática Instrumentadas: Estudo Comparativo De Obras Vizinhas Em Goiânia

Nicolly Goulart Alves Soares
Estudante, Instituto Federal Goiano - Campus Trindade, Trindade, Brasil,
nicolly.soares@estudante.ifgoiano.edu.br

Aleones José da Cruz Junior
Professor, Instituto Federal Goiano - Campus Trindade, Trindade, Brasil, aleones.junior@ifgoiano.edu.br

Flávia Albuquerque
Engenheira Civil, Goiânia, Brasil, eng.albuquerquef@gmail.com

Daniel Magalhães da Cruz
Doutorando, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, daniel.cruz@ufrgs.br

Juan Felix Rodríguez Rebolledo
Professor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, jrodriguezr72@unb.br

RESUMO: A escavação altera o estado de tensões do terreno e pode modificar o comportamento dos elementos de fundações profundas. Este trabalho avalia, de forma comparativa, o efeito da escavação em provas de carga estática (PCE) instrumentadas de estacas hélice contínua, executadas em duas obras vizinhas em Goiânia: no terreno natural (anterior à escavação) de um edifício alto e no terreno escavado (após a escavação) de outro empreendimento adjacente. As PCEs foram executadas conforme os procedimentos estabelecidos pela NBR 16903 (ABNT, 2020), observando-se também as condições mínimas de projeto e verificação da NBR 6122 (ABNT, 2022). Cada ensaio foi instrumentado com sensores de imersão instalados ao longo do fuste e na ponta das estacas, permitindo monitorar a transferência de carga e a participação relativa dos mecanismos resistentes. A instrumentação possibilitou ainda comparar curvas carga–recalque e indicadores de rigidez entre as fases anterior e posterior à escavação, fornecendo dados experimentais para análise do efeito da redistribuição de tensões causada pela remoção do solo. O estudo discute a redistribuição de tensões induzida pela escavação e seus efeitos na interpretação do desempenho das estacas, a partir dos resultados das tensões cisalhantes unitárias (adesões) obtidas entre as camadas instrumentadas, das variações da parcela de ponta, das possíveis mudanças de rigidez e das implicações na estimativa da capacidade de carga. Os resultados permitem evidenciar diferenças mensuráveis entre os cenários analisados, destacando como a escavação influencia a participação fuste/ponta e a rigidez inicial do sistema estaca–solo. As conclusões contribuem para a interpretação crítica de PCEs em contextos com etapas de escavação significativas, oferecendo subsídios para decisões de projeto, como o ajuste de parâmetros de cálculo, critérios de aceitação e segurança em empreendimentos com condições geotécnicas semelhantes.

PALAVRAS-CHAVE: Provas de Carga Estática, Estacas Hélice Contínua, Instrumentação, Efeitos da Escavação.

ABSTRACT: Excavation alters the stress state of the ground and can modify the behavior of deep foundation elements. This study comparatively evaluates the effect of excavation on instrumented static load tests (SLTs) of continuous flight auger (CFA) piles, carried out at two neighboring construction sites in Goiânia: on natural ground (prior to excavation) at a high-rise building, and on excavated ground (after excavation) at an adjacent development. The SLTs were performed in accordance with the procedures established by NBR 16903 (ABNT, 2020), also observing the minimum design and verification requirements of NBR 6122 (ABNT, 2022). Each test was instrumented with embedment sensors installed along the shaft and at the tip of the piles,

enabling monitoring of load transfer and the relative contribution of each resistance mechanism. The instrumentation also allowed for comparison of load–settlement curves and stiffness indicators between the pre- and post-excavation phases, providing experimental data for analyzing the effect of stress redistribution caused by soil removal. The study discusses the stress redistribution induced by excavation and its effects on the interpretation of pile performance, based on the results of unit shear stresses (adhesion values) obtained between the instrumented layers, variations in the tip load share, possible stiffness changes, and the implications for bearing capacity estimation. The results reveal measurable differences between the analyzed scenarios, highlighting how excavation influences the shaft/tip load distribution and the initial stiffness of the pile–soil system. The conclusions contribute to the critical interpretation of SLTs in contexts involving significant excavation stages, offering guidance for design decisions such as the adjustment of calculation parameters, acceptance criteria, and safety considerations in projects with similar geotechnical conditions.

KEYWORDS: Static Load Tests, Continuous Flight Auger Piles, Instrumentation, Excavation Effects.

1 INTRODUÇÃO

A prova de carga estática (PCE) é um ensaio de campo confiável para avaliar o comportamento carga–recalque de fundações, pois permite verificar diretamente a capacidade de carga e a rigidez do sistema solo–estrutura. Por meio de carregamentos controlados, possibilita observar o comportamento real da fundação, podendo ser complementada por instrumentação ao longo do fuste e na ponta da estaca.

No Brasil, a execução e interpretação da PCE são regulamentadas pela NBR 16903 (ABNT, 2020), que a define como método de referência para confirmar a capacidade resistente e o comportamento deformacional de fundações profundas. A NBR 6122 (ABNT, 2022) indica que seus resultados podem auxiliar no ajuste de parâmetros de projeto, definição de critérios de aceitação e verificação da segurança.

Com o aumento da complexidade das obras, especialmente em edifícios altos, cresce a necessidade de soluções de fundação mais elaboradas, exigindo equipamentos adequados e empresas especializadas. Nesse contexto, as PCEs têm sido amplamente utilizadas no controle e validação do desempenho de fundações profundas, muitas vezes com instrumentação que permite avaliar a transferência de carga e os mecanismos resistentes ao longo da estaca. Em geral, os ensaios buscam reproduzir as condições previstas em projeto, como diâmetro, comprimento, tipo de estaca e cota de execução.

Uma prática comum é executar as PCEs no nível natural do terreno para obter dados preliminares de projeto. No entanto, o comportamento pode diferir daquele observado após a escavação, devido ao alívio de tensões causado pela remoção do solo, que altera o confinamento lateral e o estado de tensões do maciço. Nessas condições, o solo pode apresentar comportamento semelhante ao de material sobreadensado, com mobilização inicial associada à recompressão até que as tensões aplicadas superem o peso do solo removido.

Diante disso, este trabalho analisa o comportamento de quatro PCEs instrumentadas em estacas hélice contínua, a partir de um estudo de caso em duas obras vizinhas em Goiânia. Duas provas foram realizadas em terreno natural e duas após escavação. A análise considera os resultados da instrumentação, avaliando a rigidez do sistema estaca–solo, o atrito lateral ao longo do fuste e a contribuição da resistência de ponta na capacidade de carga.

2 METODOLOGIA

2.1 Caracterização do Estudo de Caso

As obras analisadas neste estudo estão localizadas no Setor Bueno, em Goiânia (GO), na região Centro-Oeste do Brasil, aproximadamente nas coordenadas 16°42’36”S e 49°16’06”W. Tratam-se de dois empreendimentos vizinhos, implantados no mesmo sítio geotécnico e desenvolvidos pela mesma incorporadora, conforme ilustrado na Figura 1. O sítio geotécnico é caracterizado predominantemente por solos lateríticos na superfície e solos residuais em profundidade, típicos da região. Essa proximidade e origem comum favorecem condições geotécnicas e construtivas semelhantes, contribuindo para a análise comparativa proposta neste trabalho.



Figura 1. Localização do estudo de caso.

Na Obra I foi construída uma torre residencial com 42 pavimentos, dois subsolos e cerca de 123 m de altura. Já na Obra II, a torre possui 33 pavimentos, três subsolos e aproximadamente 99 m de altura. No Terreno I, foram realizadas duas provas de carga estática instrumentadas (PCEs) em estacas executadas no nível natural do terreno. No Terreno II, foram executadas duas PCEs instrumentadas após a escavação de cerca de 9 m para implantação dos subsolos. Assim, os ensaios consideram duas condições distintas de estado de tensões no solo: estacas executadas em terreno natural e após escavação. As quatro PCEs analisadas fazem parte do banco de dados do sítio experimental "AI", apresentado por Cruz Junior e Sales (2023).

2.2 Características dos Ensaios

Para as análises deste trabalho, foram consideradas quatro PCEs que antecederam o projeto executivo e contribuíram para a definição dos comprimentos das estacas. Todas as provas foram realizadas conforme a NBR 16903 (ABNT, 2020), com carregamento lento em dez estágios e incrementos regulares de carga. A Tabela 1 apresenta um resumo das principais características geométricas das estacas, das condições de execução e dos carregamentos máximos aplicados em cada ensaio.

PCE	Obra	Data	Diâmetro (m)	Comp. (m)	Carga Máx (tf)	Condição
PCE - 01	I	Out./2020	0,80	23,00	500	Natural
PCE - 02	I	Out./2020	0,80	21,00	445	Natural
PCE - 03	II	Out./2023	0,90	19,60	460	Escavado
PCE - 04	II	Out./2023	0,90	19,60	460	Escavado

Tabela 1 – Características das provas de carga estática instrumentadas.

A PCE-01 e a PCE-02 foram realizadas no nível do terreno natural da Obra I, enquanto a PCE-03 e a PCE-04 foram executadas após a escavação do terceiro subsolo da Obra II, correspondente a cerca de 9 m de profundidade. Essa diferença nas condições de execução constitui a principal variável do estudo, pois a escavação altera o estado de tensões do maciço e o confinamento do solo ao redor das estacas. A Figura 2 apresenta a configuração esquemática do sistema de reação e da montagem do ensaio, ilustrando o arranjo adotado na Obra I. Destaca-se que as estacas das duas obras possuem diâmetros distintos, refletindo as soluções de fundação adotadas em cada empreendimento.

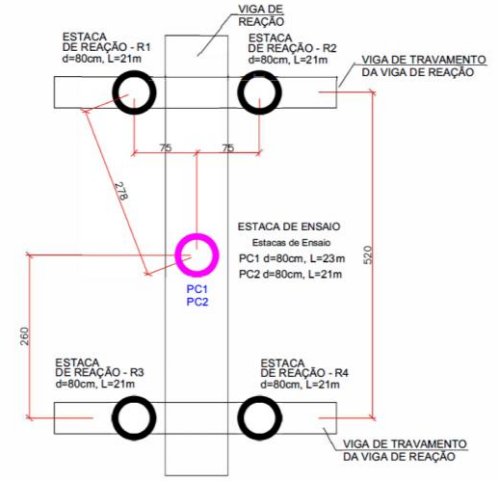


Figura 2 – Desenho esquemático da configuração de montagem dos ensaios.

2.3 Instrumentação

A instrumentação adotada para determinar as forças ao longo da profundidade consistiu no uso de sensores miniaturizados, conforme a metodologia de Cruz Junior (2016), com extensômetros de resistência elétrica de 120 ohms em configuração de ponte completa de Wheatstone, seguindo rigorosamente os procedimentos de fabricação, proteção, calibração e instalação. Para a instalação, utilizou-se ferragem auxiliar posicionada nos níveis previamente definidos de instrumentação, conforme ilustrado na Figura 4. As deformações medidas pelos sensores, associadas às cargas aplicadas no topo da estaca, foram utilizadas para determinar o módulo de elasticidade secante do concreto, conforme Lam & Jefferis (2011) e Fellenius (2012), considerando sua variação com o nível de deformação. Para o estudo, foram obtidas as Equações 1 a 4, referentes às PCE-01 e PCE-02 (Obra I) e às PCE-03 e PCE-04 (Obra II), nas quais E representa o módulo de elasticidade secante (em GPa) e ε as deformações medidas em microstrain (με), adotadas como negativas para compressão.

$$E\ (GPa) = 0{,}0450\ \varepsilon\ (mm/m) + 48{,}27 \quad (1)$$

$$E\ (GPa) = 0{,}0340\ \varepsilon\ (mm/m) + 41{,}14 \quad (2)$$

$$E\ (GPa) = 0{,}0103\ \varepsilon\ (mm/m) + 40{,}75 \quad (3)$$

$$E\ (GPa) = 0{,}0214\ \varepsilon\ (mm/m) + 44{,}59 \quad (4)$$



(a) (b)

Figura 4 - Instalação dos sensores na PCEs instrumentadas na Obra II: (a) detalhe do sensor instalado próximo a ponta na PCE-04; e (b) vista geral da PCE-03, detalhe da proteção dos cabos e sensores de referência no topo.

Os terrenos apresentam leves desníveis, resultando em diferentes profundidades de escavação. Além disso, as sondagens indicaram variações nas camadas do solo e nos valores de NSPT.A Figura 5 apresenta as PCE-

01 e PCE-03, incluindo as cotas de execução, o perfil do solo com base na sondagem mais próxima, os valores de NSPT em função da profundidade, o nível d'água e as posições dos sensores de instrumentação.

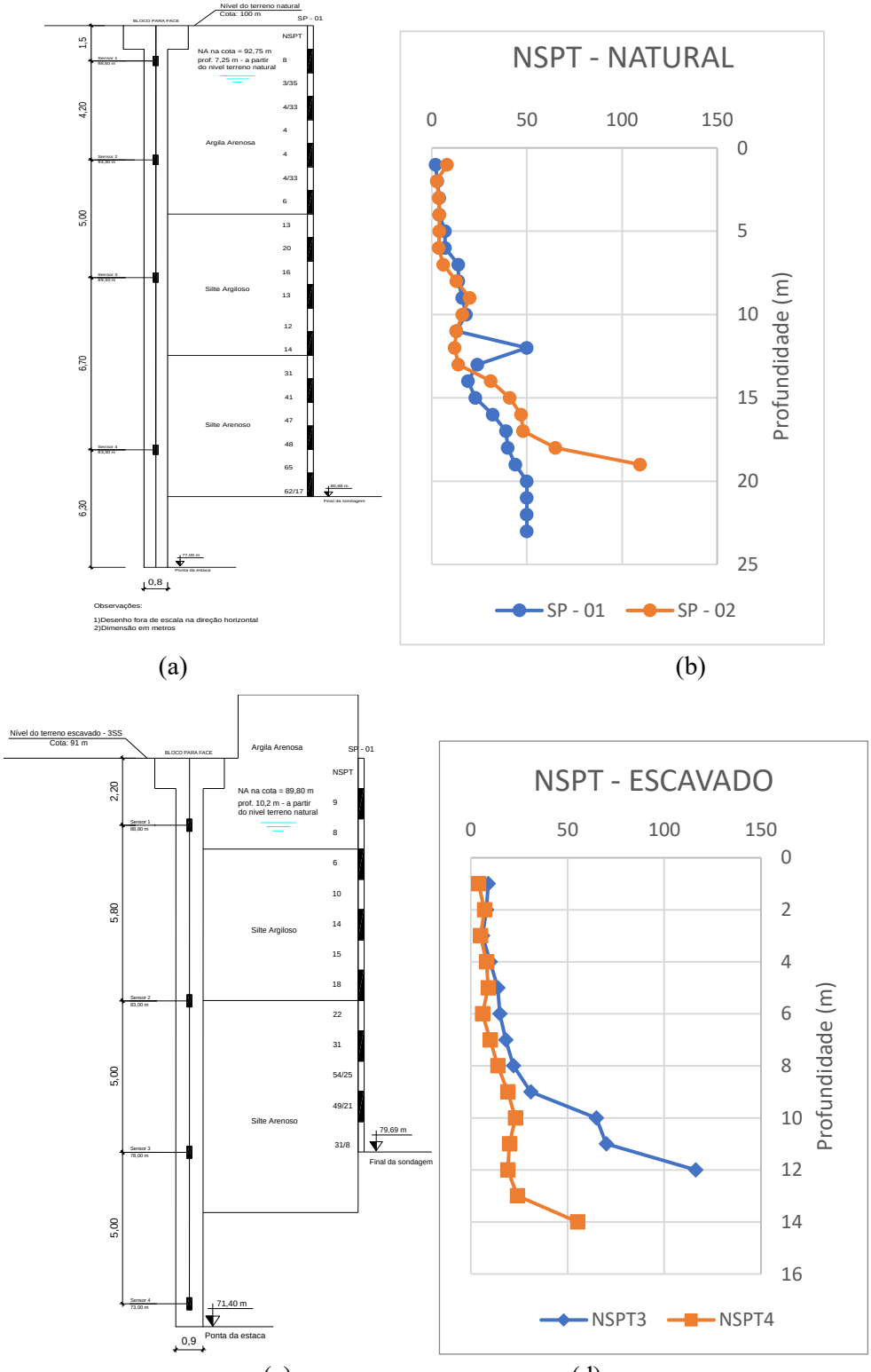


Figura 5 – Características dos solos e de instalações das PCES – PCE-01; (b) PCE-02; (c) PCE-03; (d) PCE-04.

A partir da aplicação da teoria da elasticidade, utilizando o valor do módulo secante correspondente às deformações medidas nos diferentes níveis instrumentados e considerando área de seção transversal constante, tornou-se possível determinar a carga atuante em cada nível de sensor. Dessa forma, foi possível construir as curvas de transferência de carga ao longo da estaca, bem como as curvas carga–recalque no topo apresentadas na Figura 6.

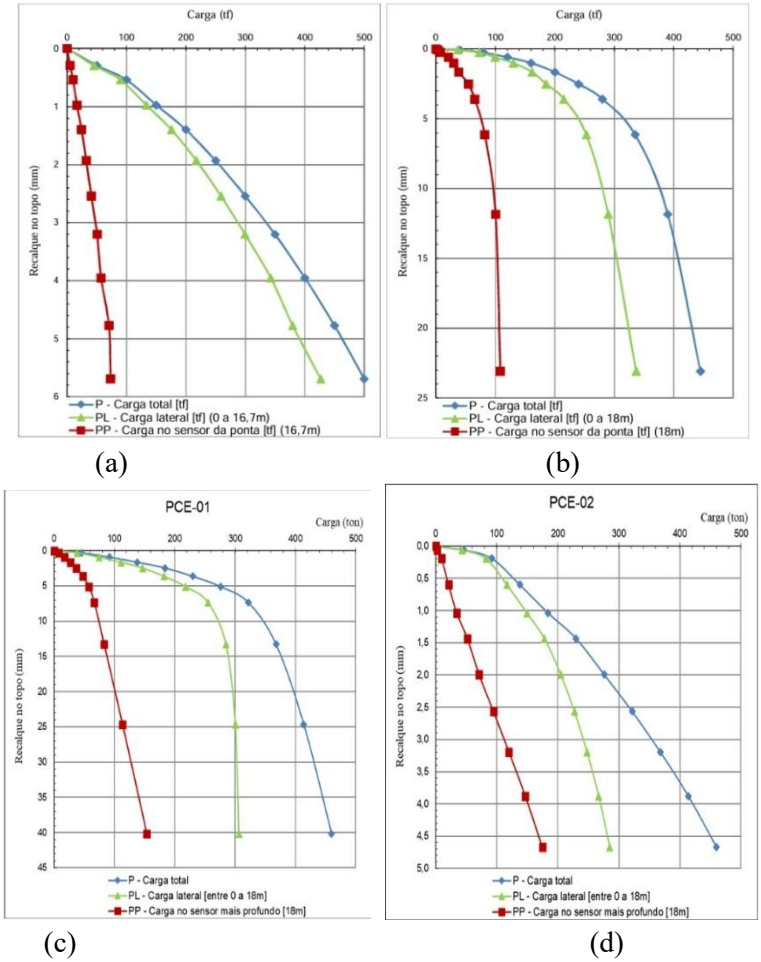


Figura 6 – Curvas Carga versus Recalque –
(a) PCE-01; (b) PCE-02; (c) PCE-03; (d) PCE-04.

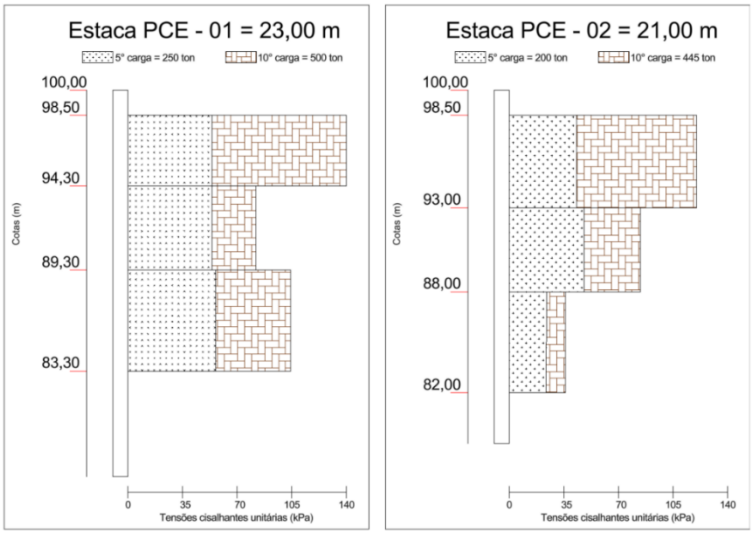
3 ANÁLISE DE RESULTADOS

A Figura 7 apresenta os resultados das tensões cisalhantes unitárias (adesões) no 5º e 10º estágios de carregamento das duas provas de carga estática (PCEs) da Obra I.

Na PCE-01, no 5º estágio (250 tf), o diagrama mostra mobilização progressiva da resistência lateral ao longo do fuste, sem indícios de plastificação nos trechos instrumentados. No 10º estágio (500 tf), as tensões aumentam, principalmente nos segmentos superiores e próximos ao topo, indicando maior mobilização do atrito lateral, ainda distante da ruptura geotécnica.

Destaca-se que, na Obra I, as estacas foram executadas sem escavação prévia, mantendo o estado de tensões original do solo. Assim, o coeficiente de empuxo no repouso (K_0) permanece praticamente inalterado, resultando em menores tensões normais na interface estaca–solo e, consequentemente, menores tensões cisalhantes mobilizadas em comparação com estacas executadas após escavação.

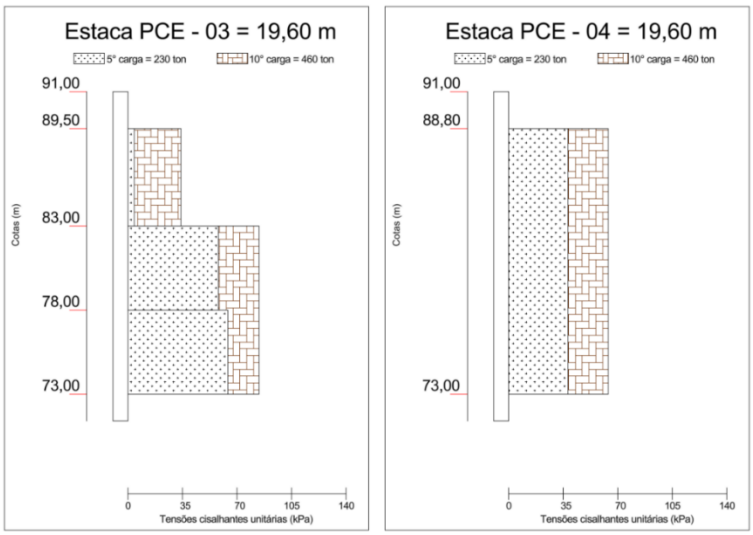
Na PCE-02, no 5º estágio (200 tf), o diagrama apresenta distribuição gradual ao longo do fuste, com redução dos valores do topo para a base. No 10º estágio (445 tf), há aumento das tensões em todos os sensores, indicando maior mobilização do atrito lateral ao longo do comprimento instrumentado. Ressalta-se que o trecho entre 18 m e 21 m não foi instrumentado, limitando a análise nesse intervalo.



(a) (b)

Figura 7 – Gráfico de Tensão cilhante versus recalque – Obra I –
(a) detalhe do gráfico da PCE-01; (b) detalhe do gráfico da PCE-02.

A Figura 8 apresenta as curvas de transferência de carga das PCE-03 e PCE-04, executadas na Obra II, onde o terreno foi previamente escavado em cerca de 9 m antes da execução das estacas. As estacas possuem diâmetro de 90 cm, comprimento de 19,6 m e foram submetidas a dez estágios de carregamento, com incrementos de aproximadamente 46 tf, até atingir a carga máxima de 460 tf.



(a) (b)

Figura 8 – Gráfico de Tensão cilhante versus recalque – Obra II –
(a) detalhe do gráfico da PCE-03; (b) detalhe do gráfico da PCE-04.

A PCE-03 apresenta comportamento distinto das estacas executadas em terreno natural. No 5º estágio (230 tf), os sensores entre 2,20 m e 8 m registram baixas tensões cisalhantes devido à reduzida sobrecarga após a escavação, enquanto nos trechos mais profundos, entre 13 m e 18 m, concentra-se a maior parte da resistência mobilizada. No 10º estágio (460 tf), esse comportamento se intensifica: os segmentos inferiores apresentam altas tensões cisalhantes e os superiores permanecem com baixa mobilização de atrito, em função da remoção dos primeiros 9 m de solo, que reduz as tensões verticais efetivas e o confinamento lateral.

Na PCE-04, a escavação provoca alívio das tensões verticais ao longo de todo o perfil, reduzindo σ'v em todas as profundidades e, consequentemente, o confinamento lateral e a mobilização do atrito. No 5º estágio (230 tf), os segmentos superiores apresentam baixas tensões cisalhantes, enquanto o sensor inferior registra valores mais elevados por estar sob maior confinamento. No 10º estágio (460 tf), as tensões máximas

permanecem abaixo de 65 kPa em toda a extensão instrumentada, inferiores às observadas em estacas executadas em terreno natural, confirmando que o alívio de sobrecarga influencia a mobilização do atrito ao longo de toda a estaca, inclusive fora da região escavada.

4 CONCLUSÕES

O presente trabalho investigou os efeitos da escavação do terreno no comportamento de estacas, por meio da análise comparativa de quatro provas de carga estática instrumentadas, realizadas em duas condições: terreno natural e terreno previamente escavado.

As conclusões baseiam-se nos dados de instrumentação e nos resultados de campo, considerando que há variações geotécnicas entre as obras, o que limita comparações diretas.

Com base nos resultados, destacam-se:

• A tensão cisalhante unitária foi maior nas PCEs em terreno natural, especialmente até 7 m de profundidade, atingindo 140 kPa na PCE-01 (sensor a 5,70 m).

• A PCE-03, no 10º estágio, apresentou cerca de 24% da tensão cisalhante total da PCE-01, enquanto a PCE-04 atingiu aproximadamente 45% no estágio final.

• Houve diferença na redistribuição de carga: nas estacas em terreno natural, a carga na ponta variou entre 15% e 27%; nas estacas em terreno escavado, entre 33% e 38%, indicando maior contribuição da ponta.

• As cargas máximas aplicadas foram diferentes (500 tf, 445 tf, 460 tf e 460 tf), dificultando a comparação direta da resistência última.

De modo geral, o comportamento distinto das estacas resulta da combinação de fatores como: alterações no estado de tensões devido à escavação (alívio e recompressão), variações do perfil geotécnico e diferenças no processo executivo.

Esses fatores influenciam a mobilização do atrito lateral e a redistribuição de cargas, evidenciando a importância do estado de tensões no desempenho de fundações profundas em áreas escavadas.

AGRADECIMENTOS

Ao IF Goiano – Campus Trindade, ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e ao Programa Institucional de Bolsas de Iniciação Científica (PIBIC), pelo incentivo e subsídio ao desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. Solo - Prova de carga estática em fundações profundas. Rio de Janeiro.
- Cruz Junior, A.J. da. (2016). Instrumentação de fundações estaqueadas. Dissertação de Mestrado, Publicação D0139G16, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, 208 p.
- Cruz Junior, A. J. da; Sales, M. M. (2023) *Banco de dados de provas de carga estática instrumentada.* Relatório técnico. Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 40 p. disponível em: Relatório_ Banco_de_Provas_de_Carga estatica instrumentadas.
- Fellenius, B.H. (2012). Discussion of "critical assessment of pile modulus determination methods" 1 appears in the canadian geotechnical journal, 48 (10): 1433–1448 [doi: 10.1139/t11-050]. Can. Geotech. J., 49(5): 614–621.
- Lam, C. & Jefferis, S.A. (2011). Critical assessment of pile modulus determination methods. Can. Geotech. J., 48(10): 1433–1448.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/34

Avaliação dos impactos estruturais e geotécnicos decorrentes do uso de diferentes métodos de determinação do coeficiente de Winkler em sapatas e radier

Matheus Albuquerque Salvo
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, matheusalbuquerque@ufmg.br

Lúcio Flávio de Souza Villar
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, lvillar@etg.ufmg.br

Luis Santos Duarte
Tractebel Engie, Belo Horizonte, Brasil, luis.santos@tractebel.engie.com

Victor Tadeu Lacerda
Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, vtl@ufmg.br

RESUMO: A interação solo–estrutura (ISE) desempenha papel determinante no desempenho de fundações superficiais. Este artigo avalia os impactos da utilização de diferentes métodos de determinação do coeficiente de Winkler, especificamente os métodos de Piancastelli (2012), Tepedino (1980) e Morrison (1993), aplicados ao dimensionamento de sapatas e radiers em um galpão industrial. As modelagens numéricas realizadas no software SAP2000 mostram que cada método influencia de maneira distinta os valores dos deslocamentos, das tensões de contato e a redistribuição de esforços, evidenciando a necessidade de uma escolha criteriosa do valor do Coeficiente de Reação Vertical (Kv).

PALAVRAS-CHAVE: Interação Solo–Estrutura (ISE), Coeficiente de Winkler, Fundações Superficiais, Modelagem Numérica, Sapata e Radier.

ABSTRACT: The soil–structure interaction (SSI) plays a decisive role in the performance of shallow foundations. This article evaluates the impacts of using different methods for determining the soil vertical reaction coefficient (Kv), specifically the methods proposed by Piancastelli (2012), Tepedino (1980), and Morrison (1993), applied to the design of footings and rafts in an industrial building. Numerical simulations carried out using the SAP2000 software show that each method influences displacements, contact stresses, and the redistribution of internal forces in distinct ways, highlighting the need for a careful selection of the Kv value.

KEYWORDS: Soil–Structure Interaction (SSI), Winkler Coefficient, Shallow Foundations, Numerical Modeling, Footing and Raft Foundation.

1 INTRODUÇÃO

A interação solo–estrutura (ISE) constitui um dos principais fatores que controlam o comportamento de fundações superficiais, especialmente em edificações industriais que estão sujeitas a diferentes níveis de rigidez e redistribuição de esforços. Entre os modelos empregados para representar essa interação, a hipótese de Winkler permanece amplamente utilizada na engenharia estrutural devido à sua simplicidade e à capacidade de aproximar o comportamento do solo por meio de molas lineares distribuídas (BOWLES, 1997). Entretanto, a determinação adequada do coeficiente de reação vertical do solo (Kv) é fundamental para que o modelo represente de maneira consistente as características geotécnicas envolvidas.

Neste estudo, são analisados comparativamente três métodos de obtenção de Kv: Piancastelli (2012), Tepedino (1980) e Morrison (1993), aplicados ao dimensionamento de sapatas e radiers em um galpão industrial. A metodologia adotada envolve modelagens tridimensionais no software SAP2000, mantendo-se constantes todas as propriedades estruturais e geotécnicas para que apenas a variação de Kv influencie a resposta global do sistema.

2 METODOLOGIA

Foram analisadas duas soluções de fundação superficial aplicadas a um galpão industrial: sapatas isoladas e radier. A escolha dessas tipologias fundamenta-se em sua ampla aplicação em estruturas industriais e nas diferenças no mecanismo de transferência de cargas ao solo. Enquanto as sapatas transmitem os esforços estruturais de forma pontual, o radier promove uma distribuição mais uniforme das cargas sobre a superfície de contato com o terreno. Dessa forma, a consideração dessas duas alternativas permite avaliar comparativamente os efeitos da determinação do coeficiente de reação do solo no comportamento da interação solo–estrutura.

As análises estruturais foram realizadas com o auxílio do software SAP2000, mantendo-se constantes todas as variáveis geométricas e de carregamento do modelo estrutural, com exceção do valor do coeficiente de reação vertical do solo (Kv). Para a representação da interação solo–estrutura, adotou-se o modelo de Winkler, no qual o solo é idealizado por meio de um conjunto de molas lineares independentes distribuídas ao longo da base da fundação. Esse modelo permite representar de forma simplificada a deformabilidade do solo e sua influência no comportamento estrutural (CASELUNGHE; ERIKSSON, 2012).

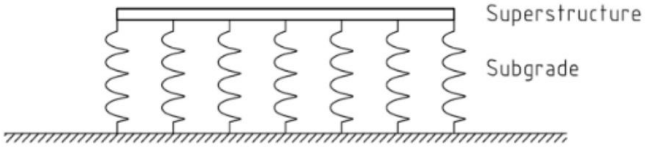


Figura 1. Representação do modelo de Winkler de CASELUNGHE, A. e ERIKSSON, J. (2012).

Para a caracterização geotécnica do terreno de fundação, utilizou-se um boletim de sondagem à percussão (SPT) previamente executado na área de implantação do galpão. A partir dos resultados obtidos, adotou-se como referência a média dos valores de NSPT correspondentes às três primeiras camadas de solo imediatamente abaixo da superfície do terreno, consideradas representativas da região do bulbo de tensões influenciado pelas fundações superficiais.

Com base nesse valor médio, procedeu-se à estimativa da tensão admissível do solo por meio da correlação empírica apresentada na Equação (1), conforme proposto por Albieiro e Cintra (2016). A aplicação dessa relação resultou em uma tensão admissível de 1,0 kgf/cm², valor adotado como parâmetro nas análises estruturais e geotécnicas subsequentes..

$$\sigma_a = \frac{\overline{Nspt}}{5} \tag{1}$$

Para a determinação do coeficiente de reação vertical do solo (Kv), foram considerados três métodos de estimativa amplamente utilizados na literatura técnica: os métodos propostos por Tepedino (1980), Morrison (1993) e Piancastelli (2012). Esses métodos apresentam abordagens distintas para a determinação do coeficiente de reação do solo, baseando-se em diferentes correlações entre parâmetros geotécnicos e características das fundações.

A escolha desses métodos deve-se à sua aplicação em estudos de interação solo–estrutura e à possibilidade de comparação entre diferentes formas de estimativa do coeficiente de Winkler. Enquanto algumas formulações se baseiam em correlações empíricas associadas à tensão admissível do solo e às características do terreno, outras consideram parâmetros relacionados à rigidez do sistema solo–fundação. Dessa forma, a utilização desses três métodos permite avaliar a sensibilidade das análises estruturais às variações no coeficiente de reação vertical do solo, possibilitando uma análise comparativa dos impactos desses modelos no comportamento das fundações analisadas.

2.1 PIANCASTELLI (2012)

Para o método teórico de Piancastelli (2012), foi obtido o coeficiente de Winkler com base na Equação (2) e (3):

$$k = C_r * A \quad (2)$$

Onde C_r é o coeficiente de recalque do solo e A é a área de solo a ser discretizada por uma única mola.

$$C_\mathrm{r} = \frac{E_S}{B.f} \quad (3)$$

Sendo que E_S é módulo de elasticidade do solo, B a largura da fundação direta e f é um coeficiente obtido pela relação entre espessura da camada de solo deformável pela largura da fundação e o comprimento da fundação sobre a largura, conforme Tabela 1.

Tabela 1 – Definição dos valores de f, adaptado de PIANCASTELLI (2012).

-	L/B	1	1,5	2	3	5	10	20	infinito
Z/B	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,2	-	0,18	0,18	0,18	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19
0,4	-	0,29	0,31	0,32	0,33	0,33	0,34	0,34	0,34
0,6	-	0,37	0,4	0,42	0,45	0,45	0,46	0,46	0,46
0,8	-	0,44	0,47	0,5	0,53	0,56	0,57	0,57	0,57
1	-	0,49	0,53	0,57	0,61	0,64	0,67	0,67	0,67
1,5	-	0,58	0,65	0,7	0,75	0,81	0,86	0,87	0,87
2	-	0,64	0,72	0,78	0,85	0,93	1	1,23	1,24
3	-	0,7	0,82	0,89	0,99	1,09	1,2	1,25	1,25
4	-	0,74	0,87	0,96	1,07	1,19	1,33	1,43	1,45
5	-	0,76	0,9	1,09	1,13	1,27	1,43	1,54	1,55
6	-	0,78	0,93	1,03	1,17	1,33	1,58	1,68	1,71
8	-	0,8	0,95	1,09	1,23	1,4	1,61	1,75	1,89
10	-	0,81	0,97	1,09	1,26	1,45	1,68	1,85	2,03
14	-	0,82	0,98	1,11	1,29	1,5	1,79	2	2,25
20	-	0,82	0,98	1,12	1,32	1,57	1,89	2,12	2,48

2.2 TEPEDINO (1980)

O método proposto por Tepedino (1980) baseia-se em correlações empíricas entre o ensaio SPT e o coeficiente de reação vertical do solo (Kv). O autor estabelece as equações (4) e (5), para argilas e solos argilosos e para areias e solos arenosos, respectivamente para determinação do KV:

$$K_v = 300 * NSPT \quad (4)$$

$$K_v = 500 * NSPT \quad (5)$$

Onde NSPT é o número de golpes registrados na cravação dos 30 cm finais do amostrador no ensaio SPT.

2.3 MORRISON (1993)

No método proposto por Morrison (1993), o coeficiente de reação vertical do solo (Kv) é obtido a partir da tensão admissível do solo previamente determinada para o perfil geotécnico da região. Dessa forma, o valor de tensão admissível do solo serve como parâmetro de entrada para a correlação empírica utilizada pelo autor, conforme mostrado na Tabela 2, permitindo estimar a rigidez vertical equivalente do solo e, consequentemente, representar sua deformabilidade no modelo de interação solo–estrutura.

Tabela 2 – Valores adotados por Morrison de coeficiente de mola vertical com base na tensão admissível, adaptado de MORRISON (1993).

Tensão admissível (kgf/cm²)	Kv (tnf/m³)	Tensão admissível (kgf/cm²)	Kv (tnf/m³)	Tensão admissível (kgf/cm²)	Kv (tnf/m³)
0,25	650	1,55	3190	2,85	5700
0,3	780	1,6	3280	2,9	5800
0,35	910	1,65	3370	2,95	5900
0,4	1040	1,7	3460	3	6000
0,45	1170	1,75	3550	3,05	6100
0,5	1300	1,8	3640	3,1	6200
0,55	1430	1,85	3730	3,15	6300
0,6	1560	1,9	3820	3,2	6400
0,65	1570	1,95	3910	3,25	6500
0,7	1660	2	4000	3,3	6600
0,75	1750	2,05	4100	3,35	6700
0,8	1840	2,1	4200	3,4	6800
0,85	1930	2,15	4300	3,45	6900
0,9	2020	2,2	4400	3,5	7000
0,96	2110	2,25	4500	3,55	7100
1	2200	2,3	4600	3,6	7200
1,05	2290	2,35	4700	3,65	7300
1,1	2380	2,4	4800	3,7	7400
1,15	2470	2,45	4900	3,75	7500
1,2	2560	2,5	5000	3,8	7600
1,25	2650	2,55	5100	3,85	7700
1,3	2740	2,6	5200	3,9	7800
1,35	2830	2,65	5300	3,95	7900
1,4	2920	2,7	5400	4	8000
1,45	3010	2,75	5500	–	–
1,5	3100	2,8	5600	–	–

O coeficiente de Winkler foi calculado para cada método analisado. Para determinação do coeficiente de reação horizontal (Kh), foi adotado 20% do valor encontrado para o coeficiente de reação vertical do solo (Kv), recomendado por Reale Dias (2013). Além disso, visto que o dimensionamento da estrutura foi realizado pelo SAP2000 v25 (COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2023), software utilizado para modelos finitos, foi determinado o Kh a cada nó da estrutura, visto que a mesma foi discretizada em várias "placas" de 30x30cm, a fim de obter a matriz de rigidez.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os valores dos coeficientes de mola obtidos pelos métodos utilizados estão apresentados na Tabela 3. A análise comparativa entre os métodos de Piancastelli (2012), Tepedino (1980) e Morrison (1993) evidenciou diferenças significativas no comportamento estrutural e geotécnico das fundações modeladas. Os resultados de momentos fletores, deslocamentos e tensões de contato permitiram visualizar como a variação do coeficiente de reação vertical do solo influencia na rigidez global do sistema solo–estrutura, conforme pode ser percebido nas Figuras 2 a 4.

Tabela 3 – Valores utilizados para coeficiente de mola nos 3 métodos a serem analisados, autoria própria.

	Morrison (1993)	**Tepedino (1980)**
Kv (tnf/m³)	2200	2500
Kh (tnf/m³)	440	500
Kh nó (tnf/m³)	9,90	11,25
	Radier - Piancastelli (2012)	**Sapata - Piancastelli (2012)**
Kv (tnf/m³)	347	765
Kh (tnf/m³)	69,4	153,1
Kh nó (tnf/m³)	1,56	3,44

Os valores de momento fletor demonstraram que o radier é a fundação mais sensível à variação de rigidez fornecida pelos três métodos. O método de Piancastelli (2012) apresentou o maior momento fletor no radier, atingindo aproximadamente 4,55 tf*m, refletindo maior concentração de esforços internos decorrente da maior rigidez atribuída ao solo, como pode ser visto pela Figura 2. Para as sapatas, os momentos permaneceram praticamente constantes, com valores próximos de 2,86 tf*m em todos os métodos. Esse comportamento uniforme indica que a sensibilidade das sapatas aos diferentes valores de Kv é menor do que no radier, sugerindo que para fundações isoladas, a variação da rigidez do solo exerce influência mais limitada neste tipo de solicitação.

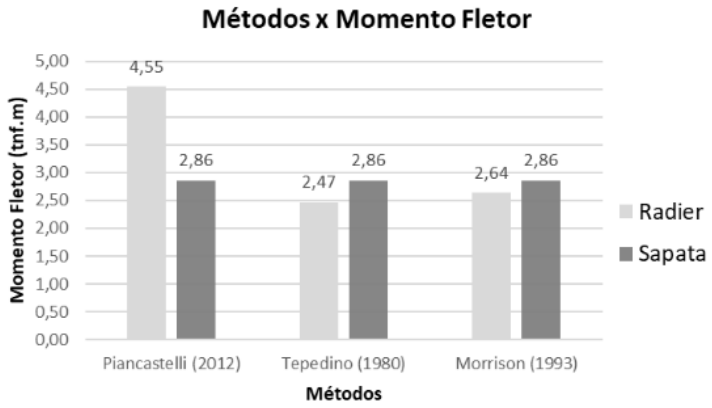


Figura 2 – Valores obtidos com base no dimensionamento da estrutura para os três métodos, autoria própria.

Para os deslocamentos verticais (ver Figura 3), ficou evidente a maior discrepância entre os métodos avaliados. O método de Piancastelli (2012) apresentou os maiores deslocamentos para os dois tipos de fundações, com valores de 5,08 mm para o radier e 11,00 mm para a sapata. Esses resultados indicam que, apesar de Piancastelli (2012) gerar maiores momentos fletores no radier, sua formulação para Kv resulta em valores que indicam uma fundação mais deformável, especialmente no caso das sapatas. Os outros métodos apresentaram deslocamentos significativamente menores. Tepedino (1980) registrou deslocamentos mínimos, variando entre 1,00 e 1,85 mm, enquanto Morrison (1993) apresentou valores intermediários, entre 1,08 e 2,08 mm. Esses resultados mostram que estes métodos tendem a representar um solo mais rígido, reduzindo a deformação vertical e tornando o sistema estrutural menos suscetível a recalques. A diferença entre os valores resultantes da aplica destes métodos destaca a importância da escolha de Kv na avaliação de desempenho, especialmente quando limites de deslocamento controlam o dimensionamento ou o funcionamento operacional da estrutura.

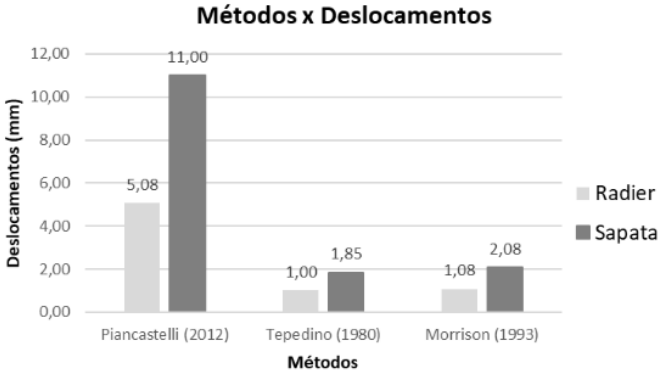


Figura 3 – Valores obtidos com base no dimensionamento da estrutura para os três métodos, autoria própria.

A comparação das tensões atuantes revela comportamento distinto entre radier e sapatas, como pode ser percebido pela Figura 4. Para as sapatas, as tensões permaneceram constantes em 0,49 kgf/cm² de acordo com todos os métodos utilizados, evidenciando que a área reduzida de contato e a aplicação direta das cargas tornam

a tensão média praticamente independente da rigidez do solo. No radier, entretanto, verificou-se maior sensibilidade. O método de Piancastelli (2012) apresentou a menor tensão mobilizada (0,154 kgf/cm²), refletindo maior deformabilidade e melhor distribuição de carga ao longo da fundação. Já os métodos de Tepedino (1980) e Morrison (1993) apresentaram valores mais elevados, de 0,238 e 0,224 kgf/cm², respectivamente. Esses resultados mostram que coeficientes de mola mais rígidos tendem a aumentar a concentração de tensões no radier, alterando diretamente o comportamento geotécnico da fundação.

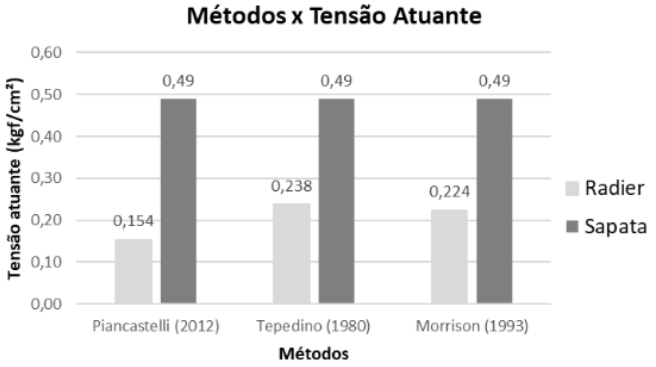


Tabela 6 – Valores obtidos com base no dimensionamento da estrutura para os três métodos, autoria própria.

4 CONCLUSÕES

Os resultados evidenciam diferenças expressivas nos valores dos deslocamentos, nas tensões de contato e nas envoltórias de esforços internos, indicando que métodos empíricos tendem a representar um solo mais deformável, enquanto o método teórico apresenta rigidez significativamente maior. Verificou-se também que essas diferenças impactam diretamente o comportamento estrutural e geotécnico da obra, podendo modificar as verificações de desempenho, a redistribuição de esforços entre pilares e a própria segurança da fundação. Dessa forma, a seleção do método utilizado para determinar o coeficiente de Winkler revela-se essencial para garantir análises mais realistas, seguras e coerentes com as condições de projeto.

A análise dos resultados mostra que a seleção do coeficiente de reação vertical do solo exerce impacto direto na previsão do desempenho estrutural e geotécnico das fundações, no caso, sapatas e radiers. O método de Piancastelli (2012), por apresentar menor valor de rigidez, resultou na previsão de maiores deslocamentos, menor tensão no radier e maior momento fletor, enquanto os métodos de Tepedino (1980) e Morrison (1993) forneceram previsões de comportamento mais rígido, com menores deslocamentos e tensões mais elevadas. A diferença entre as respostas do radier e das sapatas demonstra que fundações contínuas são mais sensíveis à variação de Kv, especialmente em termos de esforços internos e distribuição de tensões.

Com base nos resultados obtidos e na análise comparativa dos métodos de determinação do coeficiente de reação vertical do solo, algumas recomendações podem ser estabelecidas para orientar aplicações práticas e estudos futuros:

- A determinação do coeficiente de Winkler deve ser realizada com cautela, considerando não apenas a facilidade de aplicação dos métodos, mas também a representatividade das condições geotécnicas locais. Recomenda-se que o valor de Kv não seja assumido unicamente por correlações empíricas sem uma verificação mínima com parâmetros do solo obtidos em campo ou laboratório.
- Para projetos em que as deformações admissíveis constituem o critério mais relevante, recomenda-se analisar o método de Piancastelli (2012) com atenção especial, pois este tende a fornecer valores mais elevados de recalque e maior sensibilidade à deformabilidade do solo. Esse método se mostra adequado em estudos que buscam avaliar cenários mais críticos de deslocamento.
- Os métodos de Tepedino (1980) e Morrison (1993) apresentaram respostas semelhantes e menor sensibilidade às variações em relação ao tipo de fundação (se sapata ou radier), sendo adequados para análises preliminares, simulações iniciais e projetos em que a rigidez do solo já é conhecida ou possui baixa variabilidade.

- A escolha do método de obtenção de Kv deve ser acompanhada de uma análise comparativa entre diferentes abordagens, de modo a evitar que a adoção de um único valor resulte em subestimação ou superestimação dos esforços internos. A realização de análises paralelas aumenta a confiabilidade do dimensionamento e possibilita identificar tendências no comportamento da fundação.
- Para empreendimentos industriais, onde recalques diferenciais podem comprometer equipamentos e processos, recomenda-se que a análise estrutural considere valores conservadores de Kv e cenários alternativos de rigidez, garantindo maior margem de segurança no dimensionamento final.
- Estudos futuros podem incluir a incorporação de modelos de interação solo–estrutura mais avançados, considerando não linearidade do solo, variabilidade espacial do NSPT e efeitos tridimensionais na distribuição de tensões. A comparação entre o modelo de Winkler e abordagens contínuas, como modelos elastoplásticos ou mecanismos baseados em MEF geotécnico, pode complementar a análise apresentada.
- Recomenda-se também ampliar a base de dados de sondagens e ensaios de campo, de modo que os métodos de determinação de Kv possam ser calibrados para as condições específicas do terreno. Isso permite reduzir incertezas e melhorar a precisão das estimativas de deformabilidade utilizadas nas simulações estruturais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Instituto de Engenharia do CREA-SP pela realização do evento e ao Geotecnia Brasil pela ampla divulgação de informações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBIEIRO, José Humberto; CINTRA, José Carlos Azevedo. Fundações superficiais. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

BOWLES, Joseph E. Foundation analysis and design. 5. ed. New York: McGraw-Hill, 1997.

CASELUNGHE, A.; ERIKSSON, J. Structural element approaches for soil-structure interaction. 2012.

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. SAP2000: Integrated software for structural analysis and design. Version 25. Berkeley: Computers and Structures, Inc., 2023.

MORRISON, N. Interacción suelo-estructuras: semi-espacio de Winkler. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 1993.

PIANCASTELLI, É. M. Tópicos em estruturas de fundação e contenção. Belo Horizonte: SEI Engenharia de Projetos Ltda., 2012.

REALE, C.; DIAS, J. Winkler spring stiffness distribution for the structural analysis of foundations. International Journal of Geomechanics, v. 13, n. 6, p. 769–780, 2013.

TEPEDINO, J. M. Curso de especialização: notas de aula. s.l.: s.n., 1980.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/35

Avaliação dos Recalques e das Distorções Admissíveis Considerando a Interação Solo-Estrutura em Transportadora de Correia de Longa Distância.

Jaime Andres Castañeda Barbosa
Engenheiro Geotecnico, BVP Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, jaime.barbosa@bvp.eng.br

Paulo Roberto da Costa Cella
Diretor Técnico, BVP Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, paulo.cella@bvp.eng.br

Lucas Gonçalves de Faria
Engenheiro Geotecnico, BVP Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, lucas.faria@bvp.eng.br

Pablo Fernando Sanchez
Engenheiro Geotecnico, BVP Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, pablo.sanchez@bvp.eng.br

Mariane de Jesus Pereira da Silva
Engenheira Geotecnica, Vale, Belo Horizonte, Brasil, mariane5.silva5@vale.com

João Paulo Rodrigues da Costa
Engenheiro Geotecnico, Vale, Belo Horizonte, Brasil, joao.paulo.rodrigues@vale.com

RESUMO: Transportadoras de Correia de Longa Distância (TCLD) constituem infraestruturas essenciais em empreendimentos minerários, sendo responsáveis pelo transporte contínuo de minério desde a mina até as áreas de processamento ou disposição. A segurança estrutural dessas estruturas depende do controle rigoroso dos recalques e das distorções angulares nos elementos de fundação. Este trabalho apresenta a avaliação dos efeitos dos recalques diferenciais nas fundações de uma TCLD implantada sobre maciço sujeito a sobrecarga adicional decorrente da etapa final de alteamento da barragem adjacente. Foram adotados como critérios de desempenho limites admissíveis de distorção angular (< 1/500) e recalque (< 15 mm). Modelagens numéricas bidimensionais (2D) e tridimensionais (3D), utilizando o Método dos Elementos Finitos e considerando explicitamente a interação solo - estrutura, foram empregadas para analisar o comportamento do sistema. As análises indicaram que a sobrecarga poderia gerar valores superiores aos limites estabelecidos, demandando a adoção de medidas corretivas, como o aprofundamento das estacas até horizonte geotécnico mais competente e ajustes no arranjo geométrico para redução da sobrecarga. Após a implementação das soluções propostas, os recalques diferenciais e as distorções angulares permaneceram dentro dos limites admissíveis, assegurando a segurança estrutural e a continuidade operacional da TCLD.
PALAVRAS-CHAVE: Distorções angulares; Recalques diferenciais; TCLD; Interação solo-estrutura ISE; Modelagem numérica.

ABSTRACT: Long-Distance Belt Conveyors (LDBC) are essential infrastructures in mining operations, responsible for the continuous transportation of ore from the mine to processing or disposal areas. The structural safety of these systems depends on strict control of settlements and angular distortions in foundation elements. This study presents an assessment of the effects of differential settlements on the foundations of an LDBC installed over a ground mass subjected to additional surcharge resulting from the final stage of raising of an adjacent dam. Serviceability criteria were defined as allowable angular distortion (< 1/500) and maximum absolute settlement (< 15 mm). Two-dimensional (2D) and three-dimensional (3D) numerical models, developed using the Finite Element Method and explicitly considering soil–structure interaction, were employed to evaluate system behavior. The analyses indicated that the additional surcharge could produce values exceeding the established limits, requiring corrective measures such as extending the piles to a more competent geotechnical layer and adjusting the structural layout to reduce surcharge effects. After implementing the proposed solutions, differential settlements and angular distortions remained within allowable limits, ensuring structural safety and operational continuity of the LDBC system.

KEYWORDS: Angular distortion; Differential settlement; Long-distance belt conveyor (LDBC); Soil–structure interaction (SSI); Numerical modeling

1 INTRODUÇÃO

As correias transportadoras constituem sistemas essenciais para o transporte contínuo de materiais na mineração moderna, sendo amplamente empregadas em operações de cobre para o deslocamento de minério britado entre a frente de lavra e as plantas de beneficiamento. Em comparação ao transporte por caminhões, esses sistemas apresentam elevada eficiência energética e menores custos operacionais, especialmente em operações de grande porte e longas distâncias (CEMA, 2014).

Em empreendimentos dessa natureza, as correias frequentemente atravessam terrenos com topografia acidentada, incluindo vales encaixados, encostas e áreas previamente alteadas por pilhas de estéril ou aterros. As estruturas metálicas de suporte da TCLD são usualmente apoiadas sobre fundações em concreto, responsáveis pela transmissão das cargas ao maciço de apoio, que pode ser constituído por rocha, solo natural ou materiais compactados. A variabilidade geotécnica desses materiais pode resultar em distribuições não uniformes de tensões e deformações, favorecendo a ocorrência de recalques diferenciais entre bases adjacentes.

Segundo Terzaghi (1943), Das (2010) e Velloso e Lopes (2011), o desempenho de fundações depende tanto da capacidade de suporte quanto da deformabilidade do maciço de apoio. Dessa forma, a resposta estrutural do sistema está diretamente relacionada à interação entre a rigidez dos elementos de fundação e o comportamento mecânico do terreno.

A influência da Interação Solo-Estrutura (ISE) sobre a redistribuição de esforços e a ocorrência de recalques diferenciais tem sido amplamente discutida na literatura técnica (Gusmão, 1990; Antunes e Iwamoto, 2000; Ferro e Chueiri, 2000; Reis e Aoki, 2000). Com o avanço das técnicas de modelagem numérica, tornou-se possível representar de forma mais realista a transferência de cargas, a evolução dos deslocamentos e a resposta conjunta do sistema solo-fundação-estrutura (Gavioli, 2018).

Em estruturas lineares apoiadas sobre aterros ou solos naturais sujeitos a carregamentos variáveis e geometrias complexas, a modelagem tridimensional torna-se particularmente importante para a avaliação dos recalques diferenciais e das distorções angulares. O estudo de caso refere-se a uma TCLD existente localizada em área adjacente a uma barragem, cujas fundações passaram a ser influenciadas pelo maciço durante a etapa final de alteamento.

Neste contexto, o presente trabalho apresenta análises numéricas bidimensionais (2D) e tridimensionais (3D), desenvolvidas por meio do Método dos Elementos Finitos, com o objetivo de avaliar recalques e distorções angulares nas fundações da TCLD sob condição de sobrecarga adicional. Foram investigadas duas alternativas de intervenção: (i) o aprofundamento das estacas até horizontes geotécnicos mais competentes; e (ii) a redução da sobrecarga de enrocamento incidente sobre as fundações que apresentavam recalques superiores aos limites admissíveis.

2 METODOLOGIA

De acordo com o caso em estudo, a área de implantação do aterro e onde se localizam as bases existentes do TCLD passará por um processo de limpeza de fundação, com a remoção de materiais menos competentes, como o aterro existente e o solo residual, até a profundidade máxima de 4 metros. A fundação do novo aterro e das bases do TCLD deverá ser estabelecida predominantemente sobre solo residual de gnaisse e quartzito medianamente alterados, apresentando diferentes resistências mecânicas, conforme indicado pelos resultados dos ensaios de campo e de laboratório. Além de proporcionar uma melhor caracterização dos materiais de fundação do aterro, a distribuição espacial das sondagens na área permitiu a estimativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento por meio de correlações empíricas e ensaios triaxiais de laboratório.

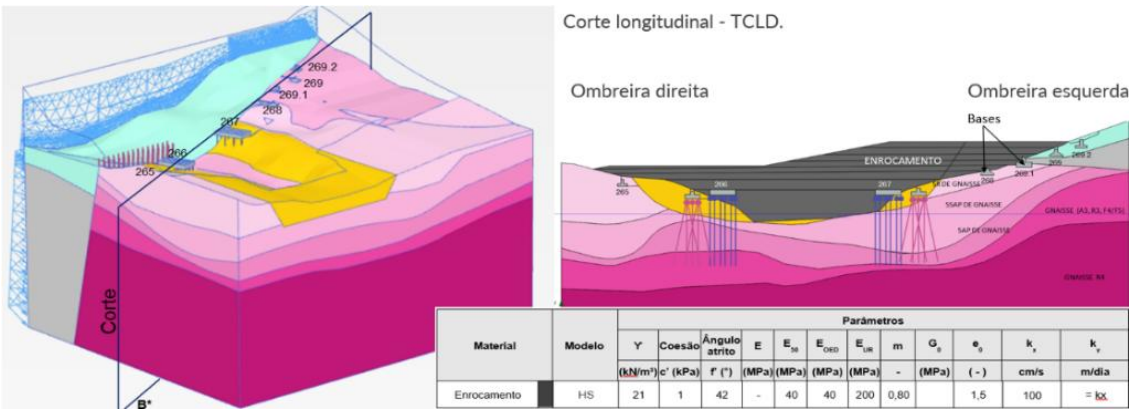
Para esse fim, foi desenvolvido um modelo geomecânico tridimensional dos materiais de fundação, das bases do TCLD e do próprio aterro (enrocamento), utilizando o software Leapfrog, incorporando as principais

condições geológicas, geotécnicas e estruturais identificadas. O modelo foi posteriormente refinado no Rhinoceros (Rhino) e importado para os softwares Plaxis 2D e Plaxis 3D, sendo subdividido em etapas construtivas, de modo a simular a execução do aterro até sua configuração geométrica final (Figura 1).



Figura 1. Etapas de construção do modelo numérico 3D (Leapfrog–Rhino–PLAXIS 3D).

Em seguida, o modelo foi discretizado em uma malha tridimensional de elementos finitos, na qual foram inseridos os parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais para o cálculo das tensões e deformações atuantes em cada etapa construtiva. Para o aterro de enrocamento, foi calibrado o modelo constitutivo avançado Hardening Soil Model (HSM), considerando os resultados de instrumentação obtidos por meio de inclinômetros. Para os demais materiais, foram adotados os modelos constitutivos de Mohr-Coulomb (para os solos) e Hoek-Brown (para a rocha). A Figura 2 apresenta o arcabouço do modelo geotécnico desenvolvido para dar suporte às análises tensão-deformação em 2D (corte longitudinal) e 3D. As duas bases que não estão atendendo aos limites admissíveis são as bases 268 e 269.1, indicadas na Figura 2.



Material	Modelo	Parâmetros											
		γ	Coesão	Ângulo atrito	E	E_{50}	E_{OED}	E_{UR}	m	G_0	e_0	k_x	k_y
		(kN/m³)	c' (kPa)	f' (°)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	-	(MPa)	(-)	cm/s	m/dia
Enrocamento	HS	21	1	42	-	40	40	200	0,80		1,5	100	= kx

Figura 2. Bases do TCLD modelagem numerica 2D e 3D (PLAXIS 3D, 2025.1).

As fronteiras dos modelos numéricos tridimensionais foram definidas com restrição de deslocamentos horizontais nas direções laterais (+x, -x, +y, -y), permitindo deslocamentos livres na direção vertical (+z, -z) nessas mesmas fronteiras. Na fronteira inferior (zmin), foram consideradas restrições aos deslocamentos verticais, permitindo-se, contudo, a liberdade de deslocamento nas direções horizontais. Já na fronteira superior, o modelo admite deslocamentos livres em todas as direções. As condições de poropressão foram definidas com base em uma superfície freática hidrostática, obtida a partir da extrusão da linha freática adotada nos modelos bidimensionais de equilíbrio limite e nos estudos tensão-deformação tridimensionais do maciço global. Essa linha foi extraída das seções de referência de cada modelo tridimensional, sendo selecionada conforme a seção mais representativa da faixa analisada (Figura 3).

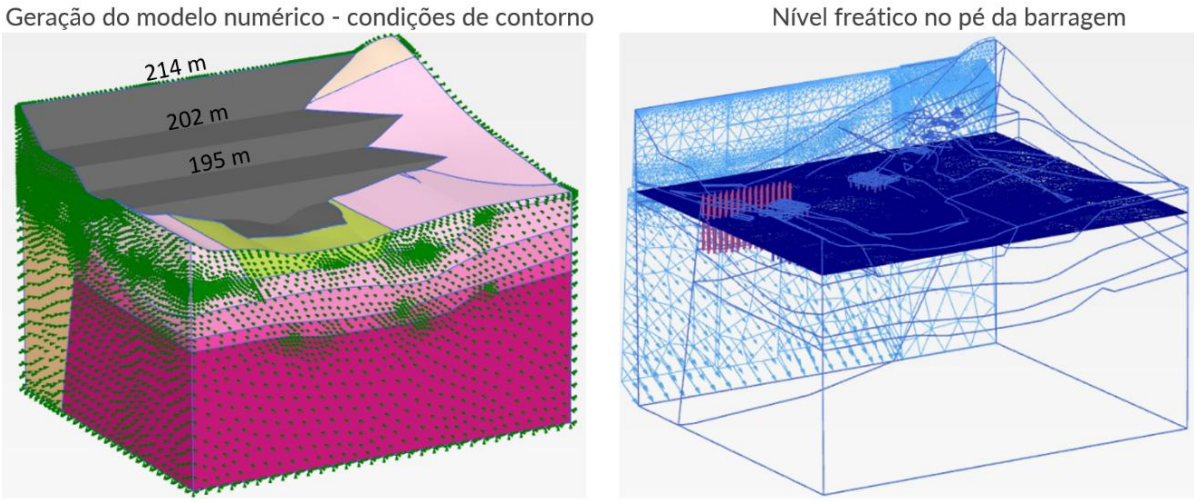


Figura 3. Condições de contorno modelagem 3D e nivel d'água (PLAXIS 3D, 2025.1).

Finalmente, no modelo tridimensional de estudo, foram simuladas as construções das bancadas de alteamento nas elevações 195 m, 202 m e 214 m (Sobrecarga no TCLD existente). As demais etapas de alteamento foram representadas por meio da aplicação de carregamentos de fronteira.

Esse carregamento de fronteira, que simula os efeitos das fases superiores de alteamento, foi aplicado em três frações progressivas, correspondentes a 33%, 66% e 100% do carregamento total predefinido para a elevação final, de modo a garantir o equilíbrio entre as etapas simuladas (Figura 4).

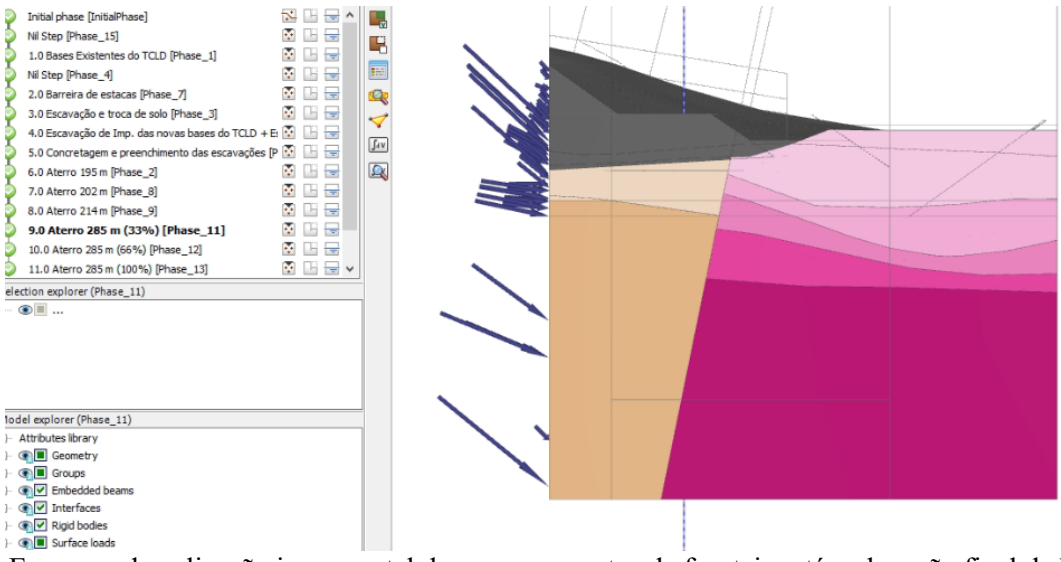
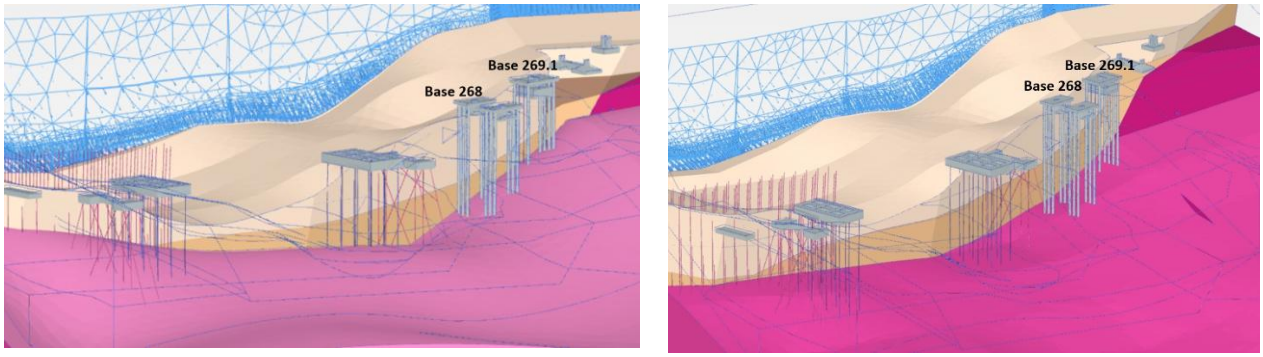


Figura 4. Esquema de aplicação incremental dos carregamentos de fronteira até a elevação final da barragem de enrocamento (PLAXIS 3D, versão 2025.1).

2.1 Estacas de fundação bases LC-268 e LC-269.1

Para viabilizar o início do alteamento no cenário final de construção, foi implementado um reforço por meio de estacas nas bases LC-268 e LC-269.1, com o objetivo de reduzir os recalques verticais e garantir o atendimento aos limites admissíveis de serviço. Na primeira alternativa, as estacas foram dimensionadas para apoio em solo saprolítico de gnaisse, enquanto na segunda alternativa previu-se o apoio em gnaisse medianamente alterado, considerado mais competente. As profundidades das estacas variaram entre 18 m (apoio no solo saprolítico de gnaisse) e 23 m (apoio no gnaisse medianamente alterado), conforme ilustrado na Figura 5.



(a) Comprimento das estaca de 18 m – apoiada sobre solo Saprolitico de Gnaisse

(b) Comprimento das estaca de 23 m – apoiada sobre Gnaisse medianamente alterado

Figura 5. Estaqueamento nas bases 268 e 269.1 do TCLD (PLAXIS 3D, versão 2025.1).

2.2 Novo Arranjo Geometrico acima das bases LC-268 e LC-269.1

Outra alternativa avaliada consistiu na adoção de um novo arranjo geométrico do enrocamento situado acima das bases LC-268 e LC-269.1. Esse arranjo considerou a redução da altura do maciço em aproximadamente 5 m sobre essas bases, por meio da supressão de um volume de 5.068 m³ de enrocamento, adotando-se uma inclinação V:H de 1:1,5. A proposta teve como objetivo atender aos critérios de desempenho estabelecidos para o projeto, garantindo que os recalques permanecessem dentro dos limites admissíveis de serviço, bem como promovendo a redução dos deslocamentos horizontais no entorno das fundações da estrutura do TCLD (Figura 6).

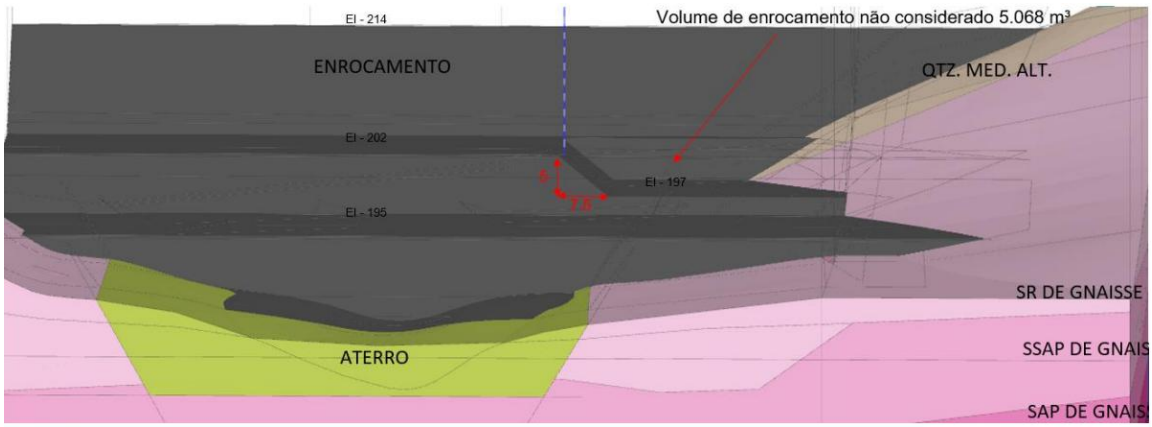


Figura 6. Vista frontal do novo arranjo geométrico na elevação final da barragem de enrocamento (PLAXIS 3D, versão 2025.1).

3 RESULTADOS DA MODELAGEM NUMERICA 3D

As análises preliminares evidenciaram recalques acima dos valores admissíveis nas bases LC-268 e LC-269.1 (Figura 7). Em função disso, foram estudadas alternativas de adequação das fundações dessas bases.

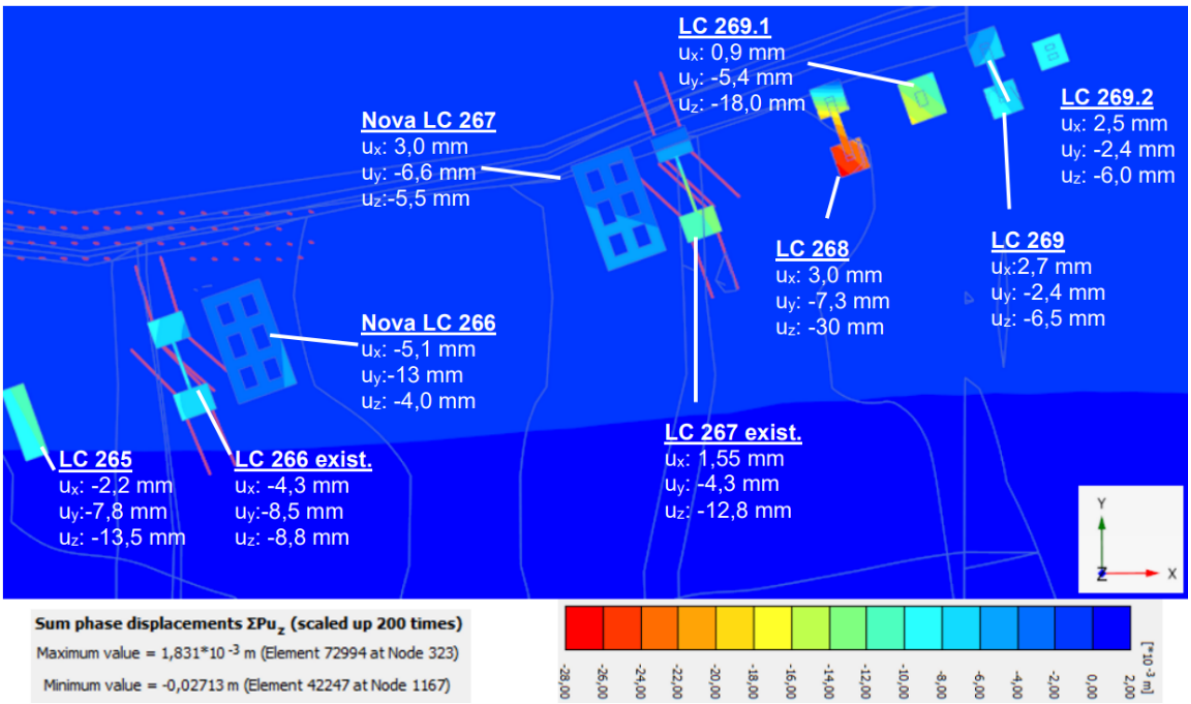
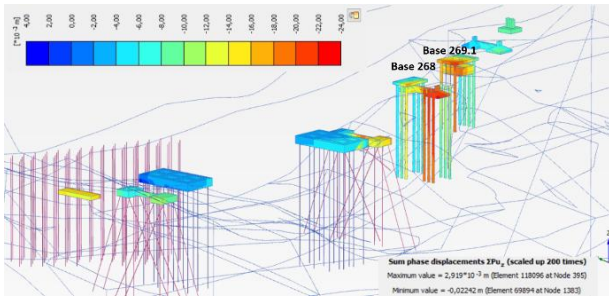


Figura 7. Resultados dos deslocamentos horizontais e verticais nas bases do TCLD – vista de planta (PLAXIS 3D, versão 2025.1).

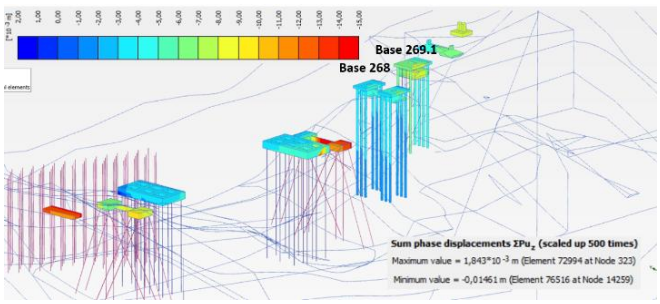
3.1 Resultados das Estacas de fundação bases LC-268 e LC-269.1

Considerando a alternativa de reforço por estacas, observa-se uma leve redução nos recalques e deslocamentos para estacas com comprimento de 18 m, apoiadas sobre solo saprolítico de gnaisse. No entanto, essa solução ainda não atendeu aos valores admissíveis estabelecidos em projeto Figura 8(a).

Diante disso, propôs-se o aprofundamento das estacas para 23 m, com apoio em gnaisse medianamente alterado, litotipo considerado mais competente em relação ao anterior. Nessa configuração, verificaram-se valores de recalque e deslocamento dentro dos limites admissíveis de projeto nas bases do TCLD Figura 8(b).
.



(a) Comprimento das estaca de 18 m – apoiada sobre solo saprolítico de Gnaisse – E = 120,0E3 (Kn/m²)



(b) Comprimento das estaca de 23 m – apoiada sobre Gnaisse medianamente alterado – E =10,90E6 (Kn/m²)

Figura 8. Resultados dos deslocamentos horizontais e verticais nas bases do TCLD – vista de planta (PLAXIS 3D, versão 2025.1).

3.1 Resultados do Novo Arranjo Geometrico acima das bases LC-268 e LC-269.1

Observa-se uma redução dos deslocamentos nas três direções (ux, uy e uz) quando comparado ao modelo inicial de estudo. As componentes horizontais e verticais mantiveram os mesmos sentidos de

deslocamento e apresentaram valores de recalque vertical dentro dos limites admissíveis, todos inferiores a 15 mm, para esse novo arranjo geométrico (Figura 9).

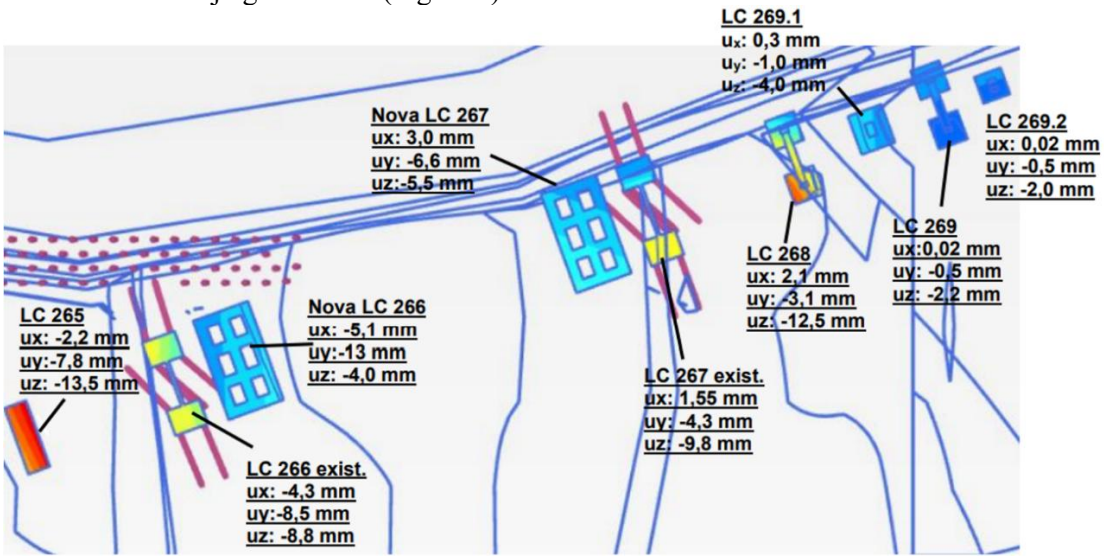


Figura 9. Novo arranjo geometrico acima das bases do TCLD LC-268 e LC-269.1 – vista de planta (PLAXIS 3D, versão 2025.1).

3.1 Distorções Angulares no Novo Arranjo Geometrico acima das bases LC-268 e LC-269.1

As distorções angulares entre as bases LC-268 e LC-269.1 do TCLD são apresentadas na Figura 10, correspondendo aos valores obtidos nas sapatas após a etapa final de construção. O valor resultante, da ordem de 1/1000, encontra-se dentro dos limites considerados seguros segundo a literatura técnica e as normas vigentes, não indicando potencial para ocorrência de danos estruturais.

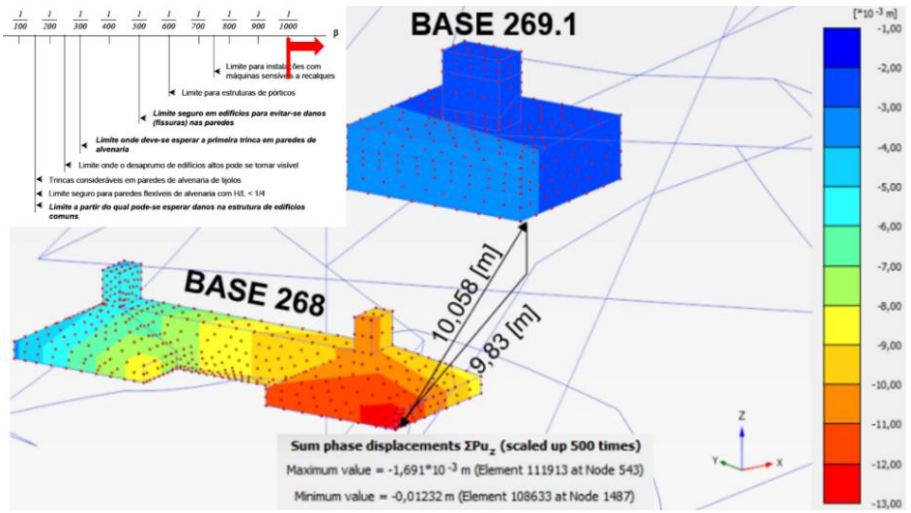


Figura 10. Distorções angulares no novo arranjo geometrico nas bases do TCLD 268 e 269.1 – elevação final.

Resultado distorção angular: $\beta = |\ ^{0,009}/_{9,83}\ | = 0.000915\ aproximadamente\ 1/1000$

4 CONCLUSÕES

As análises indicaram que, na condição inicial, os recalques verticais nas bases da TCLD atingiram valores de até 30 mm, superiores aos limites admissíveis, em função do incremento de tensões decorrente da

fase final de alteamento da barragem. Duas alternativas foram avaliadas: o aprofundamento das estacas até horizonte geotécnico mais competente e a redução da sobrecarga de enrocamento nas bases críticas. A solução com estacas mostrou-se tecnicamente robusta, reduzindo o recalque máximo para aproximadamente 12 mm. Entretanto, sua execução em campo apresenta maior complexidade construtiva, especialmente em área com geometria restritiva e declividades acentuadas. A alternativa baseada na redução da sobrecarga atingiu os resultados esperados com menor intervenção executiva, mantendo os recalques e distorções angulares dentro dos limites admissíveis e preservando os critérios de estabilidade da barragem. Dessa forma, mostrou-se mais adequada sob a ótica técnico-construtiva e operacional.

Com base nas análises estruturais realizadas para a estrutura de transporte por correia de longa distância (TCLD), conclui-se que os recalques verticais e as distorções angulares observados encontram-se dentro dos limites admissíveis recomendados por boas práticas de engenharia e referências normativas. Considerando a necessidade de garantir o pleno funcionamento do sistema transportador especialmente no que diz respeito ao alinhamento da correia, desempenho dos componentes móveis e integridade estrutural foram adotados os seguintes critérios de verificação:

• Recalque diferencial admissível: limitado a 25 mm, sendo recomendável a adoção de valores mais restritivos (≤ 15 mm) em regiões críticas, como cambotas, tambores de acionamento e esticadores. Distorção angular admissível: limitada a 1/500 a 1/1000, equivalente a variações angulares máximas entre 2 mm/m e 1 mm/m entre apoios.

• As análises numéricas e as avaliações de campo indicaram que as deformações da fundação permanecem dentro desses critérios, assegurando a estabilidade da estrutura metálica e o desempenho funcional do sistema transportador. Recomendase, ainda, a continuidade do acompanhamento por meio de instrumentação geotécnica e inspeções periódicas, de modo a retroalimentar os modelos de previsão e garantir o desempenho ao longo da vida útil da estrutura.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à BVP e à Vale pela disponibilização dos dados, incentivo e materiais utilizados neste estudo, bem como à PUC-Rio pelo apoio ao desenvolvimento da pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Antunes, H. M. C. C.; Iwamoto, R. K. *Um modelo de interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda.* In: XXII CILAMCE, 2000. Anais... CD-ROM, 2000.

Conveyor Equipment Manufacturers Association (CEMA). *Belt Conveyors for Bulk Materials*. 7th ed. Naples, FL: Conveyor Equipment Manufacturers Association, 2014.

Das, Braja M. *Principles of Geotechnical Engineering*. 7. ed. Stamford: Cengage Learning, 2010. Disponível em: https://www.cengage.com/c/principles-of-geotechnical-engineering-7e-das/. Acesso em: 18 fev. 2026.

Ferro, N. C. P.; Chueiri, L. H. M. *Um modelo para análise de interação solo-fundação-superestrutura*. In: XXIX Jornada Sul-Americana de Engenharia Estrutural, 2000. Anais, 2000.

Gavioli, F. M. *Estudo de caso da fundação de uma unidade aerogeradora*. 2018. 120 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2018.

Gusmão, A. D. *Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações*. 1990. 165 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1990.

Reis, J. H. C.; AOKI, N. *Análise de interação solo-estrutura em maciço de argila mole.* In: I Simpósio de Interação Estrutura-Solo, 2000, São Carlos, SP. Anais... São Carlos: USP-EESC, 2000. CD-ROM.

Terzaghi, Karl. *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons, 1943. Disponível em: https://archive.org/details/theoreticalsoilmechanics. Acesso em: 18 fev. 2026.

Velloso, D. A.; LOPES, F. R. *Fundações*. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/36

Avaliação Numérica de Fundação Direta com o Uso do método do Ponto Material

Tiago de Jesus Souza, Dsc.
Professor Doutor, Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), São Carlos Brasil, tiagosouza@ufscar.br

José Thiago da Silva Maciel, Eng. civil
Aluno de mestrado, Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), São Carlos Brasil, jtsmaciel@estudante.ufscar.br

RESUMO: Avalia-se o comportamento de uma fundação rasa por meio de simulações numéricas utilizando o Método do Ponto Material (MPM), implementado no Anura3D, com foco em regimes de grandes deformações. As análises contemplam a evolução dos recalques, forças de reação e plastificação do solo até a ruptura, sob carregamento incremental com controle por carga e por deslocamento. O modelo foi desenvolvido em deformação plana, adotando-se Mohr–Coulomb para o solo e comportamento linear elástico para a fundação. Observa-se resposta marcadamente não linear, com amplificação progressiva dos deslocamentos verticais à medida que o carregamento é elevado. Para validação do modelo, elaborou-se modelo equivalente em MEF, utilizando o software aberto Balthazar, preservando geometria, parâmetros constitutivos e condições de contorno. As curvas tensão × recalque apresentaram elevada concordância, assim como os campos de deslocamentos, evidenciando consistência entre as abordagens. O MPM mostrou-se particularmente eficiente na mitigação de distorções numéricas associadas a grandes deformações, destacando-se como alternativa robusta para problemas com plastificação progressiva e ruptura. A utilização de ferramentas abertas reforça a autonomia tecnológica e reduz a dependência de soluções comerciais de alto custo.

PALAVRAS-CHAVE: Fundação direta, Método do Ponto Material (MPM), Anura3D, Recalque, Tensão no solo, Modelagem numérica.

ABSTRACT: The behavior of a shallow foundation was evaluated through numerical simulations using the Material Point Method (MPM) implemented in Anura3D, focusing on large-deformation regimes. The analyses addressed settlement evolution, reaction forces, and soil plasticity up to failure under incremental loading with both load and displacement control.The model was developed under plane strain conditions, adopting the Mohr–Coulomb constitutive model for the soil and linear elastic behavior for the foundation. A strongly nonlinear response was observed, with progressive amplification of vertical displacements as loading increased.For validation, an equivalent Finite Element Method (FEM) model was developed using the open-source software Balthazar, maintaining identical geometry, constitutive parameters, and boundary conditions. The stress–settlement curves and displacement fields showed strong agreement, confirming consistency between both approaches. MPM proved particularly effective in mitigating numerical distortions associated with large deformations, demonstrating robustness for problems involving progressive plasticity and failure. The use of open-source tools enhances technological autonomy and reduces dependence on high-cost commercial software. MPM emerges as a promising tool for severe nonlinear geotechnical analyses, extending beyond the traditional limitations of mesh-based methods.

KEYWORDS: Shallow foundation, Material Point Method (MPM), Anura3D, Settlement, Soil stress, Numerical modeling.

1 INTRODUÇÃO

As fundações diretas constituem um dos sistemas de fundação mais utilizados na engenharia geotécnica, sendo amplamente aplicadas em obras de pequeno, médio e grande porte. De acordo com a NBR 6122 (2022), uma fundação rasa (também denominada direta ou superficial) é caracterizada por apresentar sua base

assentada a uma profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo nessa região as tensões distribuídas responsáveis pelo equilíbrio das cargas aplicadas. A adequada previsão do comportamento dessas fundações, particularmente no que se refere aos recalques e à distribuição de tensões no solo de apoio, é essencial para assegurar o desempenho estrutural e a segurança das obras.

Tradicionalmente, a análise de fundações diretas tem se baseado em soluções analíticas clássicas, que fornecem estimativas iniciais importantes do comportamento tensão–deformação do solo. No entanto, essas abordagens estão associadas a hipóteses simplificadoras que limitam sua capacidade de representar o comportamento não linear do solo e a evolução progressiva dos recalques ao longo do carregamento. Tais limitações tornam-se especialmente relevantes em situações que envolvem níveis elevados de carregamento e deformações significativas, nas quais a resposta real do solo pode divergir substancialmente das previsões analíticas.

Nesse contexto, a modelagem numérica tem se consolidado como uma ferramenta fundamental na engenharia geotécnica, permitindo uma análise mais detalhada das complexidades associadas ao comportamento do solo e das interações solo–estrutura. Métodos numéricos como o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método das Diferenças Finitas (MDF) têm sido amplamente utilizados para a análise de problemas geotécnicos, incluindo fundações e estabilidade de taludes (Ceccato et al., 2024). Contudo, métodos lagrangianos convencionais baseados em malha apresentam dificuldades significativas na simulação de problemas com grandes deformações, podendo resultar em distorção excessiva da malha, interrupção das simulações ou perda de precisão dos resultados (Rajendran, 2010; Xie et al., 2025). Essas limitações restringem sua aplicação a estágios iniciais de deformação, especialmente quando se busca compreender a evolução do comportamento do solo sob carregamentos progressivos.

Diante desse cenário, o Método do Ponto Material (MPM) tem ganhado crescente destaque na engenharia geotécnica como uma abordagem robusta para a simulação de problemas que envolvem grandes deformações e interações solo–estrutura. O MPM combina características dos métodos Lagrangiano e Euleriano, permitindo lidar de forma eficiente com deformações extensas sem os problemas associados à distorção da malha (Xie et al., 2025; Zheng et al., 2024). Em função dessas características, o MPM tem sido aplicado em diversos problemas geotécnicos, incluindo análises de capacidade de carga de fundações, deslizamentos de terra, penetração de cone e arrancamento de âncoras (Yerro et al., 2019; Martinelli; Galavi, 2021; Liang et al., 2021; Wang et al., 2021).

Avaliar a capacidade do Método do Ponto Material (MPM), implementado no Anura3D, em representar o comportamento mecânico e a resposta não linear de uma fundação rasa até a condição de ruptura, sob controle por carregamento incremental e por deslocamento, considerando grandes deformações. Busca-se, assim, contribuir para o avanço do uso do MPM em análises geotécnicas de fundações rasas, evidenciando seu potencial como ferramenta complementar às abordagens tradicionais.

2 METODOLOGIA

2.1 Descrição do problema analisado, pré processamento e discretização espacial

Foi analisado um problema de fundação rasa retangular apoiada sobre uma camada horizontal de solo, com o objetivo de avaliar o comportamento do sistema solo–fundação até a condição de ruptura. A análise foi conduzida em condições bidimensionais de deformação plana.

Conforme a Figura 1, a fundação direta foi modelada com geometria retangular, apresentando largura de 3,0 m e altura de 1,5 m, apoiada sobre um maciço de solo homogêneo. O domínio de solo adotado possui 30,0 m de extensão horizontal, 15,0 m de profundidade e 4,0 m de espaço livre superior, garantindo dimensões suficientes para minimizar a influência das condições de contorno nos resultados.

A geometria, a discretização espacial, as propriedades dos materiais e as condições de contorno foram definidas no pré-processador GiD, conforme os procedimentos recomendados pelo Anura3D. A malha computacional foi composta por elementos triangulares não estruturados, adotando-se um tamanho médio de elemento de 0,5 m, adequado para capturar os gradientes de tensão e deformação sob a fundação. A discretização do contínuo pelo Método do Ponto Material (MPM) foi realizada com a atribuição de três pontos materiais por elemento, tanto no domínio do solo quanto da fundação.

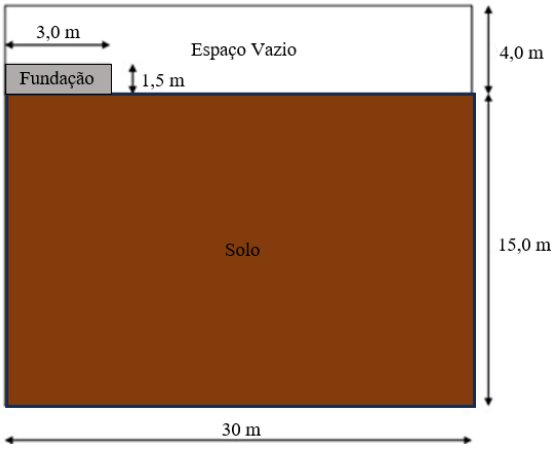


Figura 1. Geometria.

2.2 Caracterização dos materiais e condições de contorno

As análises numéricas consideraram dois materiais distintos: a fundação e o solo de apoio, ambos modelados como materiais secos, em análise monofásica. A fundação foi representada por um meio contínuo homogêneo com comportamento linear elástico, porosidade inicial nula e densidade dos sólidos de 2000 kg/m³. O estado inicial de tensões foi definido com coeficiente de empuxo em repouso $K_0 = 0,5$. O comportamento elástico foi caracterizado por módulo de Young de 50.000 kPa e coeficiente de Poisson igual a 0,33, não sendo atribuídos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

O solo foi modelado como um material seco, com porosidade inicial de 0,4 e densidade dos sólidos de 2650 kg/m³, adotando-se igualmente $K_0 = 0,5$. O comportamento mecânico foi descrito pelo modelo constitutivo Mohr–Coulomb, com módulo de Young de 20.000 kPa e coeficiente de Poisson de 0,33. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento adotados foram coesão de 0,5 kPa, ângulo de atrito interno de 30°, ângulo de dilatância nulo e resistência à tração igual a zero.

As condições de contorno foram aplicadas exclusivamente à fase sólida. Foram impostas restrições horizontais (direção x) nos limites laterais do domínio e restrições verticais (direção y) na base. No topo do domínio, foi aplicada restrição vertical, excetuando-se a região correspondente à fundação.

2.3 Estratégias de carregamento, controle de deslocamento, malha móvel e forças de reação

O problema foi resolvido por duas abordagens distintas. Na primeira, a fundação foi levada à ruptura por meio da aplicação de carga vertical incremental, utilizando o recurso de *load multipliers*, com incremento progressivo até valores da ordem de −1000 kPa.

Na segunda abordagem, a ruptura foi induzida por controle de deslocamento, mediante a aplicação de uma velocidade prescrita nos pontos materiais da fundação, com valor constante de −0,1 m/s na direção vertical, mantendo-se a direção horizontal livre.

Durante as simulações, foi empregada a funcionalidade de malha móvel do Anura3D. Foram definidos três domínios distintos: região de malha móvel associada à fundação, região comprimida sob a fundação e região de extensão. A malha foi automaticamente ajustada a cada passo de tempo para acompanhar o deslocamento da fundação, preservando o alinhamento da interface solo–fundação e a qualidade geométrica dos elementos.

As forças de reação foram calculadas ao longo da interface solo–fundação por meio da definição de uma superfície específica, sendo obtidas como a soma das reações nodais associadas aos nós pertencentes a essa superfície. Os valores foram registrados a cada passo de tempo, permitindo a obtenção das curvas força–deslocamento.

2.4 Método computacional, parâmetros numéricos e pós-processamento

As análises foram conduzidas como problemas quase estáticos, adotando-se o método de integração nos pontos de Gauss com a opção de integração mista (MPM). O cálculo foi dividido em seis etapas de carregamento, adotando-se um critério de convergência numérica global de 10^{-6} e um critério quase estático baseado na razão entre forças cinéticas e internas, com valor limite de 0,05. O número máximo de passos de cálculo foi fixado em 10^6. O campo gravitacional foi definido com aceleração padrão de 9,81 m/s², sendo aplicado desde o início da análise por meio da opção *Apply gravity load – stepwise*, com multiplicadores unitários constantes iguais a 1,0.

A carga vertical externa foi aplicada no topo da fundação por meio do recurso *Apply solid traction – stepwise*, com valores variando de −100 kPa a −1000 kPa, adotando-se multiplicadores inicial e final de 1,0 e 10,0, respectivamente. A análise foi conduzida integralmente em condição seca, mantendo-se a *opção do not apply liquid pressure*. Já para reduzir oscilações dinâmicas, foi aplicado um coeficiente de amortecimento local homogêneo de 0,7, mantido constante ao longo da simulação. Adicionalmente, foi ativada a opção *apply strain smoothing* para mitigação de *kinematic locking*.

O estado inicial de tensões foi definido por meio da K_0-*procedure*, aplicada ao domínio do solo no início das simulações e os arquivos de entrada GOM e CPS foram gerados e utilizados na execução das simulações no Anura3D.

3 RESULTADOS

3.1 Visualização da malha, identificação dos materiais e deformação do domínio

A visualização inicial dos resultados no ParaView permitiu verificar a correta atribuição dos materiais e a integridade da discretização espacial. O índice de material foi utilizado para distinguir claramente os domínios da fundação e do solo, sendo a fundação identificada como material 1 e o solo como material 2. Essa verificação confirmou a consistência entre a geometria definida no pré-processamento, a discretização espacial e a atribuição das propriedades dos materiais.

Verificou-se que a região definida como malha móvel, associada à fundação, deslocou-se verticalmente acompanhando o movimento imposto pelo carregamento, enquanto a região definida como malha de compressão apresentou redução progressiva de altura. Mesmo após deslocamentos significativos, não foram observadas distorções excessivas dos elementos nem perda de qualidade da malha.

Os pontos materiais da fundação permaneceram contidos dentro dos elementos correspondentes durante toda a análise, não atravessando fronteiras elementares. Esse comportamento assegurou a manutenção adequada da interface solo–fundação, evidenciando a robustez da estratégia de malha móvel para simulações envolvendo grandes deslocamentos.

3.2 Evolução dos deslocamentos

A evolução dos deslocamentos verticais foi analisada tanto espacial quanto temporalmente. A Figura 2 apresenta os campos de deslocamento vertical ao final de cada passo de carregamento, do passo 1 ao passo 6. Nos estágios iniciais, os deslocamentos permaneceram limitados e concentrados imediatamente sob a fundação, indicando um comportamento predominantemente elástico do solo.

Com o avanço das etapas de carregamento, observou-se um aumento progressivo dos deslocamentos verticais e a expansão da zona deformada no maciço. Nos passos finais, os deslocamentos atingiram magnitudes próximas de 0,6 m, com concentração mais intensa junto às bordas da fundação, caracterizando a progressiva mobilização da resistência ao cisalhamento do solo e a aproximação da condição de ruptura global.

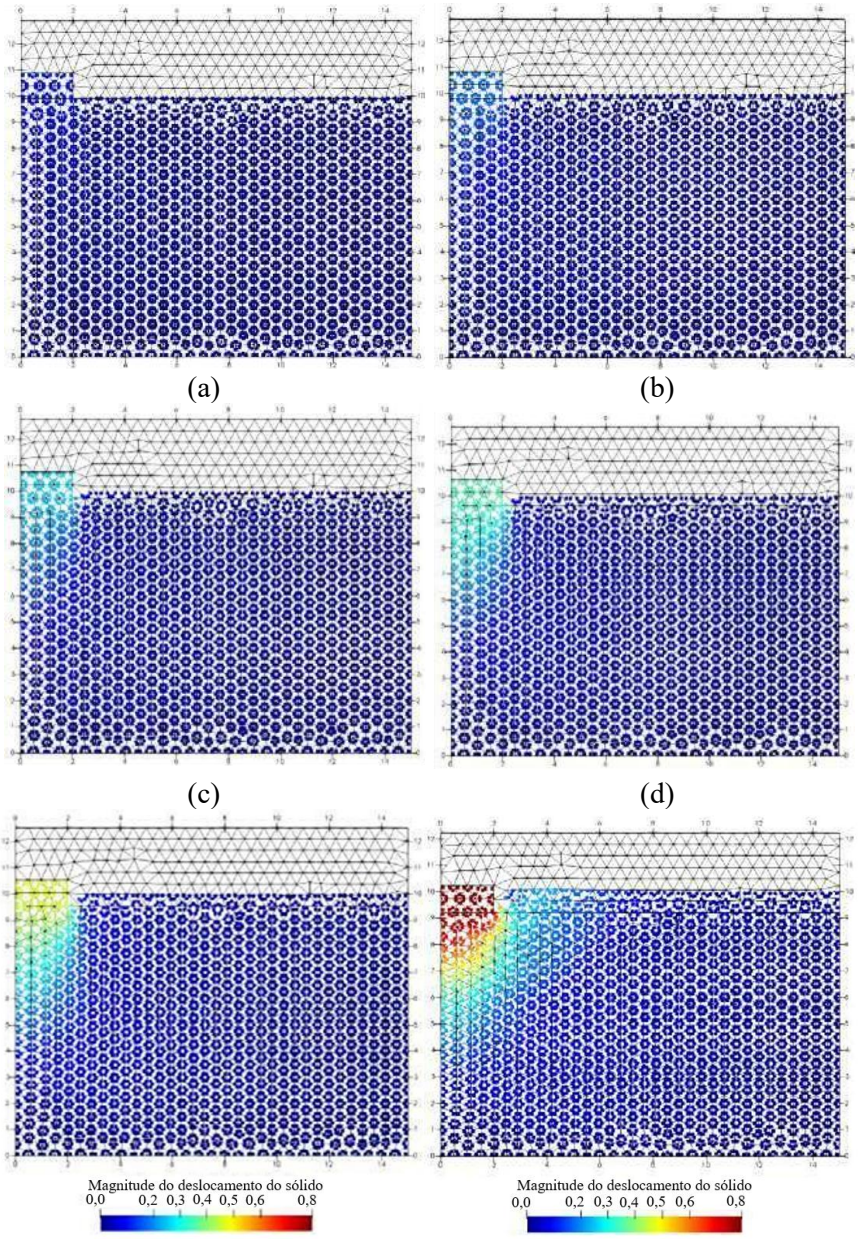


Figura 2. Deslocamento após a) etapa de carga 1, b) etapa de carga 2, c) etapa de carga 3, d) etapa de carga 4, e) etapa de carga 5 e f) etapa de carga 6.

3.3 Forças de reação na interface solo–fundação e resultados por velocidade prescrita

As forças de reação desenvolvidas na interface solo–fundação foram obtidas a partir dos arquivos *RSurf*, que armazenam a soma das reações nodais ao longo da superfície selecionada. A evolução temporal da soma das forças de reação verticais é apresentada na Figura 3. Observou-se que as forças associadas à fundação e ao solo apresentaram valores semelhantes em módulo e sentidos opostos, conforme esperado para um sistema em equilíbrio. A cada passo de carregamento, as forças de reação aumentaram de forma incremental, acompanhando diretamente o aumento do multiplicador de carga aplicado. Ao final do sexto passo de carregamento, a força de reação vertical atingiu valores da ordem de 2000 kN/m, consistentes com a tensão aplicada e a largura da fundação.

Na abordagem baseada em velocidade prescrita, a fundação foi imposta a um deslocamento vertical constante de −0,1 m/s, sem aplicação de tração sólida e sem utilização de critérios de convergência quase

estática. A Figura 4 apresenta os campos de velocidade vertical dos pontos materiais em dois instantes representativos da simulação. Observou-se que os pontos materiais da fundação mantiveram velocidades compatíveis com o valor imposto, enquanto o solo apresentou gradientes de velocidade concentrados sob a fundação, os quais se expandiram progressivamente com o avanço da simulação.

Essa abordagem permitiu conduzir o sistema à ruptura por controle cinemático, evidenciando a propagação das deformações no maciço e a mobilização progressiva da resistência do solo. Os resultados obtidos por velocidade prescrita complementaram aqueles obtidos por controle de carga, fornecendo uma visão mais completa da resposta mecânica do sistema solo–fundação.

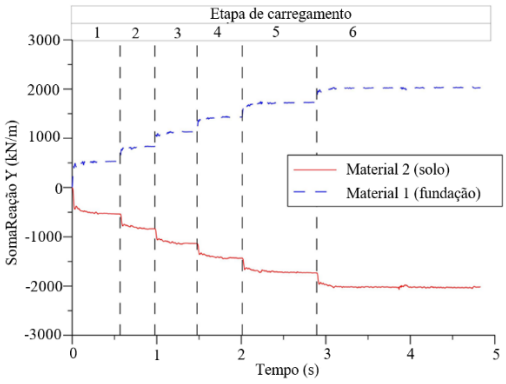
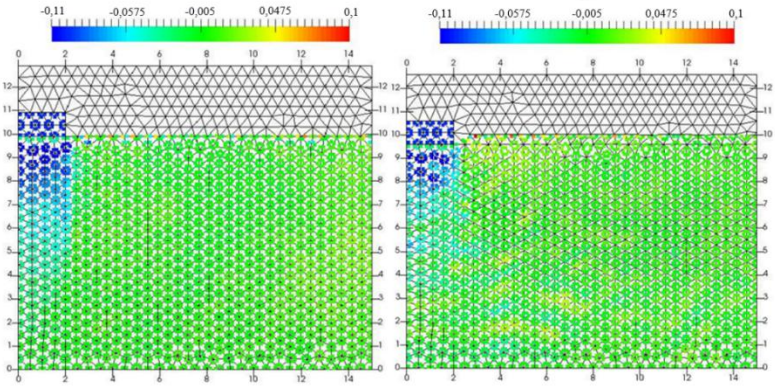


Figura 3. Forças de reação verticais.



(a) t = 0,5 s (b) t = 4 s

Figura 4. Velocidade vertical dos pontos materiais.

Para fins de verificação e análise comparativa, foi elaborado um modelo adicional utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), por meio do software aberto Balthazar. A modelagem foi conduzida mantendo-se rigorosamente a configuração geométrica, os mesmos parâmetros constitutivos do solo e idênticas condições de contorno, garantindo consistência metodológica entre as abordagens. Os resultados de deslocamentos obtidos por ambas as metodologias são apresentados na sequência, permitindo uma comparação direta e tecnicamente coerente entre o MPM e o MEF, com foco na avaliação da convergência e da representatividade dos modelos. O acesso ao software, bem como orientações para sua utilização, estão disponíveis no canal da Geotecnia Brasil, no link de vídeo a seguir: https://www.youtube.com/watch?v=l1hVNE2232U&t=0s

Como pode ser visto na Figura 5, verifica-se forte correspondência no padrão de distribuição e na ordem de grandeza dos deslocamentos, evidenciando consistência entre os resultados obtidos via MPM e MEF.

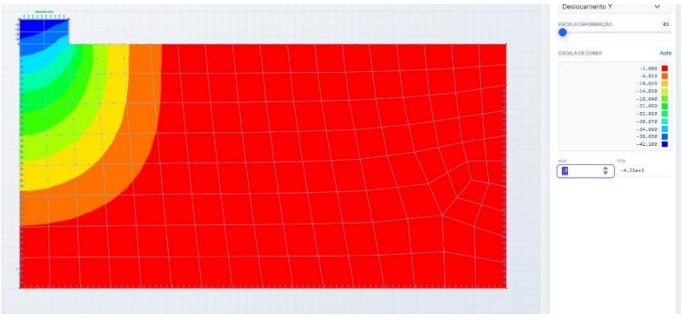


Figura 5. Campos de deslocamentos em elementos finitos

A previsão da curva tensão × recalque é apresentada na figura 6. Observa-se boa aderência entre as curvas obtidas pelo MPM e pelo MEF (Balthazar), indicando comportamento consistente entre as duas abordagens numéricas para as condições analisadas. Essa convergência de resultados reforça a confiabilidade do modelo em MPM, validando sua utilização para a avaliação do comportamento da fundação no contexto estudado.

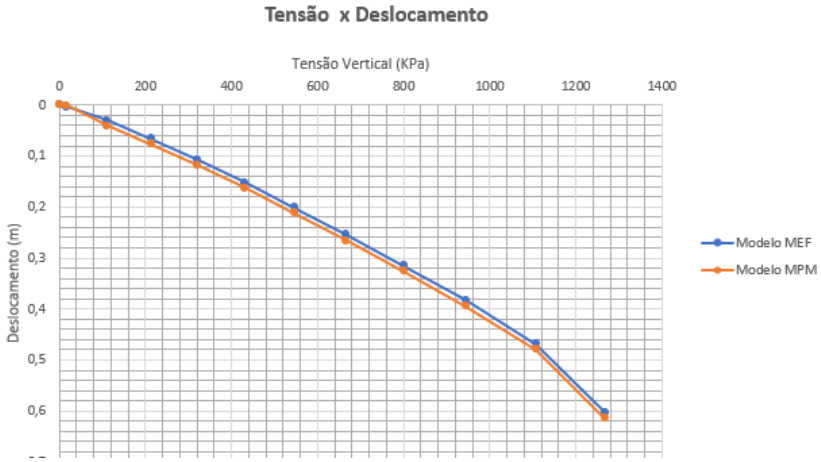


Figura 5. Comparativo de curvas pelo MEF e MPM

4 CONCLUSÕES

As simulações numéricas realizadas com o Método do Ponto Material (MPM), implementado no Anura3D, permitiram avaliar o comportamento de uma fundação rasa sob carregamento vertical incremental e por controle de deslocamento. Os resultados evidenciaram uma resposta não linear do sistema solo–fundação, com aumento progressivo dos recalques à medida que o carregamento foi elevado.

Na análise por controle de carga, a aplicação incremental da tração sólida, com multiplicadores variando de 2,5 a valores da ordem de 4,0, resultou em deslocamentos verticais acumulados próximos de −0,65 m ao final do sexto passo de carregamento. O comportamento em degraus observado na evolução temporal dos deslocamentos confirmou a correta aplicação do carregamento e a obtenção de convergência quase estática em cada etapa. A estratégia de malha móvel mostrou-se eficaz, garantindo a integridade da discretização e a manutenção adequada da interface solo–fundação mesmo para grandes deslocamentos, sem ocorrência de instabilidades numéricas. Já as forças de reação na interface solo–fundação apresentaram comportamento fisicamente consistente, com equilíbrio entre as reações do solo e da fundação e valores máximos da ordem de 2000 kN/m, em concordância com o carregamento aplicado. Além disso, a abordagem por velocidade prescrita (−0,1 m/s) permitiu conduzir o sistema à ruptura por controle cinemático, evidenciando a propagação progressiva das deformações no maciço e complementando a análise por controle de carga.

O uso do Anura3D, plataforma consolidada para simulações em MPM, mostra-se particularmente vantajoso em cenários nos quais métodos tradicionais baseados em malha (como o MEF) podem apresentar limitações associadas à distorção excessiva dos elementos. Em fenômenos como compactação dinâmica,

recalques acentuados, ruptura progressiva e movimentações de massa, o MPM oferece maior robustez numérica e estabilidade computacional.

A comparação com modelo em MEF demonstrou boa aderência nos resultados globais, reforçando a confiabilidade da abordagem e validando o emprego do MPM como ferramenta complementar e, em determinados casos, preferencial para análises geotécnicas avançadas.

Destaca-se ainda a relevância estratégica do desenvolvimento e utilização de softwares abertos, como o Balthazar, que roda integralmente em navegador, sem necessidade de instalação. Iniciativas dessa natureza fortalecem soluções nacionais, reduzem a dependência de ferramentas comerciais externas de alto custo e ampliam o acesso à modelagem numérica no meio acadêmico e profissional.

O uso de ferramentas open source associado a metodologias avançadas como o MPM representa um caminho promissor para a engenharia geotécnica brasileira. Trata-se, contudo, de uma linha de pesquisa ainda incipiente no Brasil, demandando aprofundamento científico, validações experimentais e maior difusão técnica.

Em síntese, a integração entre MPM (via Anura3D) e soluções abertas como o Balthazar aponta para um cenário de maior autonomia tecnológica, inovação e evolução na prática da engenharia geotécnica nacional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Ceccato, F., Yerro, A., Di Carluccio, G. (2024). Simulating landslides with the material point method: Best practices, potentialities, and challenges. *Engineering Geology*, 338, p. 1-16. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2024.107614

Geotecnia Brasil. (2026). *Balthazar – Introdução e demonstração do software*. YouTube. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=l1hVNE2232U&t=0s>. Acesso em: 12 fev. 2026.

Liang, D., Zhao, X., Soga, K. (2020). Simulation of overtopping and seepage induced dike failure using two-point MPM. *Soils and Foundations*, 60 (4), p. 978–988. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2020.06.004

Liang, W., Zhao, J., Wu, H., Soga, K. (2021). Multiscale Modeling of Anchor Pullout in Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147 (9). https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002599

Martinelli, M., Galavi, V. (2021). Investigation of the Material Point Method in the simulation of Cone Penetration Tests in dry sand. *Computers and Geotechnics*, 130, 103923. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103923

Rajendran, S. (2010). A technique to develop mesh-distortion immune finite elements. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 199 (17–20), p. 1044–1063. https://doi.org/10.1016/j.cma.2009.11.017

Wang, L., Coombs, W. M., Augarde, C. E., Cortis, M., Brown, M. J., Brennan, A. J., Knappett, J. A., Davidson, C., Richards, D., White, D. J., Blake, A. P. (2021). An efficient and locking-free material point method for three-dimensional analysis with simplex elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 122 (15), p. 3876–3899. https://doi.org/10.1002/nme.6685

Xie, T., Zhu, H., Dong, Y., Zhou, M., Wang, B., Zhang, W., Zhao, J. (2025). Geo-interface modeling with material point method: A review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 17 (6), p. 3950–3972. https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2025.04.001

Yerro, A., Soga, K., Bray, J. (2019). Runout evaluation of Oso landslide with the material point method. *Canadian Geotechnical Journal*, 56 (9), p. 1304–1317. https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0630

Zheng, X., Wang, S., Yang, F., Yang, J. (2024). Material point method simulation of hydro-mechanical behaviour in two-phase porous geomaterials: A state-of-the-art review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 16 (6), p. 2341–2350. https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2023.05.006

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/37

Calibração do Método de Décourt-Quaresma (1978) para Estacas Mega Metálicas Injetadas aplicada a um reforço predial em Curitiba/PR

Joana Rott
Engenheira Civil, Coordenadora de Projetos, **SYNCGEO**, Jundiaí, Brasil, joana.rott@syncgeo.com.br

Ana Beatriz de Castro Fernandes
Engenheira Civil, Assistente de Engenharia, **SYNCGEO**, Jundiaí, Brasil, ana.fernandes@syncgeo.com.br

André Querelli
Engenheiro Civil, M.Sc., Diretor, **SYNCGEO**, Jundiaí, Brasil, andre.querelli@syncgeo.com.br

RESUMO: O artigo apresenta o estudo de reforço de fundações em um edifício residencial localizado em Curitiba/PR, onde foram adotadas estacas do tipo mega-metálica injetada como solução de reforço de fundação. Este foi necessário em função de problemas críticos de puncionamento nos pilares e radier de fundação originalmente projetado, demandando a implantação de um sistema complementar. O foco deste trabalho é a metodologia usada no cálculo dos comprimentos das estacas, baseada no método clássico Décourt–Quaresma (1978), calibrada especificamente para a solução mega-metálica injetada utilizada na obra. A calibração foi conduzida a partir de um conjunto robusto de ensaios de campo: cinco provas de carga estática realizadas diretamente nas estacas de reforço, permitindo a determinação empírica dos parâmetros de rigidez, mobilização de atrito lateral, contribuição da injeção e comportamento da transferência de carga ao longo do fuste. A análise comparativa entre os resultados obtidos em campo e as previsões teóricas permitiu ajustar coeficientes de mobilização e fatores de segurança, tornando o método mais aderente à realidade geotécnica local - caracterizada por solos residual-saprolíticos típicos de Curitiba - e ao comportamento específico das estacas mega metalicas injetadas. Os resultados demonstram que a metodologia calibrada proporcionou maior previsibilidade, redução de incertezas e compatibilização eficaz entre projeto e comportamento real.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca Mega Metálica Injetadas, Reforço de Fundações, Prova de Carga Estática, Solos Saprolíticos, Calibração.

ABSTRACT: The article presents a study on foundation strengthening in a residential building located in Curitiba/PR, where injected steel mega piles were adopted as the foundation reinforcement solution. This intervention was required due to critical punching issues in the columns and the originally designed raft foundation, demanding the implementation of a complementary system. The focus of this work is the methodology used to calculate pile lengths, based on the classical Décourt–Quaresma method, specifically calibrated for the injected steel mega pile solution applied in the project. The calibration was conducted using a robust set of field tests: five static load tests performed directly on the reinforcement piles, enabling the empirical determination of stiffness parameters, mobilization of shaft friction, contribution of grout injection, and load transfer behavior along the pile shaft. The comparative analysis between field results and theoretical predictions allowed for the adjustment of mobilization coefficients and safety factors, making the method more representative of the local geotechnical conditions—characterized by residual-saprolitic soils typical of Curitiba—and of the specific behavior of injected steel mega piles. The results demonstrate that the calibrated methodology provided greater predictability, reduced uncertainties, and effective compatibility between design and actual performance.
.

KEYWORDS: Injected Mega Metal Piles, Décourt-Quaresma Method, Foundation Reinforcement, Static Load Test, Saprolitic Soils, Calibration.

1 INTRODUÇÃO

As estacas Mega Metálicas Injetadas (MMI) podem servir como fundação inicial ou, mais comumente, como reforço em estruturas existentes, especialmente em locais com pé-direito baixo que impedem o uso de equipamentos pesados. De acordo com a Associação Brasileira de Estacas e Fundações (ABEF, 2022), o método é praticamente isento de vibrações, minimizando riscos de danos a edificações já fragilizadas.

No caso em análise, o reforço de fundação foi projetado com estacas do tipo MMI, que consistem na cravação de tubos metálicos no solo por meio de macaqueamento contra a estrutura existente, seguida da injeção pressurizada de nata de cimento. Esse processo promove a formação de um bulbo na ponta da estaca e de um revestimento ao longo de seu fuste, aumentando a resistência por atrito lateral e a capacidade de transferência de cargas ao solo (MEGA REFORÇA, 2020; ABNT NBR 17521:2020).

Após a finalização das etapas de cravação dos segmentos metálicos e da injeção de nata de cimento, procede-se ao encunhamento definitivo da estaca para garantir a adequada transferência de cargas entre a estrutura existente e o novo elemento de fundação. Esse procedimento foi executado por meio da instalação de cunhas metálicas, dimensionados de acordo com as cargas atuantes no elemento estrutural.

A utilização de estacas mega metálicas injetadas tem se mostrado uma solução eficiente para o reforço de fundações, especialmente em obras de recuperação estrutural. Nesse contexto, a estimativa da capacidade de carga e a definição do comprimento necessário de cravação das estacas podem ser realizadas por meio da aplicação de métodos semiempíricos baseados em resultados de sondagens de simples reconhecimento (SPT). Entre esses métodos, destaca-se o método de Décourt-Quaresma, originalmente proposto por Décourt e Quaresma em 1978.

O método de cálculo foi desenvolvido inicialmente em 1978 e teve a introdução dos fatores β (fator de atrito) e α (fator de ponta) em 1996, de forma a justar os valores de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca. Sua lógica é baseada em sondagens a percussão, sendo a capacidade de carga (Ru) de uma estaca separada por sua parcela de resistência lateral (R_L) e uma parcela de resistência de ponta (R_P). O método de cálculo é calculado conforme a equação 1.

$$R_U = R_P + R_L = \alpha \times C \times N_P \times A_P + \beta \times 10\left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \times U \times L + \quad (1)$$

Onde α e β são coeficientes que dependem do tipo de estaca e das características do solo. No caso das estacas mega metálicas, observa-se na literatura uma lacuna quanto aos valores mais adequados a serem adotados para esses parâmetros. Nesse contexto, Cintra e Aoki (2010) indicam que, para estacas pré-moldadas de concreto, estacas metálicas, podem ser mantidos os coeficientes originalmente propostos no método Décourt-Quaresma, adotando-se α = 1,0 e β = 1,0.

De modo geral, são pouco frequentes os registros publicados de obras ou estudos de caso que apresentem análises detalhadas sobre o comportamento mecânico desse tipo de estaca em campo, bem como investigações que tratem especificamente de metodologias voltadas ao seu dimensionamento geotécnico. Ainda assim, algumas contribuições podem ser encontradas na literatura, destacando-se trabalhos que discutem o desempenho dessa tipologia em diferentes contextos regionais, como os estudos de Junqueira (1994), Alonso (2021) e Oliveira et al. (2023). Além disso, existem publicações que propõem adaptações de métodos de cálculo tradicionalmente empregados em fundações profundas para aplicação em estacas do tipo MEGA, como apresentado por Araújo (2005).

2 ESTUDO DE CASO

2.1 Descrição do problema

Durante a fase de execução do empreendimento concebido em estrutura de concreto armado composta por lajes e pilares, com 10 pavimentos e fundações projetadas em sistema de fundação rasa do tipo radier, foram observadas fissuras na interface entre os pilares e o elemento de fundação. Além disso, foi registrada a ocorrência de um colapso localizado em parte da estrutura em construção, conforme demonstrado na Figura 1 evidenciando a manifestação de esforços de cisalhamento. A ocorrência desse colapso parcial permitiu

identificar de forma mais evidente a insuficiência da resistência ao cisalhamento do radier frente às cargas transmitidas pelos pilares da superestrutura.



Figura 1. Colapso parcial da edificação (Autoria própria, 2025)

2.2 Subsolo

Quanto a formação geologica local, de acordo com Serviço Geológico do Brasil - CPRM (2010), a região de Curitiba é caracterizada por solos formados por gnaisse-migmatíticos e granulitos, sendo esta região uma complexa associação de litologias das mais diferentes idades, origens e características físico-químico-texturais.

As sondagens, indicaram que o subsolo do empreendimento é composto predominantemente por argila siltosa, apresentando veios ou camadas intercaladas de argila arenosa, com espessuras variando entre aproximadamente 2 m e 3 m. De modo geral, observa-se um aumento progressivo dos valores do índice de resistência à penetração (NSPT) com o incremento da profundidade.

Na camada superficial, até cerca de 10 m de profundidade, os valores de NSPT variam entre 3 e 15 golpes, indicando solos de consistência mole a média. Entre as profundidades de 10 m e 20 m, os valores do NSPT também apresentam tendência crescente, situando-se aproximadamente entre 12 e 30 golpes, caracterizando solos com consistência média a rija.

Abaixo de 20 m de profundidade, o perfil geotécnico é predominantemente constituído por argila arenosa de consistência dura, com valores de NSPT superiores a 30 golpes, indicando camadas de solo com maior capacidade de suporte.

2.3 Concepção da solução de reforço

Pra alívio de cargas e reforço da fundação dimensionou-se a execução de 200 estacas mega metálicas injetadas, sendo a cravação realizada com mísulas permanantes e passantes e mísulas superiores temporárias e removíveis. Os elementos da MMI foram tubos metálicos de 6” e espessura mínima de 10 mm (Schedule 80), cravados para até 85 tf e profundidades entre 20 m a 30 m. Com relação à profundidade das estacas, foi considerada em projeto uma faixa de comprimentos possíveis. Essa abordagem se deve ao processo de macaqueamento, que permite a aplicação de carga controlada na estaca durante a execução, possibilitando a definição mais precisa da carga de trabalho.

A Figura 2 demonstra a execução da cravação das estacas mega metálicas. Observa-se o conjunto de mísulas metálicas fixadas aos pilares da estrutura, constituindo o sistema de reação para o macaqueamento, assim como o macaco hidráulico acoplado a uma bomba, para a introdução segmentada dos tubos metálicos no solo.



Figura 2. Execução da cravação das estacas MMI (Autoria própria, 2025)

Para definição dos comprimentos de execução das estacas foram inicialmente utilizados os parâmetros conforme o estudo de Araújo (2005), que ocasionaram em comprimentos muito longos, na faixa dos 28 m. Em contrapartida, a experiência prática da empresa executora sugeria que os comprimentos fossem estimados entre de 16 m a 18 m. Foi então decidido executar algumas estacas para verificação dos comprimentos e calibração do método, chegando a uma faixa de valores de 20 m a 25 m. A partir desses dados os parâmetros foram ajustados para $\alpha = \beta = 1{,}2$ que fornecem uma faixa de 18 m a 25 m para de acordo com as sondagens locais.

2.4 Ensaios (Prova de Carga Estática)

O sistema de reação utilizado nos ensaios foi dimensionado para suportar uma carga máxima de 100 tf. A instrumentação empregada consistiu em um macaco hidráulico com capacidade de 120 tf, posicionado diretamente sobre o topo da estaca, operado por uma unidade hidráulica com capacidade para 700 kgf/cm^2. Entre o macaco e o sistema de reação, instalou-se uma célula de carga para garantir o da carga aplicada em cada estágio. Para o monitoramento dos recalques, foram utilizados relógios comparadores com precisão de 0,01 mm, fixados em referenciais indeslocáveis. A estabilização dos deslocamentos foi considerada atingida quando a diferença entre duas leituras consecutivas não ultrapassava 5% do deslocamento registrado no estágio em análise.

Os ensaios seguiram as diretrizes da NBR 16903(2020) para ensaios do tipo lento. O procedimento de ensaio foi de 5 estágios de carregamento e 3 de descarregamento, com incrementos de carga de 20tf. Os estágios foram mantidos por 30 minutos após a estabilização em todos os estágios, com excessão do último de carregamento e do primeiro de descarregamento que foram mantidos por 12 horas cada.

Para a calibração do método foram realizadas 5 Provas de Carga Estáticas (PCE), sendo suas características resumidas na Tabela 1.

Tabela 1 – Resumo das provas de carga estáticas

Ensaio	Estaca	Comprimento executado (m)	Diâmetro (pol)	Carga máxima (tf)	Deslocamento para carga máxima (mm)
PCE 01	P39-E	20,66	6	100	19,73
PCE 02	P38-D	21,22	6	100	18,26
PCE 03	P26-B	22,22	6	100	18,01
PCE 04	P44-A	25,72	6	100	19,91
PCE 05	P47-E	23,48	6	100	22,25

Embora as Provas de Carga Estática (PCE) tenham atingido a carga máxima estipulada para o ensaio, não foi observada uma ruptura física ou convencional nítida em nenhuma das cinco estacas ensaiados, por conta disto, as curvas de carga x recalque não foram incluídos no presente trabalho, porém podem ser utilizadas para uma publicação futura .

3 CALIBRAÇÃO DO MÉTODO

Até a presente apresentação deste trabalho, foram processados os dados de 137 estacas executadas, as quais foram utilizadas para a análise da calibração do método de Décourt-Quarema (1978). A análise da distribuição dos comprimentos reais atingidos em campo permitiu verificar a compatibilidade com as estimativas teóricas utilizando a realidade geológica local.

O histograma apresentado na Figura 3 mostra uma boa distribuição de resultados, sendo que 65% das estacas estão contidas na faixa conforme a retroanálise realizada a partir das provas de carga, utilizando os parâmetros $\alpha = \beta = 1{,}2$ que forneceram uma estimativa de comprimentos entre de 18 m a 25 m.

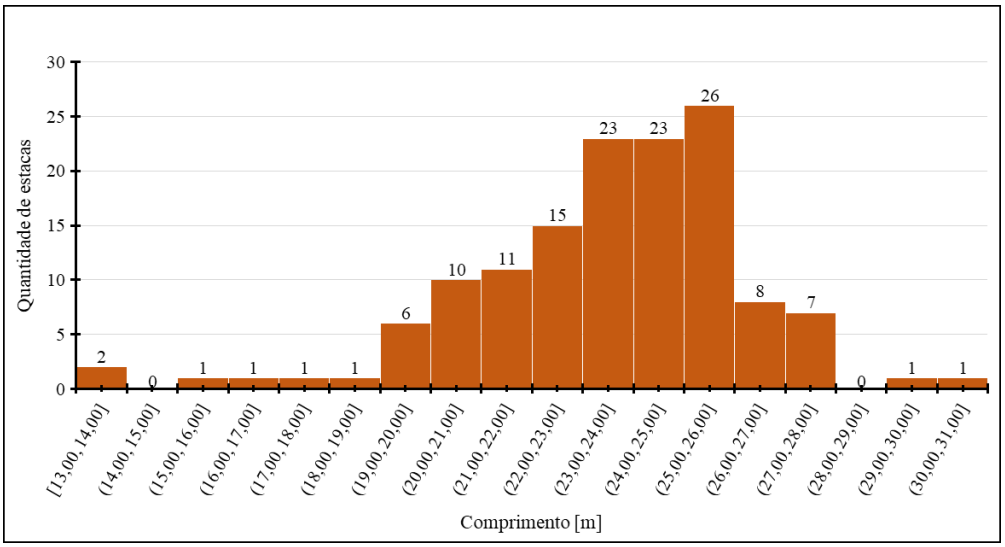


Figura 3 - Histograma dos comprimentos das estacas (Autoria própria, 2026)

A média aritmética encontrada para os comprimentos das estacas executadas foi de 23,51 m, que está dentro da faixa esperada com os parâmetros do método calibrado. Contudo, observou-se um desvio padrão de 2,74 m que indica o quanto os comprimentos estão dispersados em relação à média, sendo essa variabilidade esperada pela heterogeneidade da Formação Atuba encontrada no local, por isso o projeto não se baseia em um valor fixo mas em um intervalo de valores.

4 CONCLUSÃO

O presente trabalho permitiu a calibração do método semi-empírico de Décourt-Quaresma (1978) para a execução de estacas mega metálicas injetadas (MMI) em um reforço estrutural na cidade de Curitiba/PR. A partir da análise dos dados de 137 estacas e da realização de ensaios de campo, conclui-se que os valores calibrados de $\alpha = \beta = 1{,}2$ se ajustou melhor em relação ao recomendado genericamente para estacas metálicas. A calibração proposta estabeleceu uma faixa de 18 m a 25 m, apresentando maior aderência à realidade de campo, sendo o índice de assertividade de 65% que valida as mudanças propostas. O desvio padrão de 2,74 m é tecnicamente justificado pela acentuada heterogeneidade da Formação Atuba, reforçando a necessidade de projetos de reforço baseados em intervalos de confiança e não em valores fixos de profundidade.

A metodologia de retroanálise aplicada demonstra que a integração entre ensaios de penetração (SPT), monitoramento executivo e provas de carga é o caminho mais seguro para a otimização de reforços de fundação em solos saprolíticos complexos, reduzindo incertezas e custos operacionais.

Desta forma, os parâmetros aqui apresentados podem ser adotados como uma estimativa inicial mais assertiva para projetos de estacas mega metálicas em solos similares, servindo como uma base de cálculo que reduz as discrepâncias entre o dimensionamento teórico e a execução prática.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2022) *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16903: Solo — Ensaio de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro: ABNT, 2020. 36 p.

ABEF - Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia. (2022) Manual de Execução de Fundações: Práticas Recomendadas. 3ª ed., São Paulo, 442 p.

Araujo, R. S. (2005) Estudo das estacas tipo "mega" objetivando seu projeto e sua execução. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 156 p.

CINTRA, José Carlos Angelo; AOKI, Nelson. Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: VI CBMSEF, 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, 1978. v. 1, 45- 53 p

Serviço Geológico do Brasil - CPRM. (2010) Mapa de Geodiversidade da Folha Curitiba (SG.22-Y-D). Programa Levantamento da Geodiversidade do Brasil, escala 1:250.000, Brasília. Disponível em: http://www.cprm.gov.br. Acesso em: 22 jan. 2026.

Oliveira, A. M. S., Brito, S. N. A. (1998) Geologia de Engenharia. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental - ABGE, São Paulo, 586 p. Disponível em: https://www.abge.org.br/. Acesso em: 22 jan. 2026.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/38

Capacidade de carga de estacas do solo da região oeste do Paraná por provas de carga e diferentes métodos de dimensionamento

Décio Lopes Cardoso
Professor Doutor, Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel, Brasil, deciolc@gmail.com

Olavo Emilio Fank
Knaf Engenharia Ltda, Cascavel, Brasil, olavoemiliofank@gmail.com

Marivone Zanella Fank
Professora Doutora, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Medianeira, Brasil, marivonefank@utfpr.edu.br

RESUMO: O fato de o solo ser um material de engenharia que não se pode inspecionar diretamente leva os engenheiros geotécnicos a superdimensionar tais elementos estruturais, elevando os custos das fundações profundas, os quais podem atingir até 20 % do custo total de uma obra. A maneira de solucionar o dilema é aplicar métodos de dimensionamento que conduzam a uma capacidade de carga otimizada, ou seja, real, segura e maximizada. Com esse propósito foi desenvolvida uma pesquisa envolvendo sondagens a percussão SPT, provas de carga em estacas e comparação entre diferentes métodos de dimensionamento. Foram realizadas provas de carga estática em duas estacas escavadas na argila siltosa da cidade de Cascavel, PR. Foram aplicados cinco métodos de cálculo da capacidade de carga que, com suas contribuições, forneceram nove resultados, os quais foram comparados aos resultados da prova de carga obtidos aplicando os métodos da ABNT-NBR 6122 e de van der Veen. Tanto a versão original quanto a versão modificada do método Decourt-Quaresma apresentaram os valores mais elevados e mais próximos ((159,28 kN e 169,03 kN) aos valores das duas provas de carga, os quais pelo método ABNT foram 161,33 kN e 178,80 kN e pelo método van der Veen foram 164,39 kN e 179,12 kN, respectivamente.

PALAVRAS-CHAVE: fundações profundas, dimensionamento, capacidade de carga.

ABSTRACT: The fact that soil is an engineering material that cannot be directly inspected leads geotechnical engineers to oversize structural elements, increasing the costs of deep foundations, which can reach up to 20% of the total cost of a project. The way to solve this dilemma is to apply design methods that lead to an optimized load-bearing capacity, that is, a real, safe, and maximized capacity. To this end, research was conducted involving SPT percussion soundings, pile load tests, and a comparison between different design methods. Static load tests were performed on two piles drilled in silty clay in the city of Cascavel, PR. Five methods for calculating load-bearing capacity were applied, which, with their contributions, provided nine results. These results were compared to the load test results obtained using the ABNT-NBR 6122 and van der Veen methods. Both the original and modified versions of the Decourt-Quaresma method presented the highest and closest values (159.28 kN and 169.03 kN) to the values of the two load tests, which according to the ABNT method were 161.33 kN and 178.80 kN and according to the van der Veen method were 164.39 kN and 179.12 kN, respectively.

KEYWORDS: deep foundations, sizing, load bearing capacity.

1 INTRODUÇÃO

O cálculo da capacidade de carga de fundações profundas deve ser feito idealmente por meio de provas de cargas realizadas diretamente no canteiro de obras (HACHICH, 2006). No entanto, o elevado custo de tal procedimento conduz à necessidade de se utilizar métodos empíricos e semi-empíricos, nos quais os parâmetros de resistência do solo são avaliados indiretamente por meio de ensaios de campo, sendo que o mais

utilizado mundialmente é o Standard Penetration Test (LUKIANTCHUKI, 2012). Na literatura especializada existem inúmeros métodos de dimensionamento de fundações profundas, o que permite ao engenheiro geotécnico uma vasta gama de opções para projetar fundações. A escolha do método de dimensionamento dependerá do quanto o cálculo se aproxima do valor real que seria obtido com a realização de provas de carga. Compreender os métodos de previsão, bem como entender corretamente os dados necessários para a sua aplicação, avaliar os tipos de solo, as características das estacas, os recalques ocorridos durante a prova de carga, são de fundamental importância para a compreensão do comportamento da fundação em serviço e consequentemente uma avaliação ao mesmo tempo segura e econômica da capacidade de carga (VELLOSO e LOPES, 2011). Em qualquer circunstância, a referência deverá ser o resultado da prova de carga (ABNT, 1996).

As estacas escavadas são predominantemente utilizadas na região oeste do Paraná (LORENZI, 2012), e suas vantagens, segundo Nienov (2006) são a velocidade, o custo e a praticidade de execução, além da baixa interferência em obras vizinhas. Sua escavação pode ser feita com trado manual ou mecânico, dependendo da profundidsde a ser alcançada. O trado mecânico foi utilizado neste trabalho, por ser um processo rápido e de concretagem imediata, com o cuidado de verificar o lençol freático e a existência de água no espaço a ser concretado.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O trabalho foi desenvolvido em três etapas. Inicialmente foi feita uma abordagem teórica dos métodos semi-empíricos de dimensionamento de estacas, o estudo do solo da região oeste do Paraná e das fundações comumente utilizadas. A seguir procedeu-se à perfuração e concretagem das estacas e dos blocos de coroamento, e por fim a realização das provas de carga estática.

O solo é de ocorrência predominante na região oeste do Paraná, de textura argilosa, classificado pedologicamente como Latossolo vermelho distroférrico e geotecnicamente como A-7-5 (17) pelo Sistema HRB e como CH pelo Sistema Unificado.

Na execução das provas de carga foram observadas as recomendações de Pousada (2004) apud Lorenzi (2012), como a centralização e alinhamento dos macacos hidráulicos e células de carga, a distância entre os elementos a serem ensaiados em relação aos tirantes e estacas de reação, carga máxima prevista e o tempo de cura do concreto. Outro aspecto importante é a calibração dos equipamentos e sua colocação conforme o projeto, bem como o acompanhamento dos procedimentos preconizados na NBR 12131 (ABNT, 1992). Para a realização dessa etapa foi fundamental a parceria com o Engenheiro Vinicius Lorenzi, na execução das provas de carga pela equipe da Fungeo – Fundações e Geologia Ltda.

Na Figura 1 é apresentada a locação das oito estacas executadas, sendo quatro delas as estacas de reação formando os vértices de um quadrado de 3,00 m de lado e de diâmetro 40 cm; nos pontos médios de cada lado situam-se quatro estacas com diâmetro 30 cm. As estacas nomeadas como E2 e E3 foram as estacas ensaiadas.

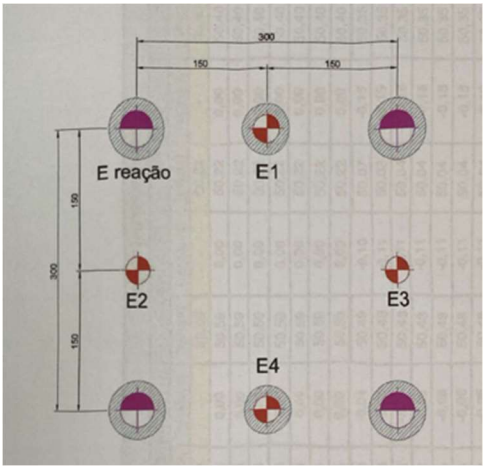


Figura 1. Locação das estacas.

As caracterísitcas das estacas são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Características das estacas escavadas

Diâmetro D	0,30 m
Profundidade	5,00 m
Área da ponta	0,0707 m²
Área lateral	4,71 m

Foram realizadas sondagens SPT cujos boletins são apresentados como SPT-03 para estimativa da capacidade de carga da estaca E3 e como SPT-04 para a estaca E2, conforme mostrado na Figura 2. Tratam-se de perfis de argila siltosa com baixos valores do índice de resistência à penetração.

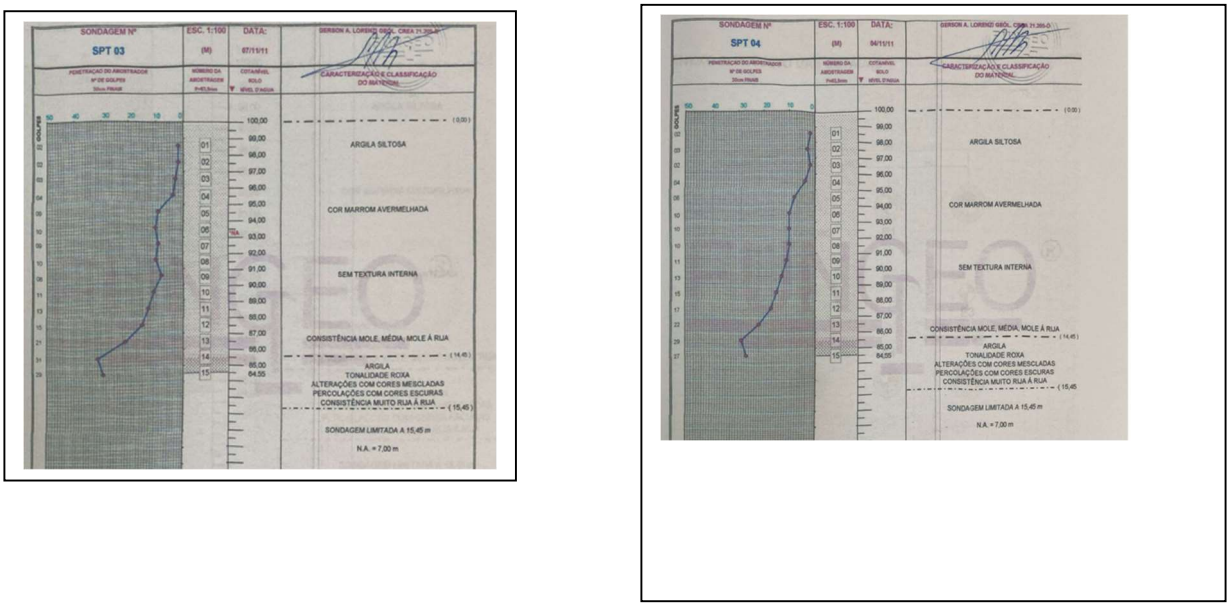


Figura 2. Boletins de sondagens SPT.

Foram realizadas duas provas de carga estática nas estacas E2 e E3, conforme preconiza a NBR 12131 (ABNT, 1992), com anotação da data, hora de aplicação dos carregamentos e as leituras dos recalques fornecidas por quatro deflectômetros.

A previsão da capacidade de carga foi realizada por meio de cinco métodos, os quais, com suas contribuições e variações forneceram nove resultados.

A análise das curvas carga-recalque foi feita pelos métodos de van der Veen, da NBR 6122 e da interseção das tangentes, com o objetivo de definir a carga de ruptura da estaca.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Métodos semi-empíricos de capacidade de carga

São apresentados na Tabela 2 os resultados de resistência de ponta, resistência lateral e capacidade de carga da estaca E2 para os métodos semi-empiricos utilizados na pesquisa.

Tabela 2. Resultados do dimensionamento para a estaca E2

Método	Resistência de ponta (kN)	Resistência lateral (kN)	Capacidade de carga (kN)
Aoki-Velloso	42,30	26,78	69,08
Laprovitera & Benegas	32,04	55,79	87,83
Monteiro	42,85	47,48	90,33
Décourt-Quaresma	62,20	94,25	156,45
Décourt-Quaresma modificado	62,20	106,83	169,03
Alonso	-	59,69	59,69
Alonso modificado	48,31	66,39	114,70
Teixeira	42,41	71,63	114,04
Amaral/Benapar	71,87	29,21	101,08

São apresentados na Tabela 3 os resultados de resistência de ponta, resistência lateral e capacidade de carga da estaca E3 para os métodos semi-empiricos utilizados na pesquisa.

Tabela 3. Resultados do dimensionamento para a estaca E3

Método	Resistência de ponta (kN)	Resistência lateral (kN)	Capacidade de carga (kN)
Aoki-Velloso	47,58	28,19	75,77
Laprovitera & Benegas	36,05	58,73	94,78
Monteiro	48,20	49,98	98,18
Décourt-Quaresma	43,94	45,63	89,58
Décourt-Quaresma modificado	65,03	94,25	159,28
Alonso	-	62,83	62,83
Alonso modificado	52,43	69,88	122,31
Teixeira	45,95	75,40	121,35
Amaral/Benapar	75,15	30,74	105,89

3.2 Provas de carga

A curva carga-reclaque fornecida por uma prova de carga fornece uma leitura do comportamento mecânico do conjunto solo-fundação, mas em rupturas locais ela não fornece uma carga de ruptura típica, bem definida por um ponto de pico como ocorre nas rupturas generalizadas. Por isso é necessário utilizar métodos de interpretação da curva para obter o valor da carga de ruptura.

3.3 Método de van der Veen

O método ajusta a curva carga-recalque a uma função exponencial (van der VEEN, 1953). A curva ajustada passa a ser aquela a ser utilizada pelas demais metodologias, que no caso da presente pesquisa corresponde aos métodos da norma brasileira e da intersecção das tangentes. Vale salientar que a opção pelo método não somente altera a apresentação da curva carga-recalque, como também altera a sua interpretação. Na Figura 3 é apresentada a curva carga-recalque da prova de carga e as curvas do método van der Veen para as estacas E2 e E3.

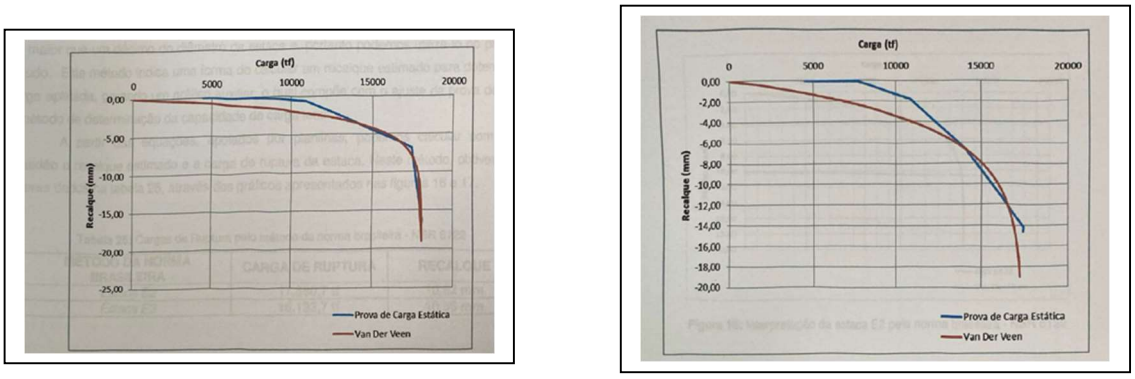


Figura 3. Curvas carga-recalque e curvas de van der Veen: (a) estaca E2 (b) estaca E3.

Observa-se que o método van der Veen se aplicou mais eficientemente aos dados da prova de carga na estaca E2. Portanto, optou-se por utilizar os parâmetros dessa curva nos métodos da norma brasileira e da intersecção das tangências.

3.4 Método da norma brasileira NBR 6122

A norma brasileira condiciona a aplicação do método para casos onde o recalque for maior que um décimo do diâmetro da estaca; portanto, pode-se aplicá-lo no caso em estudo. O método consiste em se traçar pela ordenada correspondente a 10 mm uma reta paralela ao trecho inicial linear da curva de van der Veen. A abscissa do intercepto dessa reta com a curva de van der Veen fornece a carga de ruptura, como mostrado na Figura 4, para as duas estacas ensaiadas.

Os procedimentos da NBR 6122 conduziram aos resultados mostrados na Tabela 4.

Tabela 4. Valores das provas de carga nas estacas pela metodologia NBR 6122

Estaca	Carga de ruptura (kN)	Recalque máximo (mm)
E02	178,81	10,62
E03	161,34	10,56

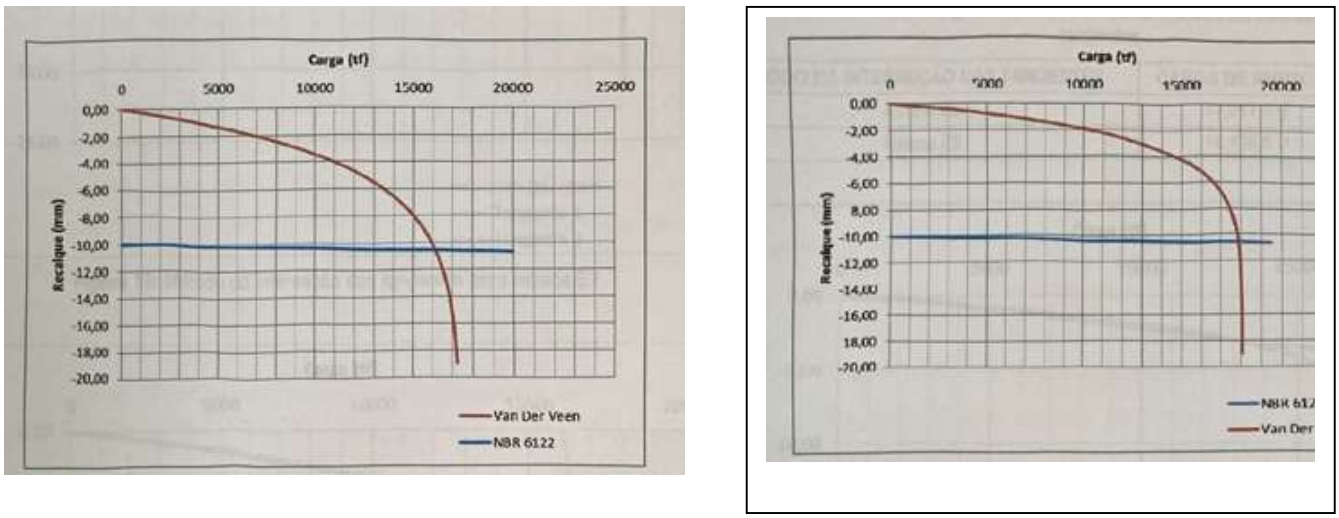
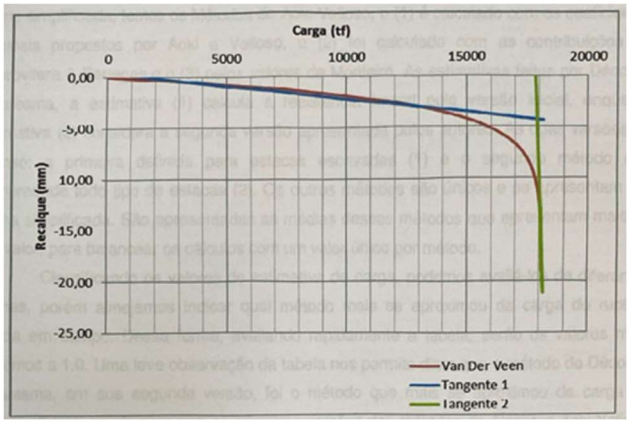


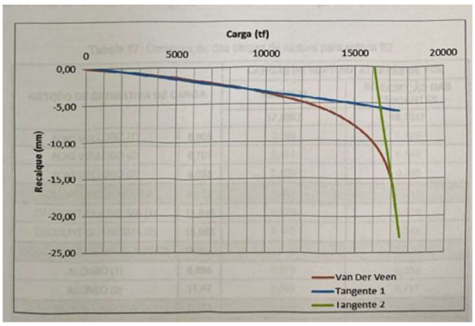
Figura 4. Definição da carga de ruptura pelo método da NBR 6122: (a) estaca E2 (b) estaca E3.

3.5 Método da intersecção das tangentes

Este método consiste em traçar uma reta tangente ao trecho reto inicial e outra reta tangente ao trecho final da curva de van der Veen. A abscissa do ponto de intersecção dessas duas retas fornece a carga de ruptura. O procedimento é mostrado na Figura 5 para as duas estacas ensaiadas.



a)



b)

Figura 5. Definição da carga de ruptura pelo método da intersecção das tangentes: (a) estaca E2 (b) estaca E3.

Na Tabela 5 são mostrados os valores obtidos para carga de ruptura utilizando o método de intersecção das tangências, para as estcas E2 e E3.

Tabela 5. Carga de ruptura pelo método de intersecção das tangências

Estaca	Carga de ruptura (kN)	Recalque máximo (mm)
E02	179,12	4,33
E03	164,39	5,58

3.6 Comparativo carga estimada versus prova de carga

Na Tabela 6 são mostrados os valores da relação entre as capacidades de carga estimadas pelos métodos semi-mepíricos e o valor fornecido pela prova de carga na estaca E2, a qual foi tomada como referência.

Tabela 6. Relação compartiva entre métodos de dimensinamento e prova de carga na estaca E2

Método	Método	NBR 6122 178,81 kN	Intersecção das tangentes 161,34 kN
Aoki-Velloso & Laprovitera Benegas	69,08 87,83	0,386 0,491	0,428 0,544
Monteiro	90,33	0,505	0,560
Décourt-Quaresma	156,45	0,875	0,970

Décourt-Quaresma modificado	169,03	0,945	1,048
Alonso	56,96	0,319	0,353
Alonso modificado	85,83	0,641	0,711
Teixeira	114,04	0,480	0,707
Amaral/Benapar	101,08	0,638	0,637

Na Tabela 7 são mostrados os valores da relação entre as capacidades de carga estimadas pelos métodos semi-mepíricos e o valor fornecido pela prova de carga na estaca E3, a qual foi tomada como referência.

Tabela 7. Relação compartiva entre métodos de dimensinamento e prova de carga na estaca E3

Método	Método	NBR 6122 179,12 kN	Intersecção das tangentes 164,39 kN
Aoki-Velloso	75,77	0,423	0,461
Laprovitera & Benegas	94,78	0,529	0,577
Monteiro	98,18	0,548	0,597
Décourt-Quaresma	159,28	0,889	0,969
Décourt-Quaresma modificado	174,99	0,977	1,064
Alonso	122,31	0,683	0,744
Alonso modificado	92,57	0,517	0,563
Teixeira	121,35	0,677	0,738
Amaral/Benapar	105,89	0,591	0,644

Os resultados mostrados indicam que o método Decourt-Quaresma modificado é o que mais se adequa à realidade no que tange ao cálculo da capacidade carga de fundações profundas no solo típico da região oeste do Paraná, apresentando relações entre a capacidade de carga calculada e o valor da prova de carga iguais a 1,048 e 1,064 para as estacas E2 e E3 respectivamente . Em seguida vêem hierarquicamente a segunda versão do método Alonso, o método Teixeiras e o método Amaral/Benapar.

4 CONCLUSÃO

Os valores de capacidade de carga foram comparados aos valores das provas de carga realizadas no canteiro de obras. O intento foi avaliar qual dos métodos de dimensionamento utilizados apresentou a relação mais próxima de 1,000. Neste contexto, e destacando o fato de que os dados são escassos para se fazer uma análise estatística rigorosa por se tratar de apenas duas estacas, o método Decourt-Quaresma modificado mostrou-se o mais adequado para previsão da capacidade de carga de estacas escavadas como fundações no solo estudado. Ressalta-se que o método Aoki-Velloso, apesar de mostrar-se conservador para o solo da região neste estudo específico, apresenta a vantagem de se aplicar a qualquer tipo de solo, o que pode ser particularmente interessante no que tange aos solos desestruturados da região oeste do Paraná.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12131: *Estacas – prova de carga estática – método de ensaio*. Rio de Janeiro, 1992.

HACHICH, W. *Fundações – teoria e prática*. São Paulo: Pini, 1996.

LORENZI, V. *Avaliação do desempenho de estacas escavadas com o método de alargamento de fuste*. 2012. 109p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Engenharia Civil, COPPE / UFRJ, 2012.

LUKIANTCHUKI, L. A. *Interpretação de resultados do ensaio SPT com base em instrumentação dinâmica*. Tese (Doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, 2012.

NIENOV, F.A. *Comportamento a compressão de estacas escavadas de equeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria*. Dissertação (Mestrado), UFSM, Santa Maria, RS, 2006, 133p.

Van Der VEEN. The Bearing Capacity of a Pile. in: *Conference On Soil Mechanics Foundation Engineering*, 3, Zurich, Proceedings, Zurich, v. 2, 1953, p.84 90.

VELLOSO, D.; LOPES, F.R. *Fundações*. Rio de janeiro: COPPE/UFRJ, 2011.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/39

Capacidade de Carga do Expander Body Obtida pela Modelagem do Ensaio Dinâmico de Energia Crescente

Sérgio C. Paraíso
GEOMEC, Belo Horizonte, Brasil, sergioparaiso@geomec.com.br

Carlos Medeiros Silva
EMBRE ENGENHARIA, Brasília, Brasil, carlos@embre.com.br

RESUMO: O Expander Body, corpo metálico expansivo, quando instalado sobre horizonte de solos de elevada capacidade de carga geomecânica, confere à estaca expressivo ganho de capacidade de carga na ponta. A tecnologia utiliza um corpo metálico expansivo, que é instalado na ponta da estaca e inflado, por meio de injeção de nata de cimento sob alta pressão, produzindo bulbos de até 1200 mm de diâmetro. São apresentados os resultados de uma prova de carga estática e de um ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente realizados em uma estaca escavada de pequeno diâmetro, 40cm, e comprimento de 14,0 m. Na ponta da estaca foi instalado e inflado um Expander Body de 710 mm de diâmetro e 800 mm de altura. Os ensaios foram realizados no polo industrial farmacêutico em Montes Claros/MG, a estaca foi assente no saprólito oriundo da intemperização da rocha calcária do Grupo Bambuí. Inicialmente, a estaca projetada para 1200 kN, foi ensaiada por meio de uma prova de carga estática lenta até 2450 kN e após 35 dias reensaiada através de ensaio dinâmico de energia crescente até 3450 kN os quais não apresentaram indicio de ruptura geotécnica. O ensaio dinâmico foi modelado objetivando privilegiar a capacidade de carga de ponta do Expander Body, permitindo determinar a curva envoltória da resistencia de ponta *versus* deslocamento da ponta e a análise do ponto de inflexão da fase elástica para fase plástica do assentamento da ponta com base no estudo de rigidez de Decóurt (2008). Adicionalmente procura-se determinar a contribuição da resistência da envoltória unitária ativada no ensaio dinâmico por atrito lateral do Expander Body. Ressalta-se que o artigo a ser apresentado tem como objetivo principal avaliar o desempenho de capacidade de carga geotécnica do Expander Body na sua especificidade de expansão de cavidade de ponta.

PALAVRAS-CHAVE: Expander Body, Desempenho, Prova de carga, Ensaio Dinâmico, Capacidade de Carga.

ABSTRACT: The Expander Body, when installed on high-capacity geomechanical soil horizons, provides a significant increase in the load-bearing capacity at the pile tip. The technology employs an expandable metallic body, installed at the pile tip and inflated through high-pressure cement grout injection, producing bulbs up to 1200 mm in diameter. This document presents the results of a static load test and a dynamic energy loading test performed on a small diameter, 40cm, 14.0m long bored pile. At the pile tip, 710 mm diameter and 800 mm height Expander Body was installed and inflated. The tests were conducted at a pharmaceutical industrial site in Montes Claros/MG, with the pile founded on weathered limestone from the Bambuí Group. Initially designed for 1200 kN, the pile was subjected to a slow static load test up to 2450 kN and re-tested after 35 days using a dynamic energy increasing test up to 3450 kN, with no signs of geotechnical failure observed. The dynamic test was modeled to emphasize the load capacity of the Expander Body tip, allowing the determination of the envelope curve of tip resistance versus displacement and analysis of the inflection point from elastic to plastic settlement phases, based on Décourt et al (2008) stiffness study. Additionally, the contribution of the unit envelope resistance activated during the dynamic test through lateral friction of the Expander Body is evaluated. It is noteworthy that the primary objective of this presentation is to demonstrate the geotechnical load capacity performance of the Expander Body, specifically its cavity expansion at the tip.

KEYWORDS: Expander Body, Performance, Load Test, Dynamic Test, Load Capacity.

1 INTRODUÇÃO

O Expander Body, dispositivo metálico de expansão de cavidade, é uma técnica inovadora e pode ser aplicada na base de estacas escavadas ou cravadas, Terceros & Massarsch (2014). A tecnologia tem sido amplamente utilizada no Brasil, tendo sido instalados mais de 5000 unidades em projetos residenciais, comerciais e industriais. Segundo Fellenius et al.(2018), outros países, como Suécia, Noruega, Alemanha, Japão, Paraguai, Bolívia, Peru, Estados Unidos, Coreia do Sul também adotaram a tecnologia como solução eficaz e prática para garantir a capacidade de ponta das estacas.

O sistema de expansão do Expander Body consiste em um tubo de aço dobrado que é inflado por um processo inicial de injeção de nata cimento, sendo a nata de cimento injetada por meio de manqueiras hidráulicas, Silva et al. (2022). Diversos modelos permitem a expansão do Expander Body com diâmetro de 40cm à 120cm e comprimentos de 100 cm à 200 cm. A pressão e o volume de argamassa são monitorados continuamente durante a expansão do Expander Body, gerando uma relação entre pressão de injeção e volume, similar a curva obtida com o pressiômetro de Ménard, Monteiro et al. (2021).

Pretende-se neste artigo apresentar as interpretações de desempenho geotécnico de uma estaca escavada à céu aberto, em solo não saturado, com diâmetro de 40 cm e 14 metros de profundidade. Na ponta da estaca foi instalado um dispositivo de expansão de cavidade, Expander Body, injetado sob pressão de calda de cimento de 45 bar, volumetria de 325 litros. A expansão final foi estimadas em 82 cm de altura , diâmetro médio de 0,71 m e leve achatamento nas extremidades superior e inferior.

A estaca experimentou Prova de Carga Estatica (PCE) para carga de até 2450 KN em acordo com a ABNT NBR 1231 (2021), e após 35 dias foi submetida a Ensaio de Carregamento Dinâmico de Energia Crescente (ECD) apresentando carga mobilizada de até 3450 KN, conforme Figura 1, caracterizando as curvas de resistência ativadas da PCE e da envoltoria global CAPWAP do Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD), CAPWAP MANUAL (2014). A Figura 1 apresenta as curvas dos ensaios dinâmico e estático e as geometrias do Expander Body assumidas entre os estágios inicial e final de injeção de nata de cimento.

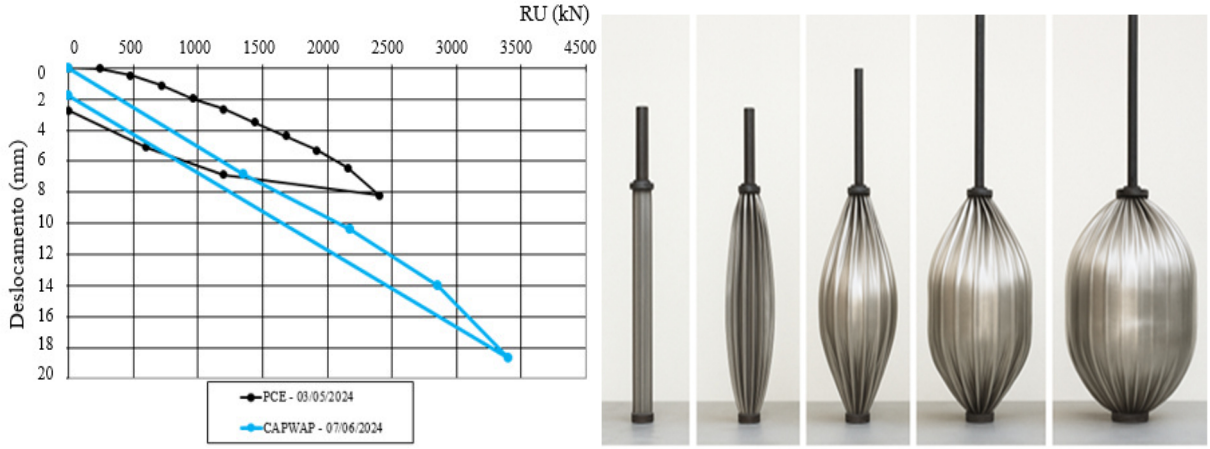


Figura 1 – (a) Curvas Resistência Última (RU) *versus* deslocamento: Prova de carga estatica (cor preta); Ensaio de Carregamento Dinamico (cor Azul); (b) Expander Body e suas geometrias

As tratativas de interpretação do desempenho geotécnico observam fundamentalmente caracterizar a geometria que mais se aproxima do corpo e peculiaridades pós execução do Expander Body, analisar a curva envoltória da resistência estática de ponta *versus* deslocamento da ponta, equivalente do ensaio ECD de energia crescente, com base no estudo de rigidez de Decourt (2008). O objetivo é estabelecer a carga última de ponta com discretização das parcelas de ponta e de atrito ativados, ou seja, verificar a fase de inflexão elástica para a fase plástica do assentamento de ponta do Expander Body. Esta curva envoltória é de origem das modelagens e análises CAPWAP realizadas para cada golpe de energia crescente na conformidade das Figuras 2 e 3.

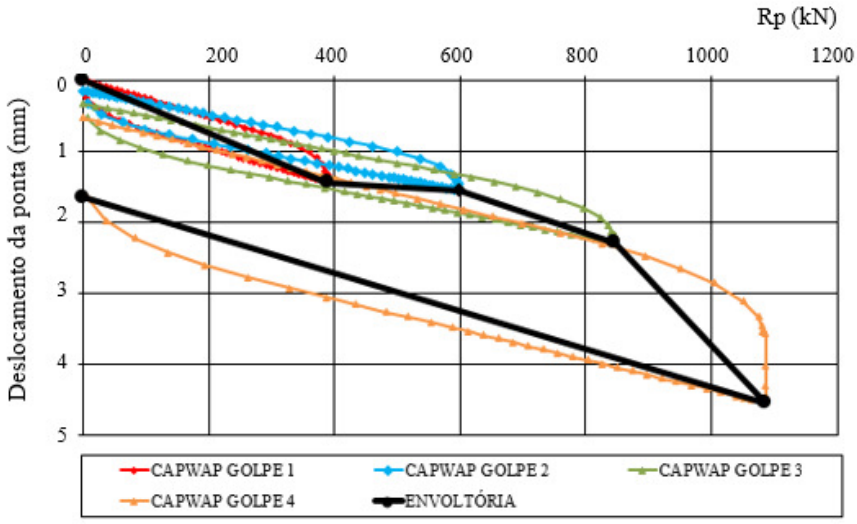


Figura 2 – Curva Envoltória das Resistências de Ponta Ativada (Rp) *versus* Deslocamento da Ponta.

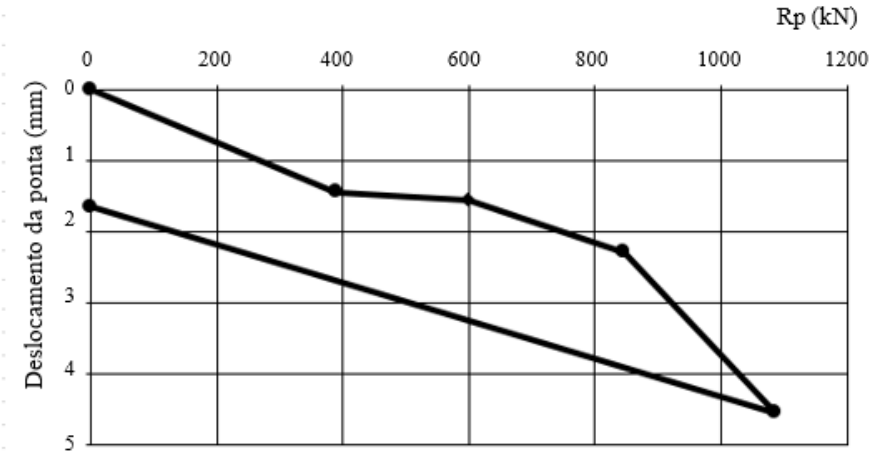


Figura 3 – Curva Envoltória das Resistências de Ponta Ativadas (Rp) *versus* Deslocamento de ponta

Nas Figuras 4 e 5 apresentam-se os sensores da instrumentação, o sistema de impacto e o dispositivo de aquisição de dados utilizados durante o Ensaio de Carregamento Dinâmico.



Figura 4 – Sensores Fixados na estaca



Figura 5 – PDA 8G – Sistema de Impacto

2 CARACTERISTICA GEOLOGICO – GEOTÉCNICA DO SOLO LOCAL

A estaca em questão encontra-se assente no saprólito de intemperização da rocha calcária pertencente ao Grupo Bambuí. As rochas encontradas na região de Montes Claros-MG são predominantemente rochas carbonáticas, principalmente calcários e influencia diretamente as características do relevo, do solo e do ecossistema local. Os solos resultantes do intemperismo do calcário são conhecidos como solos calcários.

Na figura 6 apresenta-se a sondagem realizada próximo a estaca ensaiada com Expander Body instalado em solo de alteração de rocha SPT > 40. Salienta-se que a estaca foi escavada com diâmetro de 40 cm e 1400 cm de profundidade. Na escavação das estacas utilizou-se um equipamento sob caminhão, perfuratriz CZM CD 20. O equipamento possui capacidade e torque para escavar solos com resistência SPT<50 golpes.

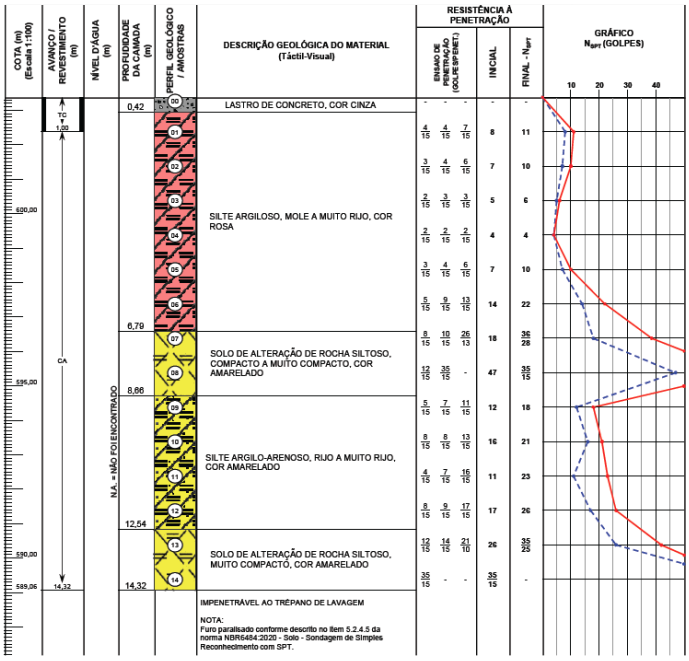


Figura 6- Sondagem tipo SPT realizada próxima a estaca escavada

3 INTERPRETAÇÃO DA CURVA ENVOLTORIA ESTÁTICA DE RESISTENCIA DE PONTA EQUIVALENTE DO ENSAIO ECD NA CONFORMIDADE DO ESTUDO DE RIGIDEZ DE DECOURT

A interpretação da curva envoltória estática de resistência de ponta em conformidade com o método da rigidez, proposto por Décourt (1996, 2008), é uma importante análise para avaliar o comportamento geotécnico, em termos de capacidade de carga e comportamento da ponta da estaca ensaiada. Essa curva representa a relação entre a força aplicada na ponta de uma estaca e o deslocamento correspondente, permitindo identificar os limites de sua resistência. A partir do método da rigidez pode-se compreender a resposta do sistema composto pela estaca escavada e o Expander Body com relação a capacidade de carga última, especialmente analisando-se a curva carga de ponta *versus* deslocamento obtida por meio do ensaio ECD. Na prática, a análise da curva envoltória estática de resistência de ponta no caso do Expander Body, deve ser interpretada considerando-se aspectos como o limite de resistência e o coeficiente de rigidez. Na Tabela 1 são apresentados os dados obtidos no ensaio ECD da curva envoltoria de resistencia de ponta versus deslocamneto da ponta.

Tabela 1 - Dados obtidos no ensaio ECD

RP (kN)	S ponta (mm)	K = Rp/s (kN/mm)	RP (kN)	S ponta (mm)	K = Rp/s (kN/mm)
0	0,00	00,00	**599**	1,55	386,50
50	0,20	250,00	**600**	1,56	384,60
100	0,38	263,20	**650**	1,70	382,40
150	0,58	258,60	**700**	1,84	380,40
200	0,75	266,70	**750**	2,00	375,00
250	0,94	266,00	**800**	2,15	372,10
300	1,10	272,70	**846**	2,28	371,10
350	1,31	267,20	**850**	2,29	371,20
389	1,45	268,30	**900**	2,81	320,30
400	1,47	272,10	**950**	3,25	292,30
450	1,48	304,10	**1000**	3,75	266,70
500	1,49	335,60	**1050**	4,22	248,80
550	1,52	361,80	**1087**	4,54	239,40

No método da rigidez proposto por Decourt (1996, 2008), a rigidez é definida como a razão entre a carga aplicada e o recalque, e sua tendência é diminuir com o aumento do recalque. O método permite visualizar a manifestação da ruptura no gráfico de rigidez, identificando o domínio de transferência da carga pela ponta e pelo atrito lateral. A carga de ruptura convencional é calculada a partir do gráfico de rigidez, que é obtido plotando os valores de rigidez e carga e identificando a carga equivalente na rigidez nula. Na Figura 7 apresenta-se a cuva de rigidez aplicada à curva envoltória de ponta obtida no ensaio ECD, ou seja, a partir das análises gráficas identificou-se o domínio do atrito (capacidade de carga lateral) e o domínio da ponta (capacidade de carga de ponta) do Expander Body.

A interpretação da análise de Rigidez na conformidade da formatação gráfica apresentada na Figura 7, origina-se dos dados da Tabela 1, constituída dos resultados obtidos da curva da Figura 3, configurando ramo inicial pseudo elástico e transição elasto-plástico, conduzindo às seguintes afirmativas:

As análises de regressão lineares obtidas (K vs. Rp), segundo o proposto por Décout (1996,2008), verificam-se conforme as Equações 1 e 2:

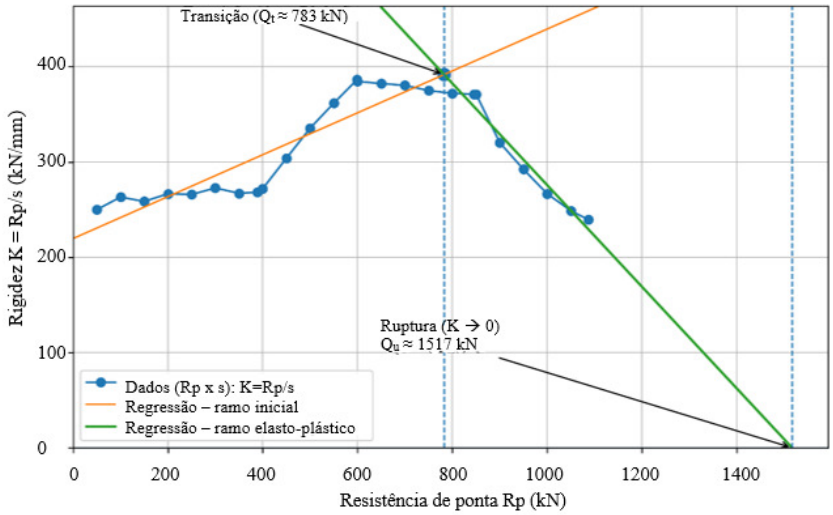


Figura 7- Rigidez aplicada à curva envoltória de ponta, ensaio ECD.

Ramo inicial predominantemente pseudo elástico :

$$K = 0{,}2199\ Rp + 219{,}69 \quad (1)$$

Ramo final elasto-plastico:

$$K = -\ 0{,}5336\ Rp + 809{,}38 \quad (2)$$

A partir da Equação 2 obtém-se a carga de ruptura por extrapolação. Considerando a rigidez nula, K=0, obtém-se 1517 KN para a capacidade de carga última do Expander Body .

Igualando-se as Equações 1 e 2 ou analisando a figura 7 a carga mobilizada de transição do ramo elastico-elasto-plastico é de 783 KN equivalente a rigidez de 392 KN/mm. Interpreta-se que até 783 KN o sistema Expander Body trabalha com rigidez alta e evolução " quase elástica" e na sequência do carregamento, segundo Décourt (1996,2008) até essa carga, 783 KN, o Expander Body está trabalhando preponderantemente por atrito. A partir desse ponto, carga de 783 KN, o Expander Body inicia-se a efetiva mobilização de ponta do Expander Body, processo que exige maiores recalques por unidade de carga e como consequência tem-se a perda sistemática de rigidez do sistema.

Portanto, pode-se postular que : a carga de atrito ativada corresponde a 783 KN e a carga de ponta ativada de correspondencia Rp = Ru – Rs , ou seja, 734 KN.

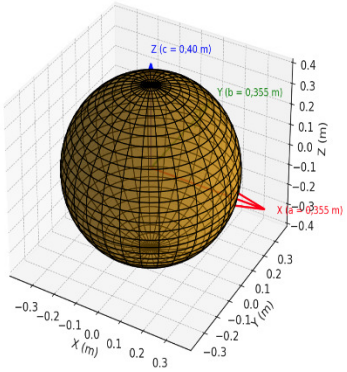
Cabe a observação que a carga de pico da curva envoltoria da resistencia de ponta é de até 1080 KN conforme os dados da tabela 1, sendo que a extrapolação de Décourt (1996,2008) para carga de até 1517 KN trata-se de uma tendência de ruptura. Salienta-se que o sistema Estaca Escavada com Expander Body instalado na ponta da estaca foi ensaiado até 3450 KN com deformações permanentes inferiores a 3 mm sem indícios de ruptura geotécnica.

Análises realizadas com base no método da rigidez proposto por Décourt corroboram com analises realizadas por Monteiro (2023) que observou em seus ensaios que, em alguns casos, mais de 70 % da capacidade de carga do Expander Body é referente ao atrito lateral do Expander Body, fato relacionado a trajetória de tensão imposta durante a injeção de nata cimento para inflar o corpo expansivo. Monteiro (2023) também observou a melhora da capacidade de carga da estaca imediatamente nas cotas acima do Expander pela densificação do solo circunvizinho ao Expander Body, dentre outros fatores peculiares.

4 CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E DAS TENSÕES UNITÁRIAS EQUIVALENTES DE ATRITO E DE PONTA DO EXPANDER BODY

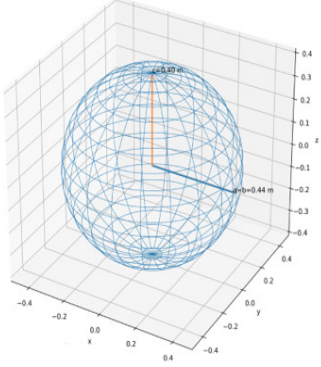
Considerando-se o cenário de execução do Expander Body, nas peculiaridades de altura, diâmetro médio, volumetria e pressão de expansão, conforme os dados divulgados, verifica-se a configuração geométrica, a mais representativa, de um Elipsoide Oblato conforme as Figuras 8 e 9.

Estas figuras apresentam a configuração tridimensional do Expander Body, modelado como um Elipsoide Oblato, observando-se os dados iniciais de campo e na sequencia calibração para um Elipsoide Equivalente, na conformidade da distribuição espacial do bulbo expandido do EB.



Altura = 0,8m
D = 0,71m
V = 210 l < 325 l
A_p = 0,40m²
Superfície lateral = 1,61m²

Figura 8 - Elipsoide Oblato



Altura = 0,8m
D = 0,88m
V = 325 l
A_p = 0,61m²
Superfície lateral = 2,90m²

Figura 9 - Elipsoide Oblato Equivalente

O Expander Body (EB) instalado na ponta da estaca apresenta altura final de aproximadamente 0,80 m, largura média observada na seção central da ordem de 0,71 m e volume total de calda de cimento injetado igual a 325 litros. A combinação desses parâmetros geométricos evidência que o volume efetivamente injetado não pode ser representado de forma consistente por um sólido cilíndrico ou esférico simples, uma vez que, para a altura final observada, o volume correspondente a um elipsoide de revolução com diâmetro constante de 0,71 m seria da ordem de 210 litros, significativamente inferior ao volume medido em campo. Dessa forma, para compatibilizar simultaneamente o volume injetado e a altura final do bulbo, adotou-se uma aproximação geométrica por um elipsoide oblato equivalente, caracterizado por semi-eixo vertical $c = 0{,}40$ m e semi-eixo equatorial $a \approx 0{,}44$ m, resultando em diâmetro equivalente da ordem de 0,88 m e área de ponta equivalente $A_p \approx 0{,}61$ m^2.

Com base na interpretação da curva envoltória de resistência de ponta obtida no Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD), por meio da análise de rigidez segundo o método de Decourt (1996, 2008), foram estimadas as parcelas de resistência associadas ao desempenho do EB, com valores da ordem de $R_s \approx 780$ KN para a carga mobilizada de atrito até a transição elástico–plástica e $R_p \approx 730$ KN para a parcela de carga ativada da resistência de ponta. Considerando a geometria oblata equivalente, obtêm-se uma tensão média de ponta da ordem de $q_b \approx 1{,}2$ MPa e uma tensão média de atrito equivalente no contato do bulbo com o solo confinante da ordem de $\tau \approx 0{,}27$ MPa. Esses níveis de tensão mostram-se compatíveis com o comportamento esperado para solos de alteração de rocha calcária muito compacto (SPT ≈ 40/50), corroborando a adequação da representação geométrica do Expander Body como um Elipsoide Oblato e a coerência física entre o volume injetado, o mecanismo de expansão e o desempenho geotécnico observado no ECD.

Considerando-se os dados de campo corrigidos para V= 210 litros , obtem-se: tensões médias de ponta e atrito, respectivamente de 1,8 MPa e 0,48 MPa .

5 CONCLUSÕES

O estudo desenvolvido permitiu demonstrar que a avaliação do desempenho geotécnico do Expander Body pode ser fundamentada na interpretação da curva de resistência de ponta obtida em ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente. A análise da curva envoltória carga de ponta *versus* deslocamento da ponta, utilizando o método de rigidez de Décourt (1996, 2008), mostrou-se eficiente a identificar de forma clara a transição entre os regimes elástico e elasto-plástico, bem como estimar a carga de ruptura equivalente associada ao mecanismo de expansão de cavidade promovido pelo Expander Body.

Os resultados obtidos a partir dessa abordagem conduziram a níveis de tensão média de ponta e de atrito compatíveis com as características geotécnicas do solo de alteração de rocha calcária muito compacto, no qual o Expander Body foi instalado, evidenciando a coerência física das interpretações realizadas. A modelagem geométrica do Expander Body como um elipsoide oblato equivalente revelou-se adequada para compatibilizar o volume injetado, a altura final do bulbo e as áreas efetivas de contato, fornecendo uma base consistente para o cálculo das tensões mobilizadas e para a interpretação do desempenho de expansão de cavidade.

As análises de rigidez aplicadas às curvas globais carga versus deslocamento do topo, tanto da Prova de Carga Estática quanto do Ensaio de Carregamento Dinâmico global, mostraram-se pouco representativas para a caracterização específica do desempenho do Expander Body, uma vez que refletem predominantemente o comportamento global do sistema estaca–solo e não caracteriza o desempenho geotécnico na singularidade do Expander Body.

Conclui-se dos estudos realizados que o desempenho geotécnico da solução de estaca escavada com ponta Expander Body apresenta-se consistente com base na interpretação da curva envoltória de resistência de ponta do ensaio dinâmico de energia crescente, associada a uma configuração geométrica específica do Expander Body. A abordagem mostrou-se coerente e contribuirá para as avaliações futuras da capacidade de carga geotécnica de estacas Expander Body e para o aprimoramento dos critérios de análise e projeto deste tipo de tecnologia.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio das empresas GEOMEC, EMBRE e TELMEC relativos aos ensaios de campo e a disponibilização dos dados apresentados neste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). (2007). Estacas - Ensaio de Carregamento Dinâmico – NBR 13208. Rio de Janeiro, Brasil, 12 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). (2021). Estacas - Prova de carga estática , NBR 12131. Rio de Janeiro, Brasil, 16 p.

CAPWAP MANUAL – Case Pile Wave Analysis Program – 2014.

Décourt, L. (2008) Loading Tests: Interpretation and Prediction of their Results, ASCE – GSP 180 – 2008 - pags 452 a 470.

Décourt, L. (1996). A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – III SEFE, 1996, São Paulo. Anais. São Paulo: ABEF e ABMS, v. 1, p. 215–224.

Décourt, L. (2008). Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – VIII SEFE, 2008, São Paulo. Anais. São Paulo: ABEF, v. 1, p. 221–245.

Terceros, H.M.; Massarsch, K.M. (2014). The use of the expander body with cast in-situ piles in sandy soils. In Proceedings of International Conference on Piling and Deep Foundations, Stockholm, Vol. 1, pp. 347–35.

Fellenius, B.H.; Massarsch, K.R.; Terceros Herrera, M.A.; Terceros Arce, M. (2018). A study of the augmenting effect of equipping piles with an Expander Body. In Proceedings of International Conference on Deep Foundations and Ground Improvement: Urbanization and Infrastructure Development Future Challenges, Rome, Vol. 1, pp. 114–123.

Monteiro, F., F. (2023) Comportamento de Estacas Escavadas Equipadas com o Sistema Expander Body Em Solo Tropical. 438 p., (ENC/FT/UnB, Tese de Doutorado em Geotecnia, 2023)

Monteiro, F.F.; Cunha, R.P.; Aguiar, M.F.P.; Silva, C.M. (2021). Settlement of Bored Piles with Expander Body System in Lateritic Soils. REM - International Engineering Journal, 74, 309–318.

Silva et al. (2022) . Expander Body instalado em Estacas tipo Hélice Continua e tipo Raiz, COBRAMSEG 2022, 2022, Balneário Camboriú-SC. Anais. ABMS.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/40

Comparação de cargas nas estacas em fundação de radier sobre estacas desconectadas

Marcela Leão Domiciano
Doutoranda, Universidade Federal de Goiás, Goiânia/GO, Brasil, marceladomiciano@discente.ufg.br

Maurício Martines Sales
Docente, Universidade Federal de Goiás, Goiânia/GO, Brasil, mmartines@ufg.br

RESUMO: O sistema de fundação por estacas desconectadas é composto por um radier, um conjunto de estacas e uma possível plataforma de transferência de carga (PTC), localizada entre as estacas e o radier. Este sistema é empregado por países da Europa e América do Norte, sendo ainda pouco utilizado no Brasil. Por isso, pesquisas têm sido desenvolvidas visando compreender o comportamento das estacas desconectadas no solo, principalmente nos casos em que se faz necessária uma redução dos recalques. Diante deste cenário, este trabalho tem como objetivo estudar o comportamento de radier sobre estacas desconectadas por meio de análise numérica com o software PLAXIS 3D, a fim de comparar o comportamento da carga nas estacas desconectadas de radier rígido e de radier flexível. Para isso, foram simulados cenários considerando a variação da distância das estacas para o radier (conhecida como plataforma de transferência de carga – PTC). Os resultados evidenciaram que a distribuição de cargas no radier rígido apresenta uma tendência de cargas aproximadamente iguais, e, no radier flexível as estacas do canto suportam as menores cargas e as estacas centrais suportam as maiores cargas.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas desconectadas, Análise numérica, Distribuição de cargas.

ABSTRACT: The disconnected pile foundation system consists of a raft foundation, a pile assembly, and a possible load transfer platform (LTP) located between the piles and the raft foundation. This system is used in European and North American countries, but is still underutilized in Brazil. Therefore, research has been developed to understand the behavior of disconnected piles in the soil, especially in cases where settlement reduction is necessary. In this scenario, this work aims to study the behavior of raft foundations on disconnected piles through numerical analysis using PLAXIS 3D software, in order to compare the load behavior on disconnected piles with rigid and flexible raft foundations. For this purpose, different scenarios were simulated considering variations the distance from the piles to the raft foundation (known as the load transfer platform – LTP). The results showed that the load distribution in the rigid raft foundation tends to have approximately equal loads, while in the flexible raft foundation, the corner piles support the lowest loads and the central piles support the highest loads.

KEYWORDS: Disconnected piles. Numerical analysis. Load distribution.

1 INTRODUÇÃO

Radier estaqueado é um tipo de fundação que apresenta um elemento superficial (radier) e elementos profundos (estacas), na qual tanto o radier quanto as estacas contribuem positivamente para um bom desempenho da fundação. Nesse tipo de estrutura, percebe-se que há uma interação entre radier-estaca-solo, que possibilita uma melhoria da capacidade de carga e a redução do recalque da fundação (Sales, 2000). Ao se conectar as estacas no radier evidencia-se que as estacas são utilizadas como elementos redutores de recalque da fundação (Burland, Broms e De Mello, 1977).

Já o sistema de fundação por estacas desconectadas é composto por um radier, um conjunto de estacas e uma possível plataforma de transferência de carga (PTC) localizada entre as estacas e o radier, sendo a PTC preenchida com material granular incluindo, em alguns casos, reforço geossintético inserido na camada granular, ou mesmo uma camada de solo melhorado por compactação. Esse sistema possibilita, a priori, uma

redução de recalques, bem como aumenta a capacidade de suporte do solo quando comparado a uma fundação rasa (Wong *et al*., 2000).

Melese (2022) comparou o desempenho de radier estaqueado, radier com estacas desconectadas e radier isolado. Os resultados mostraram que o radier com estacas desconectadas apresentou maior eficiência de recalque em relação ao radier isolado, uma vez que houve redução do recalque em até 40%. A redução de recalque do radier sobre estacas desconectadas em relação ao radier isolado também foi evidenciada por Park *et al*. (2020), que realizaram simulações em centrífugas com estacas conectadas e estacas desconectadas do radier.

Vale ressaltar que na fundação com estacas desconectadas, a carga máxima nas estacas ocorre em uma certa profundidade abaixo da superfície em relação à fundação com estacas conectadas (Fattah, Salim e Khalifa, 2023). Além disso, o mecanismo de transferência de carga em um radier com estacas não conectadas é influenciado principalmente pela espessura e rigidez da PTC e pela rigidez do solo (Melese, 2022). Outrossim, a existência de atrito negativo nas estacas desconectadas pode alterar a forma de distribuição da carga axial da estaca (Katzenbach *et al*., 2013; Chow *et al*., 2020; Melese, 2022) e ao aumentar a rigidez da PTC, a razão entre a soma das cargas das estacas e a carga total aumenta (Melese, 2022).

A rigidez elevada da PTC possibilita redução do recalque total do radier com estacas desconectadas. Caso a PTC possua menor rigidez, o desempenho na redução dos recalques mostra-se inferior à PTC de maior rigidez (Alhassani e Aljorany, 2023).

Segundo Viggiani *et al*. (2012), quando as estacas estão desconectadas do radier, evidencia-se uma redução dos momentos fletores e do cisalhamento provocados por cargas laterais. Além disso, uma vez que as estacas não estão conectadas ao radier, elas podem ser consideradas como elementos de reforço do solo, e, por isso, pode-se considerar um fator de segurança menor do que aquele usualmente empregado em estacas estruturais.

O sistema de fundação de radier sobre estacas desconectadas pode ser aplicado em diferentes estruturas, como, por exemplo, edificações, tanques ou silos de armazenamento e pontes, entre outros, e as estacas podem ser consideradas como elementos de reforço de solos. Além disso, a interação existente entre o radier, a PTC, as estacas e o solo, envolve diversas variáveis e fenômenos, como, por exemplo, o atrito negativo, o que fundamenta o desenvolvimento de pesquisas. Nesse sentido, este trabalho visa estudar o comportamento de radier sobre estacas desconectadas por meio de análise numérica com o software PLAXIS 3D, a fim de comparar o comportamento da carga nas estacas desconectadas de radier rígido e de radier flexível.

2 METODOLOGIA

Este estudo apresenta a simulação de 6 casos de radier com estacas desconectadas (com a configuração 4x4 - 16 estacas). A modelagem ocorreu por meio do software PLAXIS 3D, com elementos de 10 nós e malhas com dimensões de 60 metros de comprimento, 60 metros de largura e 37,5 metros de profundidade. Para a simulação, adotou-se cenários com radier rígido e cenários com radier flexível, ambos modelados como material elástico, com módulo de elasticidade de (E) de 30 GPa e coeficiente de poisson (ν_c) de 0,18 – que são valores médios usuais para o concreto.

As estacas foram modeladas como material elástico e apresentam diâmetro (D) igual a 0,50 m, comprimento (L) igual a 25D (L = 12,5 m), espaçamento entre as estacas (S) igual a 4D e módulo de elasticidade (E_p) de 20 GPa. A substituição de solo por concreto na malha se aproxima de estacas escavadas ou hélice-contínuas. A distância entre a borda do radier e a face da estaca externa apresenta uma dimensão de um diâmetro e a espessura do radier (e) corresponde a 6% do comprimento lateral da placa (para radier flexível) e 36% do comprimento lateral da placa (para radier rígido).

O perfil do solo de fundação foi modelado como material linear-elástico e contém 3 camadas com 12,5 m, sendo os módulos de elasticidade de cada camada definidos como: E_{S1} = 50 MPa, E_{S2} = 1,5 E_{S1}, E_{S3} = 2 E_{S1} e coeficiente de poission (ν_s) de 0,30 para todas as camadas – parâmetros estes definidos de forma a representar um solo intermediário, compatível com solo de médio a bom comportamento em termos de deformabilidade.

A fim de se obter dados de distribuição de cargas nas estacas, foi aplicado carregamento uniformemente distribuído de 256 kPa em toda a face superior do radier. A carga foi definida de tal forma que não ultrapassasse o limite de 6 MPa definido pela NBR 6122 (ABNT, 2022) - as estacas podem ultrapassar a carga se estiverem

armadas, porém, considerou-se o concreto sem armação. O estudo da distribuição de carga nas estacas foi realizado em diferentes posições, conforme legenda representada na Figura 1.

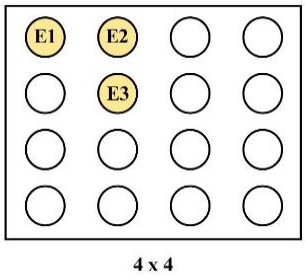


Figura 1. Estacas analisadas.

A plataforma de transferência de carga (PTC) possui as mesmas propriedades da primeira camada de solo, com espessuras (h) de: i) h=0,5D, ii) h=1D e iii) h=2D – sendo "h" a distância da face inferior do radier até o topo da estaca.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os gráficos apresentados nas Figura 2 a 4 mostram a distribuição de cargas nas estacas analisadas para os radiers (flexível e rígido) com estacas desconectadas, considerando a espessura da PTC (h) igual a 0,5D, 1D e 2D.

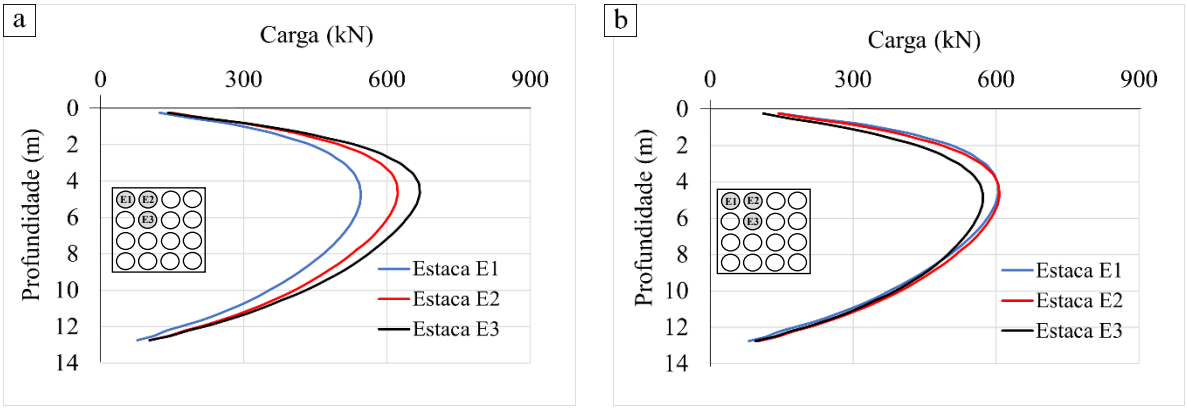


Figura 2. Distribuição de cargas nas estacas - radier estaqueado desconectado com h=0,5D: a) flexível, b) rígido.

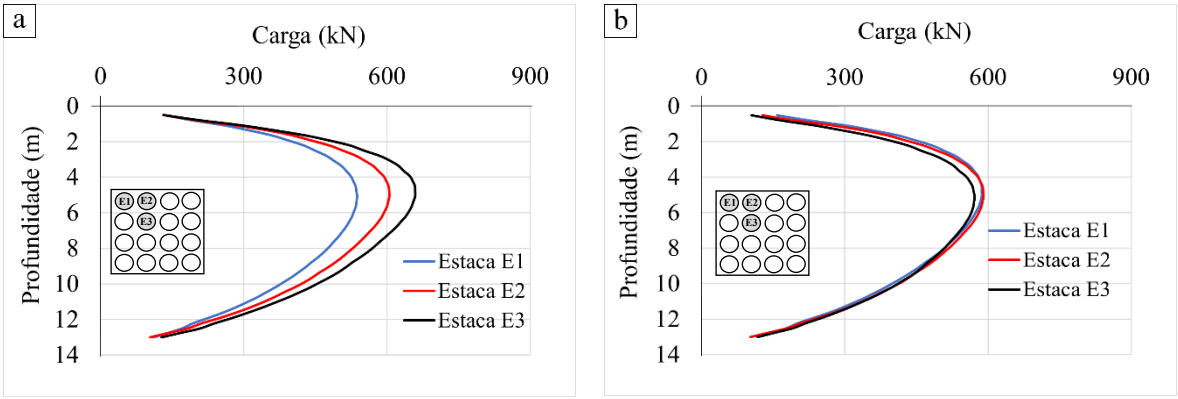


Figura 3. Distribuição de cargas nas estacas - radier estaqueado desconectado com h=1D: a) flexível, b) rígido.

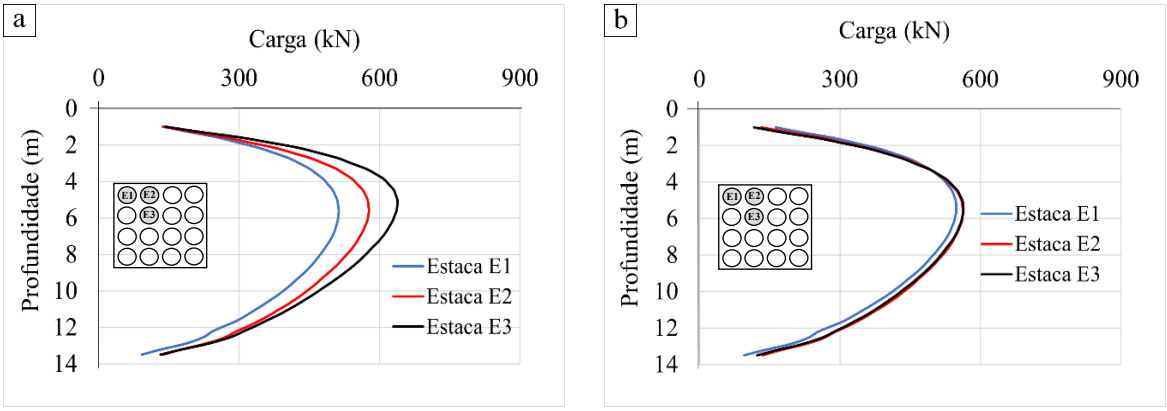


Figura 4. Distribuição de cargas nas estacas - radier estaqueado desconectado com h=2D: a) flexível, b) rígido.

Evidencia-se, por meio das Figuras 2 a 4, que a carga no topo das estacas apresenta menores valores, que aumentam até atingir uma carga máxima e posteriormente reduzem até chegar na ponta das estacas. Tal fato está de acordo Katzenbach *et al*. (2013) e Chow *et al*. (2020), que mencionaram que o processo de atrito negativo provoca um aumento na carga da estaca, que atinge seu máximo no ponto neutro. Com a profundidade, este atrito vai diminuindo até se anular, atingindo assim o valor máximo de carga nas estacas.

Observa-se, ainda nas Figuras 2 a 4, que a distribuição de cargas no radier rígido apresenta uma tendência de cargas aproximadamente iguais. Tal comportamento pode estar relacionado ao fato de o radier rígido desconectado provocar recalques aproximadamente iguais na superfície do solo, o que ocasiona um campo de deslocamento no solo que tende a gerar cargas nas estacas de forma similar e na medida em que se aumenta h, as cargas nas estacas para os casos de radier rígido ficam cada vez mais próximas.

Já para o radier flexível desconectado, o radier impõe um recalque diferente o que faz com que a distribuição de cargas nas estacas apresente um comportamento distinto, no qual as estacas do canto suportam as menores cargas e as estacas centrais suportam as maiores cargas.

Verificou-se a relação entre as cargas aplicadas e o percentual de carga máxima suportada pelas estacas, sendo esse percentual definido pela razão entre a carga máxima total mobilizada pelo conjunto de estacas (obtida pelo somatório das cargas máximas de cada estaca) e a carga total aplicada ao sistema de fundação (Tabela 1).

Tabela 1. Carga aplicada e suportada pelas estacas.

Espessura da PTC	Carga aplicada (kN)	Carga máxima suportada pelas estacas	
		Radier Flexível	Radier Rígido
h=0,5D	14.400	54,06%	52,53%
h=1D		52,91%	51,43%
h=2D		50,68%	49,20%

Para a carga máxima suportada pelas estacas, nota-se na Tabela 1 que na medida em que "h" aumenta, o percentual de carga suportado pelas estacas diminui.

Além disso, analisou-se as cargas máximas suportadas pelas estacas e as respectivas profundidades relativas da linha neutra ($\frac{LN}{L}$.100) – conforme Tabela 2.

Tabela 2. Carga máxima e profundidade relativa da linha neutra.

Estaca	Radier Flexível						Radier rígido					
	h=0,5D		h=1D		h=2D		h=0,5D		h=1D		h=2D	
	carga máx. (kN)	$\frac{LN}{L}.100$ (%)	carga máx. (kN)	$\frac{LN}{L}.100$ (%)	carga máx. (kN)	$\frac{LN}{L}.100$ (%)	carga máx. (kN)	$\frac{LN}{L}.100$ (%)	carga máx. (kN)	$\frac{LN}{L}.100$ (%)	carga máx. (kN)	$\frac{LN}{L}.100$ (%)
E1	545,426	37,64	537,487	40,57	512,554	44,80	603,473	37,64	586,943	38,29	548,426	44,80
E2	622,669	37,64	605,279	40,57	577,406	44,80	607,154	37,64	590,367	40,57	563,196	44,80
E3	668,353	37,64	659,044	40,57	638,051	40,20	572,017	37,64	572,065	40,57	563,508	44,80

Percebe-se pela Tabela 2 que para uma mesma espessura "h", a posição da linha neutra não varia com a posição da estaca no grupo. E na medida em que aumenta o h, a carga máxima diminui e o ponto de máximo (profundidade relativa da linha neutra) fica mais profundo.

Verificou-se a distribuição de recalques (bacia de recalques) na seção central para radier isolado e radier com estacas desconectadas com h=1D (Figura 5).

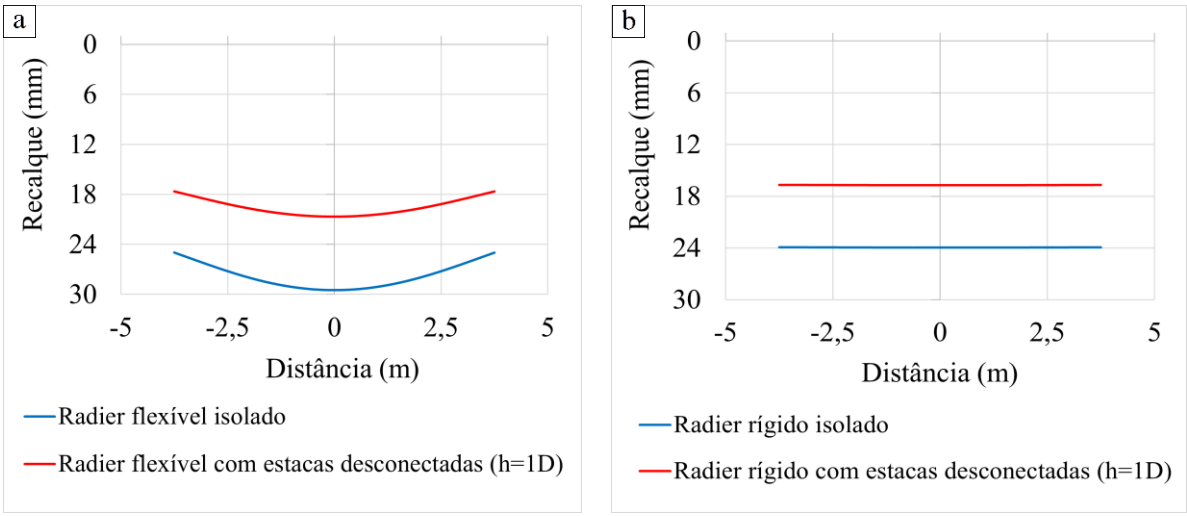


Figura 5. Recalque central - radier isolado e radier com as estacas desconectadas: a) flexível, b) rígido.

Ao comparar as bacias de recalques centrais do radier isolado com o radier com estacas desconectadas (Figura 5), evidencia-se que tanto para radier rígido quanto para radier flexível, o radier com estacas desconectadas apresentou maior eficiência de recalque em relação ao radier isolado, uma vez que houve redução do recalque em até 30%.

4 CONCLUSÕES

Ao comparar o comportamento da carga nas estacas desconectadas de radier rígido e de radier flexível (com a configuração 4x4 - 16 estacas), por meio de análise numérica com o software PLAXIS 3D, evidencia-se que para radier desconectado das estacas, ao considerar a variação da espessura da PTC (sem melhoria do solo), evidenciou-se que a distribuição de cargas para radier rígido apresenta uma tendência de cargas aproximadamente iguais – possivelmente pelo fato de o radier rígido desconectado provocar recalques uniformes na superfície do solo, o que promove um campo de deslocamento no solo que tende a gerar cargas nas estacas de forma similar. Já para o radier flexível desconectado, a distribuição de cargas nas estacas apresenta um comportamento distinto, no qual as estacas do canto suportam as menores cargas e as estacas centrais suportam as maiores cargas.

Em relação à linha neutra, para radier desconectado das estacas, na medida em que aumentou a espessura da PTC, a carga máxima diminuiu e o ponto de máximo (profundidade relativa da linha neutra) ficou mais profundo. Outrossim, ao aumentar a espessura da PTC, o percentual de carga suportado pelas estacas diminui.

Além disso, o radier com estacas desconectadas apresentou uma redução de até 30% de recalque em relação ao radier isolado.

AGRADECIMENTOS

Ao Projeto de Pesquisa e Desenvolvimento (P&D), intitulado "Modelagem em Diversas Escalas da Geração de Sedimentos em Erosões e o Aporte em Reservatórios de UHEs", P&D ANEEL Sedimentos, código ANEEL PD.0394-1705/2017.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alhassani, A. M. J.; Aljorany, A. N. Experimental and numerical modeling of connected and disconnected piled raft. *KSCE journal of civil engineering*. Vol. 27, pp. 2442-2454. 2023. http://dx.doi.org/10.1007/s12205-023-0437-x

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 6122: *Projeto e execução de fundações*. 108p. Rio de Janeiro. 2022.Burland, J. B.; Broms, B. B.; De Mello, V. F. B.

Behaviour of foundations and structures. In Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokio, Japan, Vol. 2, pp. 495- 546. 1977.

Bentley Systems. PLAXIS 3D: Geotechnical Engineering Software (Versão 2024.1). Delft, Holanda: Seequent, 2025.

Chow, L. C.; Han, J.; Reuter, G. R. *Field Monitoring of Negative Skin Friction on Rigid Inclusion Columns under Embankments*. Geo-Congress 2020, pp. 532-542. 2020. http://doi.org/10.1061/9780784482780.052

Fattah, M. Y.; Salim, N. M.; KhalifA, K. R. Parametric study of unconnected piled rafts in clayey soil using finite element method. *Innovative infrastructure solutions*. Vol. 8. 2023. http://dx.doi.org/10.1007/s41062-022-00987-6

Katzenbach, R.; Bohn, C.; Wehr, J. *Comparison of the safety concepts for soil reinforcement methods using concrete columns*. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Challenges and Innovations in Geotechnics, pp. 1819-1822. 2013.

Melese, F. Improved Performance of Raft Foundation Using Detached Pile Columns in Loose Subsoil Conditions. *Advances in Civil Engineering*, Vol. 2022, Article ID 4002545, 18 pages. 2022. https://doi.org/10.1155/2022/4002545

Park, H. J.; K. O., K. W.; Song, Y. H.; Song, M. J.; Jin, S.; Ha, J. G.; Kim, D. S. Centrifuge modeling of disconnected piled raft using vertical pushover tests. *Acta geotechnica*, Vol. 15, pp. 2637-2648. 2020. https://doi.org/10.1007/s11440-020-00928-6

Sales, M. M. *Análise do comportamento de sapatas estaqueadas*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental – Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

Viggiani, C.; MandolinI, A.; Russo, G. *Piles and Pile Foundations*. 1st Edition. CRC Press. 296p. London, 2012.

Wong, I. H., Chang, M. F., Cao, X. D. Raft foundations with disconnected settlement-reducing piles, J. A. Hemsley (ed.), *Design Application of raft*, London, Chapter 17, pp. 469-486. 2000.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/41

Comparação entre método tradicional e sistema BIM no dimensionamento de fundações superficiais

Gabriel Galil Toledo
Engenheiro Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, gabrielgaliltoledo@gmail.com

Heraldo Nunes Pitanga
Professor, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, heraldopitanga@ufjf.br

RESUMO: O dimensionamento de fundações superficiais é uma etapa essencial da engenharia geotécnica, responsável por garantir a segurança, a estabilidade e o desempenho estrutural das edificações. Esse processo depende diretamente da caracterização do solo, da estimativa das tensões admissíveis e da aplicação de critérios normativos adequados. Tradicionalmente, é conduzido por meio de cálculos manuais ou planilhas eletrônicas, que oferecem resultados confiáveis, mas com limitações quanto à integração com outras disciplinas e à gestão das informações do projeto. Com o avanço do sistema BIM (Building Information Modeling), abre-se espaço para a aplicação de ferramentas digitais capazes de associar dados geotécnicos, estruturais e construtivos em um ambiente multidimensional, ampliando a capacidade de análise e a coerência entre etapas do projeto. Este trabalho apresenta uma análise comparativa entre dois métodos de dimensionamento de fundações superficiais: o método tradicional, desenvolvido em planilha eletrônica no Microsoft Excel, e o método digital, implementado em uma família paramétrica no software Autodesk Revit 2023. O estudo foi aplicado a uma residência unifamiliar de dois pavimentos, cujos parâmetros de solo foram obtidos por ensaio de sondagem SPT. Ambos os métodos seguiram as diretrizes das normas NBR 6122:2022 e NBR 6118:2023, com verificações de tensão admissível, altura mínima, cisalhamento e ancoragem. Os resultados demonstraram elevada coerência entre os métodos, com diferenças inferiores a 2% nos valores obtidos para dimensões e tensões na base das sapatas. No entanto, observou-se que o BIM trouxe vantagens adicionais no fluxo de projeto, permitindo rápida verificação de interferências e atualização automática das dimensões em caso de alterações de carga ou geometria. A planilha, por sua vez, apresentou maior flexibilidade para ajustes de parâmetros geotécnicos e para a análise direta de resultados. Conclui-se que os dois métodos se complementam: o tradicional mantém simplicidade e controle total sobre os cálculos, enquanto o sistema BIM oferece integração e agilidade na tomada de decisões. A adoção conjunta dessas ferramentas representa um avanço no processo de projeto de fundações superficiais, fortalecendo a interface entre a geotecnia e as demais áreas da engenharia civil.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações superficiais, Dimensionamento geotécnico, Sistema BIM, Modelagem paramétrica, Comparação de métodos.

ABSTRACT: The design of shallow foundations is an essential stage of geotechnical engineering, responsible for ensuring the safety, stability, and structural performance of buildings. This process depends directly on soil characterization, the estimation of allowable bearing stresses, and the application of appropriate normative criteria. Traditionally, it is conducted through manual calculations or electronic spreadsheets, which provide reliable results but present limitations regarding integration with other disciplines and project information management. With the advancement of the BIM (Building Information Modeling) system, opportunities arise for the application of digital tools capable of associating geotechnical, structural, and construction data within a multidimensional environment, expanding analytical capacity and coherence among project stages. This study presents a comparative analysis between two methods for the design of shallow foundations: the traditional method, developed in an electronic spreadsheet using Microsoft Excel, and the digital method, implemented through a parametric family in Autodesk Revit 2023. The study was applied to a two-story single-family residence, whose soil parameters were obtained from an SPT investigation. Both methods followed the guidelines of standards NBR 6122:2022 and NBR 6118:2023, with checks of allowable bearing stress, minimum height, shear, and anchorage. The results demonstrated a high degree of consistency between the methods, with differences of less than 2% in the values obtained for dimensions and stresses at the base of the

footings. However, it was observed that BIM provided additional advantages in the design workflow, allowing rapid interference checks and automatic updating of dimensions in the event of changes in load or geometry. The spreadsheet, in turn, showed greater flexibility for adjustments of geotechnical parameters and for the direct analysis of results. It is concluded that the two methods complement each other: the traditional approach maintains simplicity and full control over the calculations, while the BIM system offers integration and agility in decision-making. The combined adoption of these tools represents an advancement in the shallow foundation design process, strengthening the interface between geotechnical engineering and the other areas of civil engineering..

KEYWORDS: Shallow foundations, Geotechnical design, BIM system, Parametric modeling, Method comparison.

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de fundações superficiais constitui uma etapa central do projeto geotécnico, pois estabelece a interação direta entre a estrutura e o solo de fundação. A adequada avaliação da capacidade de carga do terreno e das deformações associadas à aplicação das cargas é fundamental para garantir a segurança, a estabilidade e o desempenho das edificações. Nesse contexto, o projeto geotécnico deve basear-se em dados confiáveis de investigação do subsolo e em critérios técnicos consolidados, de modo a assegurar o comportamento satisfatório das fundações ao longo da vida útil da estrutura (Cintra; Aoki; Albiero, 2011).

O projeto geotécnico de fundações superficiais fundamenta-se na interpretação dos resultados da investigação do subsolo, sendo o ensaio de sondagem à percussão (SPT) amplamente empregado na prática brasileira para esse fim. Segundo Teixeira (1996), os valores do índice de resistência à penetração obtidos no SPT permitem a estimativa de parâmetros geotécnicos do solo por meio de correlações empíricas, amplamente utilizadas no dimensionamento de fundações superficiais. No Brasil, os critérios para a utilização desses parâmetros, bem como as diretrizes para a escolha do tipo e o dimensionamento geotécnico de fundações, encontram-se sistematizados na ABNT NBR 6122 (ABNT, 2022).

Tradicionalmente, o dimensionamento de fundações superficiais é realizado por meio de cálculos manuais ou com o auxílio de planilhas eletrônicas, que possibilitam a verificação direta das tensões atuantes na base das fundações, das dimensões geométricas adotadas e do atendimento aos critérios normativos. Conforme destacado por Cintra, Aoki e Albiero (2011), esses métodos apresentam resultados tecnicamente consistentes quando fundamentados em dados adequados de investigação geotécnica, embora possam demandar maior esforço de atualização e compatibilização em projetos que envolvem múltiplas disciplinas.

Nos últimos anos, ferramentas digitais baseadas no sistema BIM (*Building Information Modeling*) têm sido incorporadas ao processo de projeto na engenharia civil, com o objetivo de integrar informações geométricas, técnicas e construtivas em um ambiente digital único. De acordo com Succar (2009), o BIM caracteriza-se pela modelagem paramétrica associada a bancos de dados, permitindo a gestão integrada das informações do projeto. Sacks et al. (2021) destacam que, quando aplicado ao projeto de fundações, o BIM pode atuar como ferramenta de apoio ao dimensionamento, possibilitando a vinculação entre cargas estruturais, parâmetros geotécnicos e dimensões das fundações, sem substituir os critérios técnicos consagrados da engenharia geotécnica.

Diante desse contexto, este trabalho tem como objetivo comparar dois métodos de dimensionamento de fundações superficiais aplicados a uma residência unifamiliar de dois pavimentos: o método tradicional, desenvolvido em planilha eletrônica no Microsoft Excel, e o método digital, implementado por meio de uma família paramétrica no software Autodesk Revit 2023. Ambos os métodos baseiam-se nos mesmos dados geotécnicos, obtidos por ensaio SPT, e seguem as diretrizes das normas ABNT NBR 6122 (ABNT, 2022) e ABNT NBR 6118 (ABNT, 2023). A análise comparativa busca avaliar a coerência dos resultados obtidos e discutir as implicações de cada abordagem no processo de projeto geotécnico de fundações superficiais.

2 METODOLOGIA

2.1 Caracterização do estudo de caso

O estudo de caso refere-se a uma residência unifamiliar de dois pavimentos, com sistema estrutural em concreto armado, implantada em terreno investigado por meio de sondagem à percussão (SPT). O modelo estrutural da edificação foi elaborado com a finalidade de estimar as cargas verticais transmitidas às fundações, a partir de um pré-dimensionamento dos elementos estruturais, não sendo desenvolvido o projeto estrutural executivo completo. As fundações adotadas foram do tipo sapata isolada, conforme as diretrizes da ABNT NBR 6122 (ABNT, 2022).

2.2 Dados geotécnicos e parâmetros de projeto

Os dados geotécnicos utilizados no dimensionamento das fundações foram obtidos a partir de ensaios de sondagem à percussão (SPT), empregados exclusivamente como dados de entrada para o projeto geotécnico. Os valores do índice de resistência à penetração foram interpretados por meio de correlações empíricas para a estimativa da tensão admissível do solo, conforme apresentado por Teixeira e Godoy (1996) e Cintra e Aoki (2010), em conformidade com a ABNT NBR 6122 (ABNT, 2022).

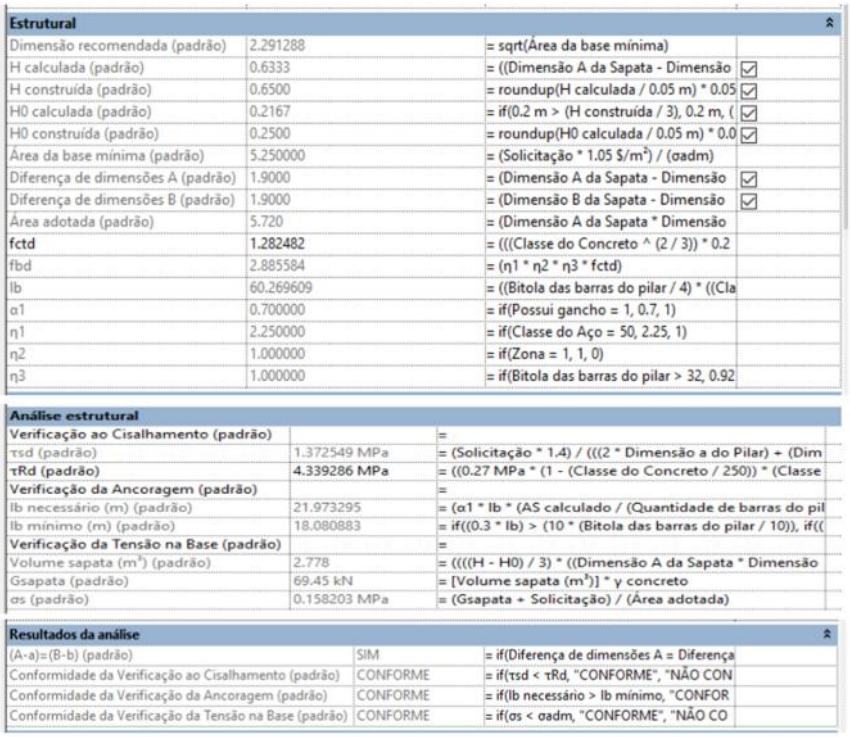
As cargas atuantes nas fundações foram estimadas a partir de um modelo estrutural simplificado da edificação, utilizando o método dos retângulos de influência para a distribuição das cargas verticais dos elementos estruturais. Esse procedimento foi adotado com o objetivo de obter valores representativos de carregamento para a fase de pré-dimensionamento das fundações superficiais, sendo compatível com o escopo do estudo.

2.3 Dimensionamento pelo método tradicional

O dimensionamento das fundações superficiais pelo método tradicional foi realizado por meio de planilha eletrônica desenvolvida no Microsoft Excel, permitindo o cálculo das dimensões das sapatas a partir das cargas estimadas e da tensão admissível do solo. Foram verificadas as tensões atuantes na base das fundações, bem como os critérios estruturais aplicáveis, incluindo altura mínima da sapata, verificação ao cisalhamento e condições de ancoragem das armaduras, conforme a ABNT NBR 6118 (ABNT, 2023).

2.4 Dimensionamento pelo método BIM

O método BIM foi implementado por meio do desenvolvimento de uma família paramétrica de fundações superficiais no software Autodesk Revit 2023, elaborada com base nos mesmos critérios geotécnicos e estruturais adotados no método tradicional. As equações de dimensionamento foram implementadas diretamente na família, permitindo a inserção explícita dos parâmetros de entrada, como cargas verticais estimadas, dimensões geométricas das sapatas e tensão admissível do solo. Dessa forma, as dimensões das fundações foram atualizadas de maneira integrada ao modelo, mantendo-se os mesmos dados geotécnicos, cargas estimadas e verificações normativas empregados no método tradicional, garantindo a coerência entre os métodos. A Figura 1 ilustra a parametrização adotada e as expressões de cálculo implementadas no ambiente BIM.



Estrutural			
Dimensão recomendada (padrão)	2.291288	= sqrt(Área da base mínima)	
H calculada (padrão)	0.6333	= ((Dimensão A da Sapata - Dimensão	☑
H construída (padrão)	0.6500	= roundup(H calculada / 0.05 m) * 0.05	☑
H0 calculada (padrão)	0.2167	= if(0.2 m > (H construída / 3), 0.2 m, (	☑
H0 construída (padrão)	0.2500	= roundup(H0 calculada / 0.05 m) * 0.0	☑
Área da base mínima (padrão)	5.250000	= (Solicitação * 1.05 $/m²) / (σadm)	
Diferença de dimensões A (padrão)	1.9000	= (Dimensão A da Sapata - Dimensão	☑
Diferença de dimensões B (padrão)	1.9000	= (Dimensão B da Sapata - Dimensão	☑
Área adotada (padrão)	5.720	= (Dimensão A da Sapata * Dimensão	
fctd	1.282482	= (((Classe do Concreto ^ (2 / 3)) * 0.2	
fbd	2.885584	= (η1 * η2 * η3 * fctd)	
lb	60.269609	= ((Bitola das barras do pilar / 4) * ((Cla	
α1	0.700000	= if(Possui gancho = 1, 0.7, 1)	
η1	2.250000	= if(Classe do Aço = 50, 2.25, 1)	
η2	1.000000	= if(Zona = 1, 1, 0)	
η3	1.000000	= if(Bitola das barras do pilar > 32, 0.92	

Análise estrutural		
Verificação ao Cisalhamento (padrão)		=
τsd (padrão)	1.372549 MPa	= (Solicitação * 1.4) / ((((2 * Dimensão a do Pilar) + (Dim
τRd (padrão)	4.339286 MPa	= (((0.27 MPa * (1 - (Classe do Concreto / 250)) * (Classe
Verificação da Ancoragem (padrão)		=
lb necessário (m) (padrão)	21.973295	= (α1 * lb * (AS calculado / (Quantidade de barras do pil
lb mínimo (m) (padrão)	18.080883	= if((0.3 * lb) > (10 * (Bitola das barras do pilar / 10)), if((
Verificação da Tensão na Base (padrão)		=
Volume sapata (m³) (padrão)	2.778	= ((((H - H0) / 3) * ((Dimensão A da Sapata * Dimensão
Gsapata (padrão)	69.45 kN	= [Volume sapata (m³)] * γ concreto
σs (padrão)	0.158203 MPa	= (Gsapata + Solicitação) / (Área adotada)

Resultados da análise		
(A-a)=(B-b) (padrão)	SIM	= if(Diferença de dimensões A = Diferença
Conformidade da Verificação ao Cisalhamento (padrão)	CONFORME	= if(τsd < τRd, "CONFORME", "NÃO CON
Conformidade da Verificação da Ancoragem (padrão)	CONFORME	= if(lb necessário > lb mínimo, "CONFOR
Conformidade da Verificação da Tensão na Base (padrão)	CONFORME	= if(σs < σadm, "CONFORME", "NÃO CO

Figura 1. Parâmetros geotécnicos e expressões de cálculo implementados na família paramétrica de sapata no ambiente BIM.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados obtidos a partir da aplicação dos métodos de dimensionamento analisados referem-se às dimensões finais das sapatas e às tensões atuantes na base, considerando os mesmos dados geotécnicos, cargas estimadas e critérios normativos. A análise foi conduzida de modo a permitir a comparação entre o método tradicional, desenvolvido em planilha eletrônica, e o método implementado no ambiente BIM, avaliando-se a coerência dos resultados e as implicações de cada abordagem no processo de projeto. A Tabela 1 apresenta a síntese dos principais parâmetros resultantes do dimensionamento pelo método tradicional, os quais serviram como base de referência para a comparação com os resultados obtidos no ambiente BIM ao longo desta seção.

Tabela 1. Síntese dos resultados do dimensionamento das fundações superficiais pelo método tradicional.

Parâmetro	Valor
Número total de sapatas	18
Dimensão típica das sapatas (A x B) (m)	0,70 x 0,60
Menor área adotada (m^2)	0,42
Maior área adotada (m^2)	0,81
Área média das sapatas (m^2)	0,46
Altura típica das sapatas, h (m)	0,20
Maior altura adotada, h (m)	0,25

A partir da análise dos resultados consolidados na Tabela 1, observa-se elevada padronização das dimensões das sapatas, com predominância de elementos com dimensões em planta de 0,70 m × 0,60 m e altura de 0,20 m. Esse comportamento indica coerência entre as cargas estimadas, os parâmetros geotécnicos adotados e a tensão admissível do solo, evidenciando que o processo de dimensionamento atendeu de forma consistente aos critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6122 (ABNT, 2022). As sapatas de maiores dimensões correspondem a regiões com solicitações mais elevadas, destacando-se casos pontuais em que houve necessidade de aumento tanto da área quanto da altura, refletindo adequações locais às condições de carregamento.

A aplicação do método baseado no sistema BIM foi realizada utilizando os mesmos parâmetros geotécnicos, critérios normativos e hipóteses de cálculo empregados no método tradicional. A comparação entre os resultados evidenciou elevada coerência entre as dimensões obtidas pelos dois métodos, com diferenças reduzidas entre as áreas das sapatas e as tensões atuantes na base. As variações observadas, inferiores a 2% para os parâmetros analisados, indicam a consistência das hipóteses adotadas e a correta implementação dos critérios de dimensionamento, demonstrando que a utilização de diferentes ferramentas de cálculo não altera os fundamentos do projeto geotécnico de fundações superficiais quando mantidos os mesmos parâmetros de entrada.

As pequenas diferenças identificadas entre os métodos podem ser atribuídas, principalmente, à forma de implementação do dimensionamento em cada ambiente. No método tradicional, desenvolvido em planilha eletrônica, o engenheiro(a) possui controle direto sobre cada etapa do cálculo, o que facilita a verificação individual dos parâmetros e a realização de ajustes pontuais. No ambiente BIM, a atualização das dimensões das sapatas ocorre de forma integrada ao modelo paramétrico, sendo igualmente possível o ajuste manual dos parâmetros e das expressões de cálculo, de maneira análoga ao que ocorre em planilhas eletrônicas.

Para que os resultados obtidos no ambiente BIM fossem coerentes com o método tradicional, foi necessária a implementação explícita das equações de dimensionamento, o que evidencia que a confiabilidade dos resultados está diretamente associada ao domínio do usuário sobre os conceitos geotécnicos e sobre a ferramenta empregada. Nesse contexto, a principal dificuldade associada ao uso do BIM não está no método em si, mas na necessidade de que o engenheiro(a) possua familiaridade com o software e compreensão adequada de sua lógica de parametrização, condição essencial para a correta aplicação dos critérios de dimensionamento.

A análise dos resultados também evidencia a sensibilidade do dimensionamento das fundações superficiais em relação às cargas estimadas e às áreas adotadas para as sapatas. Pequenas variações nas dimensões geométricas refletem-se diretamente nos valores de tensão na base, reforçando a importância da correta estimativa dos carregamentos e da adequada interpretação dos dados geotécnicos. Nesse contexto, ambos os métodos mostraram-se capazes de atender às condições de segurança estabelecidas pela ABNT NBR 6122 (ABNT, 2022), mantendo as tensões atuantes inferiores à tensão admissível estimada para o solo.

Sob a perspectiva do fluxo de projeto, as diferenças entre os métodos tornam-se mais evidentes. O ambiente BIM mostrou-se particularmente vantajoso desde as fases iniciais do projeto, ao possibilitar a integração das informações geotécnicas, estruturais e geométricas em um único modelo. Essa integração favorece a tomada de decisões ainda nas etapas preliminares e permite que alterações de carga ou de configuração estrutural sejam rapidamente refletidas nas dimensões das fundações. Além disso, a visualização tridimensional das sapatas em conjunto com pilares, vigas e demais elementos estruturais contribui de forma significativa para a compatibilização entre disciplinas, facilitando a identificação de interferências ainda durante a fase de modelagem e reduzindo a probabilidade de retrabalhos ao longo do desenvolvimento do projeto, conforme apresentado na Figura 2.

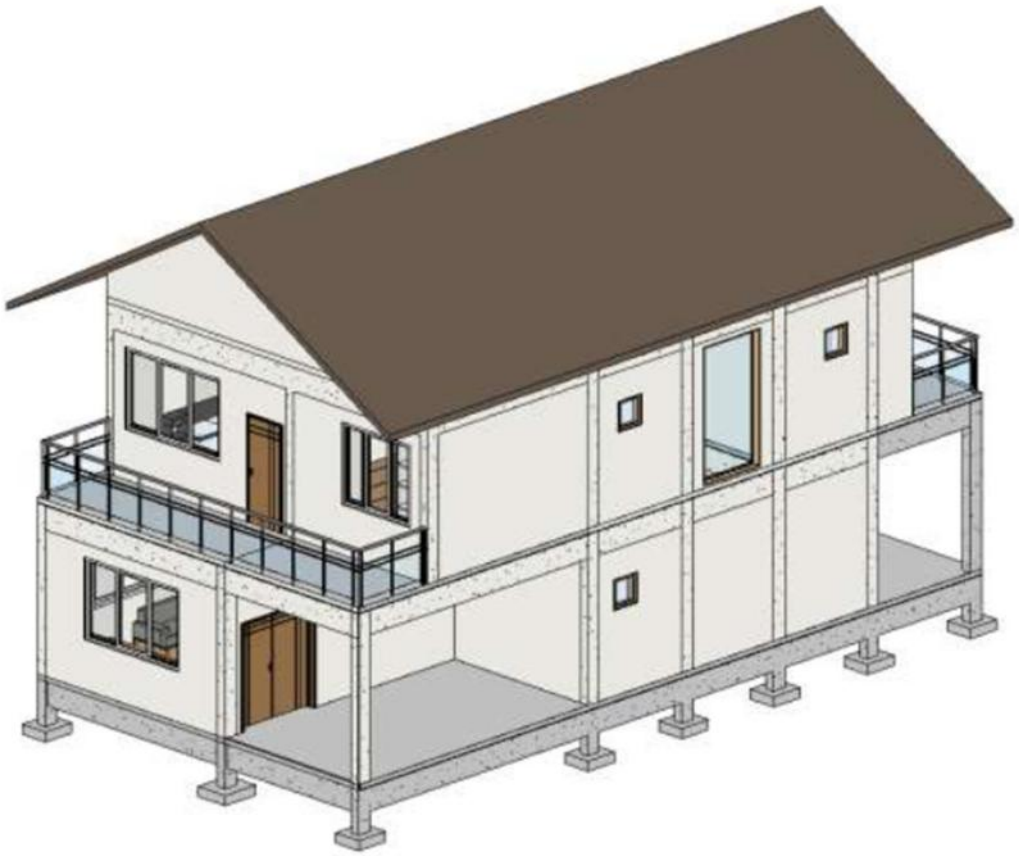


Figura 2. Modelo BIM das fundações superficiais, evidenciando a integração das sapatas com os elementos estruturais e arquitetônicos da edificação.

Cabe destacar que, no ambiente BIM, a obtenção de resultados coerentes com o método tradicional exigiu a implementação explícita das expressões de dimensionamento e a definição adequada dos parâmetros geotécnicos no modelo paramétrico. Esse processo demandou a tradução das equações utilizadas na planilha eletrônica para o ambiente de modelagem, permitindo que as dimensões das sapatas fossem atualizadas de forma consistente em função das cargas e dos parâmetros adotados.

Dessa forma, os métodos analisados não devem ser compreendidos como abordagens excludentes, mas sim complementares. Enquanto o método tradicional oferece simplicidade e controle direto sobre o processo de cálculo, o sistema BIM contribui para a integração das informações e para a agilidade no desenvolvimento do projeto. A utilização conjunta dessas ferramentas representa um avanço no processo de dimensionamento geotécnico de fundações superficiais, fortalecendo a interface entre a geotecnia e as demais áreas da engenharia civil.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou uma análise comparativa entre o método tradicional de dimensionamento de fundações superficiais, desenvolvido em planilha eletrônica, e o método baseado no sistema BIM, implementado por meio de uma família paramétrica no software Autodesk Revit. A comparação foi conduzida a partir de um estudo aplicado a uma edificação de pequeno porte, modelada especificamente para fins de análise, utilizando os mesmos dados geotécnicos, cargas estimadas e critérios normativos em ambos os métodos, assegurando a consistência das avaliações realizadas.

Os resultados evidenciaram elevada coerência entre os dois métodos, com diferenças inferiores a 2% nas dimensões finais das sapatas e nas tensões atuantes na base. Esse comportamento confirma que, quando adotados os mesmos parâmetros de entrada e respeitados os critérios estabelecidos pelas normas técnicas

vigentes, a escolha da ferramenta de cálculo não altera os princípios fundamentais do dimensionamento geotécnico de fundações superficiais.

Do ponto de vista do processo de projeto, o método tradicional mostrou-se eficiente pela simplicidade e pelo controle direto das etapas de cálculo, enquanto o sistema BIM destacou-se pela integração das informações geotécnicas, estruturais e geométricas em um único modelo digital. Essa integração favorece a compatibilização entre disciplinas, a visualização tridimensional das fundações e a atualização consistente das dimensões em função de alterações de carga ou geometria, contribuindo para a redução de inconsistências e retrabalhos ao longo do desenvolvimento do projeto.

Cabe ressaltar que, no modelo BIM desenvolvido neste trabalho, a inserção dos dados provenientes da sondagem à percussão não ocorre de forma direta, sendo necessária a interpretação prévia dos resultados do SPT para a definição de parâmetros como a tensão admissível do solo. Essa característica não representa uma limitação inerente ao sistema BIM, mas sim uma restrição do modelo paramétrico adotado, reforçando o papel central do profissional geotécnico na interpretação dos dados de investigação do subsolo e na definição consciente dos parâmetros de entrada do modelo.

Como perspectiva de aprimoramento, destaca-se o desenvolvimento de rotinas ou modelos paramétricos capazes de incorporar diretamente os resultados de sondagens geotécnicas no ambiente BIM, permitindo a estimativa automatizada de parâmetros e o dimensionamento preliminar das fundações a partir desses dados. A adoção conjunta do método tradicional e do sistema BIM, portanto, mostra-se promissora, ao unir rigor técnico, controle dos cálculos e integração multidisciplinar, contribuindo para o avanço do processo de projeto de fundações superficiais na engenharia geotécnica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro. 153 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR 6118. Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 284p.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIEIRO, José Henrique. Fundações Diretas: Projeto Geotécnico. 4. reimpressão. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

CINTRA, José Carlos Angelo e AOKI, Nelson. Fundações por estacas: projeto geotécnico. . São Paulo: Oficina de Textos. Acesso em: 19 jan. 2026, 2010.

SACKS, Rafael et al. Manual de BIM: um Guia de Modelagem da Informação da Construção para Arquitetos, Engenheiros, Gerentes, Construtores e Incorporadores. Porto Alegre: Bookman, 2021.

SUCCAR, B. Building information modelling framework: A research and delivery foundation for industry stakeholders. Automation in Construction, v. 18, n. 3, p. 357-375, 2009.

TEIXEIRA, A. Estimativa do ângulo de atrito interno (ϕ) e coesão em solos arenosos a partir de correlações empíricas. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

TEIXEIRA, A.; GODOY, L. (1972). Avaliação da Coesão dos Solos com Base no Ensaio SPT. Revista de Engenharia Civil, v. 5, n. 2.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/42

Comparação Entre Modelo De Previsão Da Curva Carga x Recalque E Prova De Carga Estática Mista Em Microestaca

João Rafael de Almeda Nascimento
Engenheiro Civil, FG Moretti, São Paulo, Brasil, joao.rafael@morettiengenharia.com.br

Vitoria Mendes Orestes
Analista de Engenharia, FG Moretti, São Paulo, Brasil, vitoria.mendes@morettiengenharia.com.br

Daniel Kina Murakami
Coordenador de Obras, FG Moretti, São Paulo, Brasil, daniel.murakami@morettiengenharia.com.br

Geraldo Vanzolini Moretti
Engenheiro Geotécnico/Diretor, FG Moretti, São Paulo, Brasil, geraldo@morettiengenharia.com.br

Thalita da Silva Fernandes Bezerra
Geóloga, FG Moretti, São Paulo, Brasil, thalita.bezerra@morettiengenharia.com.br

RESUMO: A verificação do desempenho de fundações por meio de Provas de Carga Estática (PCE) é requisito normativo essencial para garantir a estabilidade de fundações profundas. Este artigo apresenta a comparação entre a curva carga-recalque real de uma PCE mista, realizada em uma microestaca injetada de 6 metros de comprimento, e o modelo de previsão de curva carga-recalque de Coyle-Reese (1966). A estimativa da capacidade de carga e a distribuição de atrito lateral foram obtidas pelo método semi-empírico de David Cabral (1986). Para a validação quantitativa da aderência entre as curvas, utilizou-se o conceito de Match Quality de Recalques (MQR) proposto por Murakami (2019). Os resultados demonstraram uma excelente concordância entre o modelo teórico e os dados de campo, com valores de α=1,1117 e R^2 =0,9987. O método de David Cabral mostrou-se conservador em relação à carga máxima ensaiada. Conclui-se que a aplicação conjunta dos métodos de Coyle-Reese e David Cabral, validada pelo MQR, constitui uma boa ferramenta para a previsão do comportamento de microestacas, permitindo a extensão dos resultados para os demais elementos da fundação com boa confiabilidade técnica.

PALAVRAS-CHAVE: Prova de carga mista, microestacas, Coyle e Reese, Match Quality de Recalques (MQR), capacidade de carga.

ABSTRACT: Performance verification of foundations through Static Load Tests (SLTs) is an essential code requirement to ensure the stability and reliability of deep foundations. This paper presents a comparison between the actual load-settlement curve obtained from a mixed SLT performed on a 6-meter-long pressure-grouted micropile and the load-settlement prediction model proposed by Coyle and Reese (1966). The estimation of load-bearing capacity and shaft resistance distribution was carried out using the semi-empirical method developed by David Cabral (1986). To quantitatively validate the agreement between the predicted and measured curves, the Settlement Match Quality Ratio (MQR) concept proposed by Murakami (2019) was adopted. The results demonstrated excellent agreement between the theoretical model and the field data, yielding values of α = 1.1117 and R^2 = 0.9987. The David Cabral method proved to be conservative with respect to the maximum test load applied. It is concluded that the combined application of the Coyle–Reese and David Cabral methods, validated through the MQR approach, provides a reliable tool for predicting the behavior of micropiles, allowing the extension of the results to the remaining foundation elements with a high level of technical confidence.

Keywords: Static Load Test (SLT); load-bearing capacity; deep foundations; performance prediction; micropiles.

1 INTRODUÇÃO

O método proposto por Coyle-Reese (1966) constitui uma das abordagens clássicas para a previsão do comportamento carga-recalque de estacas por meio de funções de transferência de carga. Fundamentado no conceito de interação solo-estrutura, o método representa separadamente a mobilização do atrito lateral ao longo do fuste e da resistência de ponta. O procedimento de cálculo consiste na subdivisão da estaca em *n* elementos levando em conta as diferentes camadas do solo, com as devidas forças atuando em cada subdivisão. A partir dessas relações, é possível simular incrementalmente a distribuição de esforços na estaca e estimar sua resposta deformacional sob carregamento, permitindo comparar previsões teóricas com resultados de provas de carga e avaliar o desempenho de fundações profundas em diferentes condições geotécnicas.

2 OBJETIVOS

A previsão do comportamento de fundações profundas constitui uma tarefa complexa, em razão da existência de diversos métodos para estimativa da capacidade de carga de estacas, bem como de diferentes abordagens para a previsão da curva carga-recalque. Nesse contexto, este artigo tem como objetivo comparar a curva carga-recalque obtida no ensaio real da Prova de Carga Estática (PCE) com a curva prevista pelo método de Coyle-Reese, avaliando a aderência do modelo teórico ao comportamento real da fundação.

3 METODOLOGIA

A prova de carga estática em estacas é um ensaio realizado *in situ* com o objetivo de avaliar o comportamento carga-recalque da fundação e verificar sua capacidade de suporte e desempenho em serviço. O procedimento consiste na aplicação de carregamentos verticais controlados sobre a estaca, por meio de um sistema de reação (vigas metálicas, estacas de reação ou bloco ancorado) e de um macaco hidráulico devidamente calibrado.

As cargas são aplicadas de forma incremental, em estágios sucessivos, mantendo-se cada patamar por um período determinado para estabilização dos recalques. Durante todo o ensaio, os deslocamentos verticais são monitorados por meio de relógios comparadores ou sensores eletrônicos fixados em referências independentes do sistema de carregamento.

A partir das leituras obtidas, constrói-se a curva carga-recalque, que permite interpretar a mobilização do atrito lateral e da resistência de ponta, estimar a carga de trabalho, avaliar recalques em condições de serviço e, quando necessário, determinar a carga última da estaca conforme critérios de ruptura convencionais ou métodos de extrapolação.

A execução da PCE foi feita com uso de célula de carga, garantindo melhor precisão nas leituras da carga aplicada quando comparado com leituras feitas exclusivamente com o manômetro (Murakami et al. 2020, 2022, 2025). Além disso, foi adotado rigoroso controle de qualidade da manutenção da carga aplicada, sendo considerada a manutenção de carga aplicada com excelente precisão com variação máxima de ± 2 % da carga entre estágios. Este critério de avaliação da qualidade da manutenção da carga aplicada foi introduzido por Murakami e de Souza (2025).

Como comparação, utilizou-se o modelo de Coyle-Reese (1966), adotando como dados de entrada as funções de transferência de carga e obtendo como resultado a curva carga-recalque calculada. A previsão da capacidade de carga das estacas foi realizada através do Método David Cabral (1996). Essa curva foi então comparada com aquela medida diretamente no topo da estaca, realizando-se, assim, a validação prática do método através de duas formas: a) sobreposição das curvas em um mesmo gráfico; b) utilização do Match Quality de Recalques (Murakami, 2019).

4 ESTUDO DE CASO: GEOLOGIA, DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE

A região de estudo insere-se no Complexo Embu, localizado na porção centro-sul da Região Metropolitana de São Paulo. A campanha de caracterização geotécnica permitiu determinar a estratigrafia do

subsolo e os parâmetros de resistência dos materiais. Abaixo do aterro, predomina solo de argila siltosa, com resistência crescente em profundidade, conforme os valores de Nspt. Assim, definem-se os seguintes horizontes geotécnicos: solo residual maduro (4 < Nspt < 12), solo residual jovem (19 < Nspt < 33) e solo saprolítico (36 < Nspt < 70). Não foi identificado o nível d'água.

É importante frisar que, para execução das microestacas, foi necessária escavação de parte significativa do aterro de pior qualidade, formado majoritariamente por entulho e material orgânico heterogêneo, a fim de permitir adequada instalação das microestacas e transferência segura de cargas do futuro aterro compactado para as camadas de solo mais competentes.

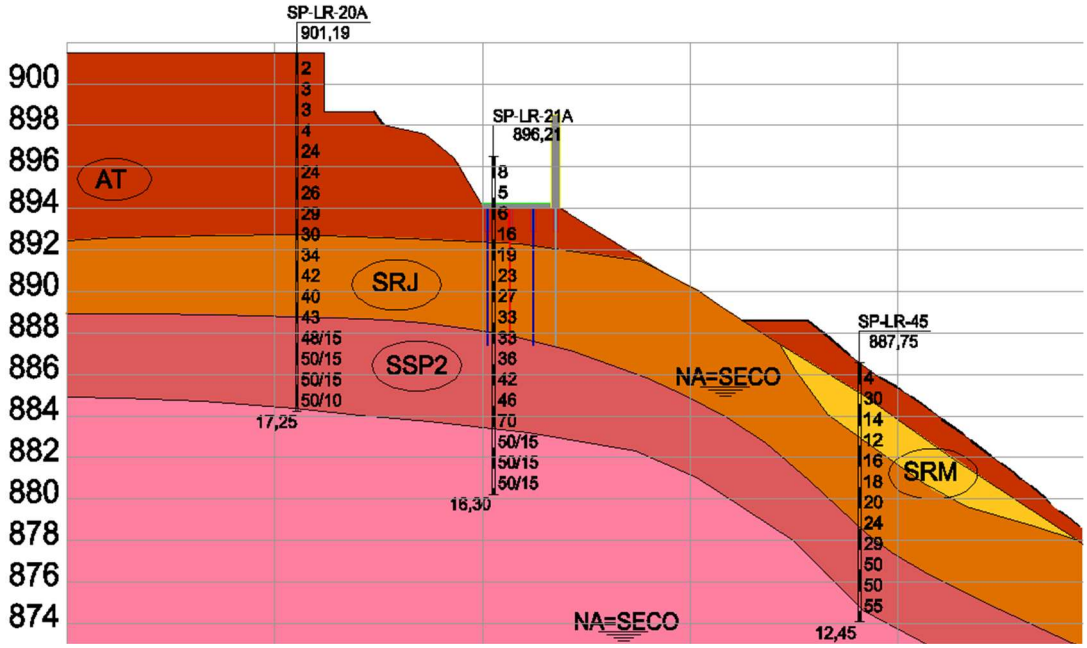


Figura 1 – Figura esquemática do terreno e locação da estaca PCE. (fonte: FG Moretti, 2024)

4.1 Dimensionamento da capacidade de carga geotécnica pelo método de David Cabral (1986)

O dimensionamento geotécnico da estaca foi pelo método de David Cabral (1986), um procedimento semi-empírico destinado à estimativa da capacidade de carga de estacas injetadas, cujo a principal característica é considerar o efeito da pressão de injeção sobre o atrito lateral e resistência de ponta da estaca. Por este motivo, não é recomendada a sua utilização na estimativa de capacidade de carga de estacas cravadas, estacas hélice e escavadas convencionais.

Além da pressão, a metodologia também considera os resultados dos ensaios SPT (Standard Penetration Test) e o tipo de solo ao longo do perfil geotécnico. Trata-se de uma abordagem prática e consistente para o dimensionamento de fundações, sendo adequada tanto para avaliações preliminares quanto para projetos elaborados com dados geotécnicos limitados.

As microestacas foram adotadas, principalmente, com o objetivo de auxiliar na dissipação das cargas provenientes do peso do aterro, com altura a partir de 5,50 m, executado acima da cota de topo das estacas.

Considerando o espaçamento de 1,0 m entre as microestacas e a adoção de quatro estacas por seção, estima-se que cada elemento deva resistir a uma carga mínima de 110 kN (11 tf). Essa estimativa contempla o peso próprio do aterro compactado, bem como uma sobrecarga no terreno de 10 kPa, correspondente à utilização como quadra poliesportiva pública a ser construída sobre o aterro, mas não contempla o muro de fechamento (ou alambrado, a ser definido) da quadra. Destaca-se que a fundação se encontra na base do muro de arrimo com altura equivalente à elevação do aterro (~5,50 m) posicionado na crista do talude. Os esforços transversais referentes à contenção ou à condição da encosta não são o enfoque deste presente documento.

A análise da estratigrafia indica que as microestacas atravessam aproximadamente 2,0 m de uma camada de aterro com presença de entulho, cuja média do Nspt é 6. Subjacente a essa camada, ocorre um solo residual

de argila siltosa, cujos primeiros metros apresentam valores crescentes de Nspt de 19, 23, 27, 33 e 36, conforme dados da sondagem mais próxima.

Em razão do caráter heterogêneo da camada de aterro e de sua suscetibilidade ao recalque, a resistência por atrito lateral nesse trecho não será considerada no dimensionamento geotécnico das microestacas.

Como já citado, o dimensionamento geotécnico da estaca será pelo método de David Cabral (1986) utilizando como base a sondagem mais próxima a região. O cálculo foi simplificado com o auxílio de tabelas para a análise da capacidade de carga geotécnica.

Tabela 01 – Dimensionamento geotécnico da estaca pelo método de Cabral. Profundidade de 6 metros. Desde que pelo menos 3 metros seja imbutido em solo residual.

cota (m)	D (cm)	SOLO	SPT	ΣSPT	β_0 (kg/cm²)	β_1 (%)	β_2 (kg/cm²)	Ql (tf)	ΣQl (tf)	Qp (tf)	Qrup (tf)	Qadm (NBR) (tf)
0.00	20	320	6	6	0.91	4.0	1.0	0.0	0.0	1.7	1.7	0.9
-1.00	20	320	16	22	0.91	4.0	1.0	0.0	0.0	4.6	4.6	2.3
-2.00	20	320	19	41	0.91	4.0	1.0	0.0	0.0	5.4	5.4	2.7
-3.00	20	320	23	64	0.91	4.0	1.0	5.3	5.3	6.6	11.8	5.9
-4.00	20	320	27	91	0.91	4.0	1.0	6.2	11.4	7.7	19.2	9.6
-5.00	20	320	33	124	0.91	4.0	1.0	7.5	19.0	9.4	28.4	14.2
-6.00	20	320	33	157	0.91	4.0	1.0	7.5	26.5	9.4	36.0	18.0
-7.00	20	320	36	193	0.91	4.0	1.0	8.2	34.8	10.3	45.1	22.5

Obs:Valores de β_0 em função do diâmetro final das estacas e pressão de injeção considerada 1,0 kg/cm²; Valores de β_1 e β_2 em função do tipo de solo. Argila siltosa. Então $\beta_1 = 4{,}0$ e $\beta_2 = 1{,}0$.

Com base nos resultados obtidos, considerando a carga mínima a ser suportada pela estaca proveniente do peso do aterro compactado, da sobrecarga aplicada ao terreno, e da desconsideração dos 2,0 m da camada de aterro, presentes junto ao trecho superior da estaca, no cálculo da resistência por atrito lateral, verifica-se que a estaca com profundidade de 6,0 m atende à resistência geotécnica requerida.

Dessa forma, adota-se para a microestaca uma carga de trabalho de 15 tf, valor compatível com a faixa admissível entre 14,2 tf e 18,0 tf, para a profundidade de 6 metros.

Contudo, a estaca executada foi submetida à prova de carga estática (PCE) do tipo misto, carregamento lento seguido de carregamento rápido e posteriormente descarregamento, conforme NBR 16.903/2020. A Figura 2 mostra a curva carga-recalque da prova de carga obtida no topo da estaca.

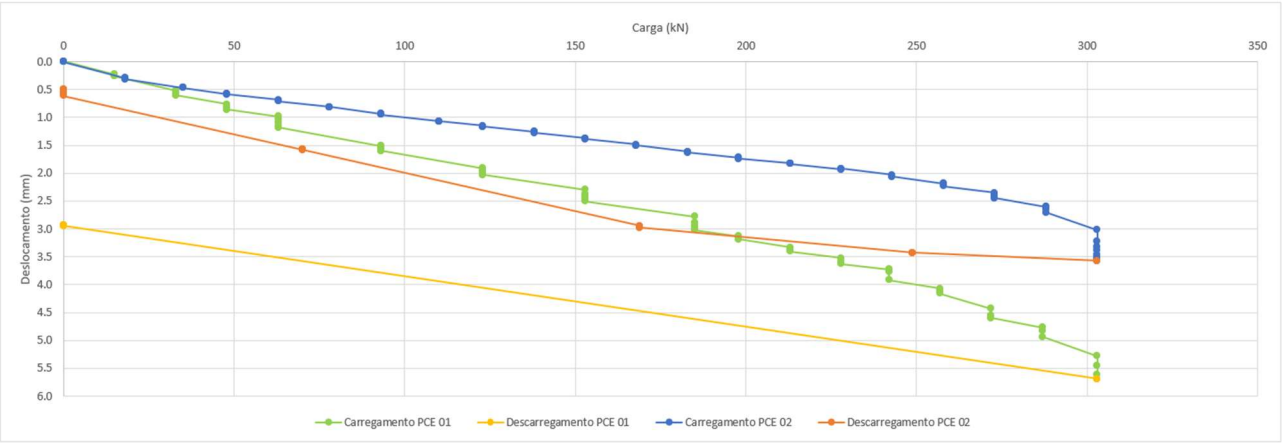


Figura 2 – Resultado da prova de carga estática PCE. (fonte: FG Moretti, 2024).

Observa-se que o gráfico apresentado na Figura 2 contém duas curvas, embora o ensaio de prova de carga tenha sido realizado em um único elemento de fundação. Tal situação ocorreu em razão de uma intercorrência durante a execução do primeiro dia de ensaio.

Ao atingir a carga máxima prevista de 30 toneladas, a bomba hidráulica do conjunto macaco-bomba apresentou vazamento de óleo, perdendo a capacidade de manter a carga aplicada. Esse problema impossibilitou a realização das leituras adicionais previstas para 30, 60 e 120 minutos após o término do último estágio de carregamento, conforme exigido para ensaio do tipo rápido pela NBR 16903/2020, item 8.2.5(c).

Diante dessa ocorrência, o ensaio foi interrompido e posteriormente retomado, em conformidade com o item 8.2.7 da referida norma. Ressalta-se, contudo, que as análises apresentadas neste estudo serão baseadas nos resultados obtidos no primeiro ensaio, denominado PCE-01.

4.2 Aplicação do Método de Coyle-Reese (1966)

A partir das leituras de deformação registradas no topo da estaca em função das cargas aplicadas, foi possível traçar a curva carga–recalque característica do ensaio, apresentada na Figura 2.

Para fins de comparação, será adotado o modelo de Coyle-Reese (1966), que permite a reconstrução teórica da curva carga–recalque com base em estimativas de funções de transferência de carga ao longo do fuste e ponta da estaca.

O procedimento consiste em dividir a estaca em diversos segmentos, atribuindo a cada um deles uma função de transferência de carga. Para cada incremento de carga, calcula-se a carga transmitida ao solo por atrito lateral, a carga que chega à ponta e o encurtamento elástico da estaca. A partir desse processo iterativo, obtém-se a curva carga–recalque teórica da fundação.

O método segue os procedimentos detalhados a seguir:

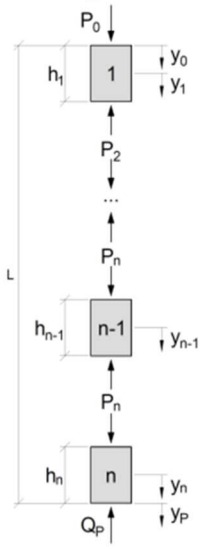


Figura 3 – Ilustração da aplicação do modelo de Coyle-Reese.

Inicialmente, adota-se um valor para o recalque da ponta da estaca (yp), utilizado como parâmetro de iteração. Em seguida, calcula-se a carga mobilizada na ponta (Qp) correspondente a esse recalque por meio da solução elástica de Boussinesq, expressa pela Equação (1):

$$\mathrm{Qp} = \frac{2 \,.\, D \,.\, Ep \,.\, \mathrm{yp}}{(1 - \nu^2)} \tag{1}$$

onde D é o diâmetro da estaca, E_p é o módulo de elasticidade do solo na ponta da estaca e v é o coeficiente de Poisson.

Atribuir o deslocamento para o centro do elemento da base onde $y_n = yp$. Como próximo passo, obter a resistência ao cisalhamento máximo no ponto médio do elemento em função do Nspt na profundidade do elemento que está sendo estudado. Como no primeiro passo o elemento mais profundo ou base.

$$\tau máx = \frac{\mathrm{Nspt}}{324} \tag{2}$$

Conhecida a resistência mobilizada, estima-se o valor da força normal (Pn) no topo de n-ésimo elemento de altura hn, através da expressão:

$$Pn = Qp + fn\,.hn\,.\,\pi D \tag{3}$$

Posteriormente, determina-se o encurtamento elástico da metade inferior do elemento, considerando o módulo de elasticidade da estaca (E) e sua área da seção transversal (A), conforme a Equação (4).

$$\Delta e_n = \frac{\left(\frac{Q_p + P_n}{2} + Q_p\right)}{2} \cdot \frac{\left(\frac{h_n}{2}\right)}{E \cdot Af} \tag{4}$$

Com o resultado do encurtamento elástico, calcula-se novamente o valor do y'n.

$$y'_n = y_P + \Delta e_n \tag{5}$$

Após a convergência para o elemento da ponta, o mesmo procedimento é aplicado sucessivamente aos elementos imediatamente superiores ((n-1), (n-2), ..., até o elemento do topo da estaca). Ao final da análise, obtêm-se a carga e o respectivo recalque no topo da fundação para o valor de recalque de ponta inicialmente adotado.

Com isso, este processo é repetido com diferentes deslocamentos para a ponta (yp) afim de se obter diversos valores da curva carga-recalque.

Dessa forma, o método de Coyle-Reese permite construir a curva carga–recalque teórica, que pode ser comparada com os resultados de provas de carga estática, sendo amplamente utilizado para avaliar o desempenho de fundações profundas e validar métodos de estimativa de capacidade de carga.

Utilizando-se os dados geométricos da estaca, bem como os parâmetros de deformabilidade do elemento estrutural e das camadas de solo adjacentes, em conjunto com as funções de transferência de carga do fuste e da ponta, aplicou-se o modelo de Coyle-Reese (1966), por meio do qual foi obtida a curva simulada carga-recalque no topo da estaca. A extrapolação da curva da PCE foi realizada através do Método Chin-Kondner.

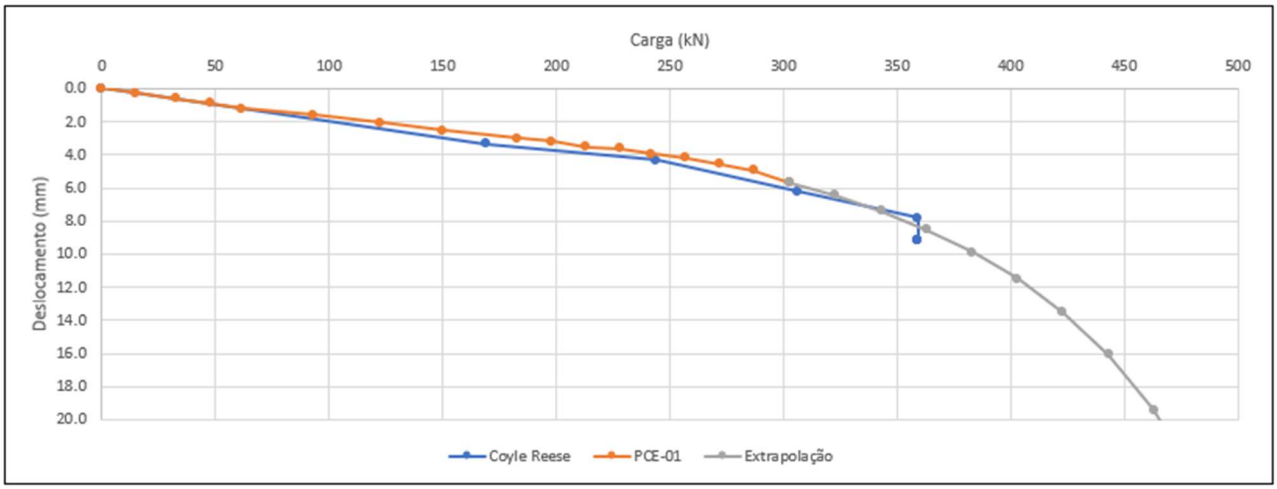


Figura 4 – Curva carga-recalque obtida na prova de carga estática x simulada através do Método ce Coyle-Reese. Estaca PCE 01.

4.3 Aplicação do Match Quality de Recalques (Murakami, 2019)

O Match Quality de Recalques (Murakami, 2015) surgiu inicialmente como uma equação matemática com o objetivo de avaliar a qualidade das análises CAPWAP no ensaio dinâmico. Esta avaliação necessita de duas curvas: a) curva carga vs. recalque da PCE; b) curva simulada carga vs. recalque do CAPWAP.

Posteriormente, Murakami (2019) aprimorou este conceito através da solução gráfica do Match Quality de Recalques (MQR), plotando o recalque da PCE no eixo X em função do recalque do CAPWAP no eixo Y para cada incremento de carga da PCE. Tais pontos deste gráfico formam uma regressão linear do tipo:

$$Y = \alpha\, x \qquad (6)$$

Quanto mais próximos da unidade forem os valores de α e R^2, melhor será a comparação entre a PCE e o CAPWAP.

Neste artigo, será feita uma adaptação do MQR, plotando o recalque da PCE no eixo X em função do recalque do Método Coyle-Reese (1966) no eixo Y. Foi adotado como referência o ponto da curva da PCE mais próximo do ponto obtido pelo Método Coyle-Reese (1996), realizando a interpolação para determinar o recalque correspondente deste Método em questão para mesma carga da PCE.

A Figura 5 mostra a aplicação do conceito de MQR para o caso de obra em questão. O valor de α foi de 1,1117 e o R^2 foi de 0,9987. Estes valores estão próximos da unidade, o que mostra concordância entre as previsões realizadas na fase de projeto e a curva real da PCE.

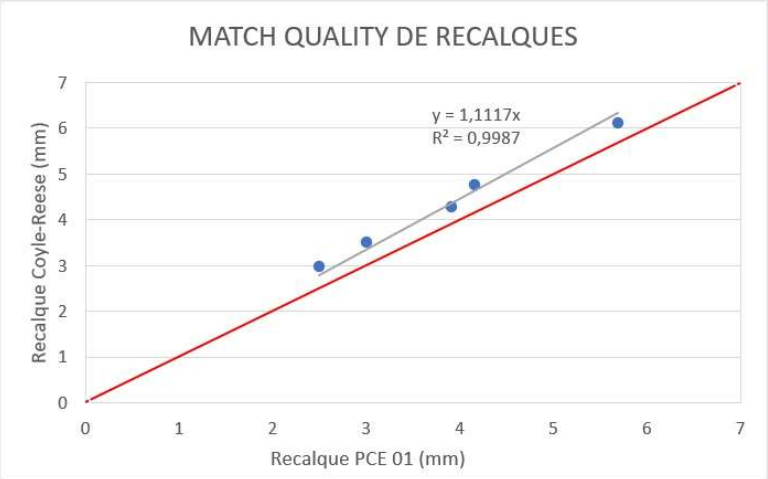


Figura 5 – Aplicação do conceito de Match Quality de Recalques (MQR) (Murakami, 2019)

5 RESUMO DOS RESULTADOS

Para a estaca analisada, a curva carga-recalque prevista pelo modelo de Coyle e Reese (1966) apresentou boa concordância com os deslocamentos medidos no topo da estaca durante a Prova de Carga Estática (PCE), evidenciando a adequada representação das funções de transferência de carga associadas ao atrito lateral e à resistência de ponta.

A aplicação do conceito de Match Quality de Recalques (MQR), proposto por Murakami (2019), permitiu avaliar quantitativamente a qualidade da previsão obtida pela combinação do modelo de Coyle e Reese (1966) com o método de David Cabral (1986). Os valores obtidos para os parâmetros α e R^2, ambos próximos da unidade, indicam elevada concordância entre as curvas teóricas e a curva experimental da PCE, demonstrando a consistência da metodologia empregada.

A estimativa da capacidade de carga pelo método de David Cabral (1986) resultou em uma carga de ruptura de 360 kN. No ensaio de Prova de Carga Estática, a estaca foi solicitada até 300 kN, correspondente ao dobro da carga de trabalho prevista. Por sua vez, a extrapolação da curva carga-recalque pelo método de Chin-Kondner indicou uma carga última de 591 kN.

Entretanto, algumas limitações devem ser consideradas na interpretação dos resultados. Não foi possível confirmar as pressões efetivamente aplicadas durante as reinjeções da estaca, nem quantificar com precisão a contribuição resistente da camada de aterro desconsiderada no cálculo da resistência por atrito lateral. Adicionalmente, a estaca ensaiada não foi executada exatamente na posição da sondagem SP-LR-20A, de modo que variações locais da estratigrafia podem ter influenciado o comportamento observado. Essa hipótese é reforçada pelo fato de que a extrapolação da curva carga-recalque indica deslocamentos da ordem de 10% do diâmetro da estaca.

Por fim, destaca-se que o modelo de Coyle-Reese (1966) permite a consideração de parâmetros específicos de cada elemento de fundação, tais como diâmetro da estaca, módulo de elasticidade do material e espessuras das camadas do perfil geotécnico. Essa flexibilidade possibilita a aplicação da metodologia às demais estacas da obra, desde que sejam adotados os parâmetros correspondentes às respectivas condições geotécnicas e construtivas.

5 CONCLUSÕES

As funções de transferência de carga ao longo do fuste e na ponta da estaca ensaiada possibilitaram a estimativa de curva carga–recalque compatíveis com as medições realizadas diretamente no topo do elemento. Tais estimativas foram obtidas por meio do Método de Coyle-Reese (1966), evidenciando o potencial de aplicação da metodologia na análise de outras estacas da mesma obra não submetidas a ensaios de prova de carga, mesmo quando apresentam diferenças geométricas e de parâmetros de deformabilidade.

O conceito de Match quality de Recalques (MQR) (Murakami, 2019) permitiu a comparação quantitativa entre previsões realizadas na fase de projeto e a curva real da PCE, mostrando-se uma excelente ferramenta para avaliação da qualidade entre previsões de projeto e comportamento real da estaca.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. Solo - Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro.

Coyle, H. M.; Reese, L. C. (1966). Load transfer for axially loaded piles in clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – ASCE, v. 92 (2), p. 1-26.

Maset, V. L. (2020) Modelo para análise do comportamento de estacas escavadas de grande diâmetro com fluido estabilizante na Baixada Santista submetidas a cargas axiais, São Paulo

Menezes, P. H. L. B. (2018) Avaliação de métodos de previsão de recalque a partir da transferência de carga de estacas escavadas em perfil de solo granular.

Murakami, D. K. (2015). Novo procedimento para a realização de análise CAPWAP no ensaio de carregamento dinâmico em estacas pré-moldadas. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Murakami, D. K. (2019). A new concept of match quality of settlements for signal matching analysis on the dynamic pile test. 10th International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations. San Diego, California, USA.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Silva, Silva, A., Bozan,G.. (2020). A Comparison between the Measured Load through a Load Cell and a Manometer on the Static Load Test in Piles. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Campinas, SP.

Murakami, D. K., Corgnier, F., Godinho, H., Saito, E. (2022). Different Possible Interpretations Depending on The Load Measurement Method on the Static Load Test in Piles. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Campinas, SP.

Murakami, D. K., de Souza, G. G. (2025). Prova de Carga Estática – Procedimentos Executivos e Qualidade de Execução. 11º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, SP.

Valverde, R. M. (2018) Envoltória máxima de resistência lateral em estacas através do ensaio de carregamento dinâmico com energia crescente, São Paulo.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/43

Contribuição à Confiabilidade de Estacas Raiz em Solos Sedimentares – Parte 1: Interpretação de Provas de Carga Estática pelo Modelo de Massad

Roberto Ferreira do Nascimento
Mestre em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro, Brasil, robert-bv1@hotmail.com

Bernadete Ragoni Danziger
Professora Titular, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro, Brasil, bernadete.danziger@eng.uerj.br

RESUMO: A avaliação da capacidade de carga de estacas constitui um dos principais aspectos do projeto de fundações profundas, sendo essencial para garantir a segurança e o desempenho adequado das construções. Este trabalho apresenta a reinterpretação de um conjunto de provas de carga estática (PCEs) realizadas em estacas do tipo raiz instaladas em solos sedimentares da região de Rio Grande, Sul do Brasil, com base no modelo de Massad (1992, 1993). O banco de dados é composto por 20 ensaios obtidos de Silva (2015). O emprego do modelo possibilita avaliar os mecanismos de transferência de carga e a separação das parcelas de resistência por atrito lateral, ponta e a carga residual aprisionada na ponta, quando presente. Neste trabalho, adota-se um procedimento alternativo, aplicado ao comprimento da estaca efetivamente carregado durante o ensaio. A adoção desta abordagem justifica-se pela não mobilização integral do atrito lateral disponível quando da aplicação da carga máxima do ensaio, ou seja, apenas a porção superior do fuste foi efetivamente solicitada. Os resultados indicam predominância da resistência por atrito lateral, com mobilização parcial do atrito disponível durante o ensaio. Embora uma das premissas do modelo seja a mobilização do atrito total disponível, o procedimento alternativo mostrou-se adequado para a calibração probabilística de métodos de previsão da capacidade de carga, apresentada na Parte 2 deste trabalho.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas raiz, Prova de carga estática, Modelo de Massad, Capacidade de carga, Atrito lateral.

ABSTRACT: The evaluation of pile load-bearing capacity is one of the key aspects of deep foundation design and is essential to ensure the safety and satisfactory performance of structures. This study presents the reinterpretation of a set of static load tests conducted on root piles installed in sedimentary soils in the Rio Grande region, southern Brazil, based on the model proposed by Massad (1992, 1993). The database consists of 20 tests obtained from Silva (2015). The model enables the assessment of load transfer mechanisms and the separation of shaft resistance, tip resistance, and residual load at the pile tip, when present. An alternative procedure was adopted and applied to the portion of the pile length effectively mobilized during the load test. This approach was motivated by the fact that the maximum applied load did not fully mobilize the available shaft resistance, such that only the upper portion of the pile shaft was effectively mobilized. The results indicate that shaft resistance predominates, with only partial mobilization of the available resistance during the tests. Although one of the assumptions of the model is the full mobilization of the available shaft resistance, the alternative procedure proved suitable for the probabilistic calibration of pile load-capacity prediction methods, as presented in Part 2 of this study.

KEYWORDS: Root piles, Static load test, Massad method, Bearing capacity, Shaft resistance.

1. INTRODUÇÃO

A confiabilidade de fundações profundas é um aspecto essencial da engenharia geotécnica, dadas as incertezas associadas às propriedades do solo, aos métodos de previsão e aos processos executivos. A capacidade de carga das estacas é comumente estimada por métodos semiempíricos, com coeficientes obtidos a partir de correlações, podendo apresentar variabilidade significativa em função das condições geotécnicas.

A PCE constitui o método mais confiável para a avaliação do comportamento real das estacas, pois permite a obtenção da curva carga–recalque completa, abrangendo tanto as condições de serviço quanto as de ruptura, esta última, em alguns casos, determinada por extrapolação.. A interpretação do ensaio fornece, em geral, apenas a capacidade de carga global, sem distinguir as contribuições individuais do atrito lateral e da resistência de ponta.

O modelo proposto por Massad (1992, 1993) permite a interpretação das curvas carga–recalque e a separação das parcelas de resistência mobilizadas. Essa abordagem contribui para uma melhor compreensão dos mecanismos de transferência de carga e fornece parâmetros experimentais fundamentais para a avaliação da confiabilidade dos métodos de previsão da capacidade de carga, contribuindo para a redução das incertezas inerentes a essas estimativas.

Este trabalho tem como objetivo reinterpretar PCEs em estacas do tipo raiz utilizando o modelo de Massad, visando separar as parcelas de resistência por atrito e ponta. Os resultados constituem a base experimental para a calibração probabilística dos métodos de previsão apresentados na Parte 2.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Determinação da carga de ruptura por extrapolação da curva carga–recalque

Foram utilizados dois métodos de extrapolação da curva carga–recalque para a estimativa da carga de ruptura. O método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), foi adotado por se tratar de um procedimento amplamente conhecido e difundido na prática geotécnica brasileira. Adicionalmente, utilizou-se o método proposto por Massad (1986).

A confiabilidade da extrapolação das curvas obtidas em provas de carga pelo método de Van der Veen (1953) tem sido objeto de discussão na literatura. Extrapolações realizadas a partir de curvas carga–recalque limitadas a baixos níveis de carregamento (ou seja, em um trecho inicial, quase elástico) podem resultar em valores de carga de ruptura superestimados. Velloso e Lopes (2011) consideram que somente é possível obter uma extrapolação razoável dessas curvas pelo método de Van der Veen quando o recalque máximo atingido na prova de carga é de, pelo menos, 1% do diâmetro da estaca. Todas as 20 estacas do banco de dados analisado neste artigo atendem a essa premissa.

2.1.1. Método de Van Der Veen (1953) e sua Modificação proposta por Aoki (1976)

O método de Van der Veen (1953) é amplamente utilizado no Brasil para a extrapolação da curva carga–recalque. Aoki (1976) observou que a reta resultante do processo iterativo não passava pela origem, indicando a presença de um intercepto distinto de zero, e este procedimento passou a ser conhecido como Método de Van der Veen modificado por Aoki (1976). Assim, a expressão foi reescrita como:

$$P = P_r(1 - e^{-aw+b}) \quad (1)$$

A carga de ruptura é obtida experimentando-se diferentes valores de carga (superiores a carga máxima de ensaio), até que se obtenha uma reta no gráfico de abscissa $-\ln(1 - {}^{P}/_{P_r})$ e ordenada w, em que:

P é a carga nas diferentes etapas de carregamento do ensaio;
w é o recalque correspondente à carga P;
P_r é a carga de ruptura extrapolada, correspondente à melhor reta de regressão;
a, b são, respectivamente, o coeficiente angular e o coeficiente linear da melhor reta de regressão obtida.

2.1.2. Método de Massad (1986)

Determinar P_r pelo método de Massad (1986), em síntese, consiste na obtenção de diversas cargas P_n, associadas a uma série de recalques equi-espaçados de um valor Δ arbitrário, obtendo-se os pares ordenados (P_n, P_{n+1}), de modo que a relação entre eles, indicada na Figura 1, possa ser escrita pela equação a seguir:

$$P_{n+1} = a' + b'P_n \quad (2)$$

Os valores de P_n e P_{n+1} convergem progressivamente, de modo que Pr corresponde ao valor para o qual P_n se iguala a P_{n+1}. Dessa forma, a carga Pr pode ser calculada pela equação:

$$P_r = \frac{a'}{1 - b'} \quad (3)$$

O procedimento descrito pode ser visualizado de forma simplificada a seguir. Os valores P_1, P_2, P_3, …, P_n são representados no eixo das abscissas (x), enquanto os valores correspondentes P_2, P_3, P_4, …, P_{n+1} são dispostos no eixo das ordenadas (y), formando pares ordenados que definem a reta destacada no gráfico da Figura 1. Esta mesma figura refere-se a um exemplo de prova de carga do banco de dados, correspondente à Estaca E4, para incrementos de recalque Δ = 1 mm. A imagem apresenta ainda a equação da reta ajustada por regressão linear, utilizada para a determinação dos parâmetros (a' e b'), conforme proposto por Massad (1986). O coeficiente linear corresponde ao parâmetro a', representando graficamente o ponto de interseção da reta com o eixo y. Já o coeficiente angular, ou inclinação da reta, corresponde ao parâmetro b'.

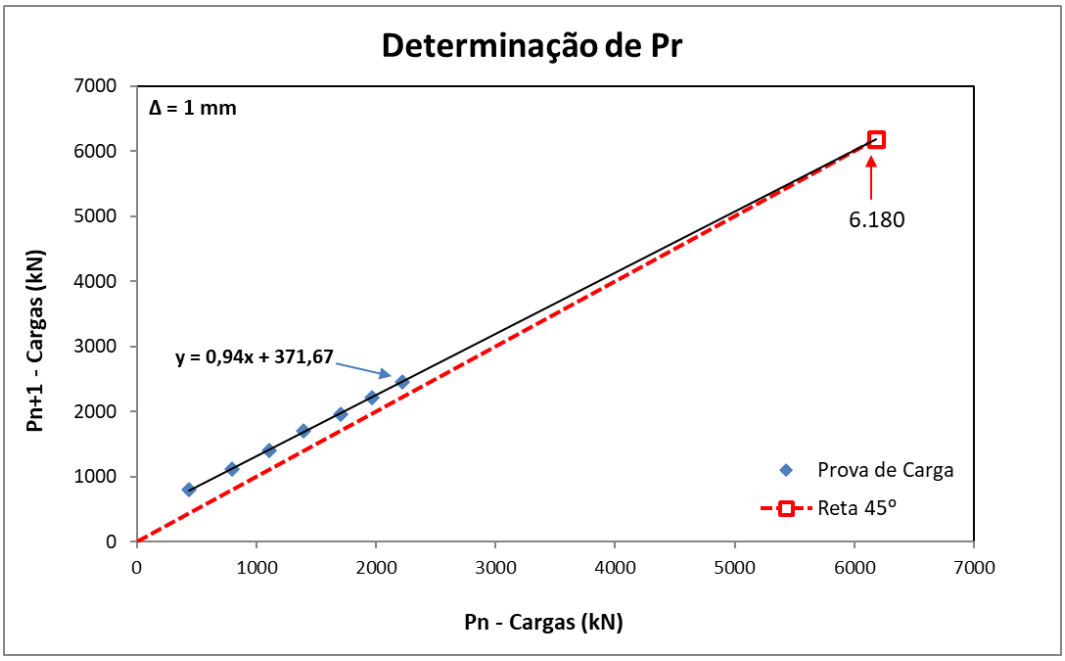


Figura 1 - Determinação da carga de ruptura Pr por Massad (1986).

2.2. Separação das parcelas de ponta e de atrito

Uma vez determinada a carga de ruptura por extrapolação das curvas carga–recalque, procede-se à interpretação das provas de carga segundo o modelo proposto por Massad (1992, 1993), com o objetivo de separar as parcelas de resistência por atrito lateral e ponta. Massad apresentou um modelo geral baseado nas leis de Cambefort para a interpretação de PCE em estacas escavadas e cravadas, incorporando as cargas residuais na ponta quando ocorrem. O modelo foi inicialmente desenvolvido para solos relativamente homogêneos (Massad, 1992). Posteriormente, Massad (1993) estendeu o método para o caso de estacas com embutimento em camada mais resistente.

A Figura 2 apresenta a curva carga–recalque teórica proposta por Massad (1992, 1993). No trecho inicial, entre os pontos 0 e 3, a estaca começa a receber carga e apresenta pequenos recalques, com mobilização

inicial do atrito lateral em regime aproximadamente elástico. Entre os pontos 3 e 4 ocorre a mobilização progressiva do atrito lateral ao longo do fuste. No trecho entre os pontos 4 e 5 o atrito lateral se esgota e ocorre a mobilização da resistência de ponta. Entre os pontos 5 e 6 a resistência de ponta atinge seu valor máximo, caracterizando a ruptura.

Durante o descarregamento, entre os pontos 6 e 7 ocorre recuperação elástica inicial. Entre os pontos 7 e 8 observa-se a desmobilização do atrito lateral no sentido reverso e, finalmente, entre os pontos 8 e 9 ocorre a recuperação da ponta, permanecendo um recalque residual ao final do processo.

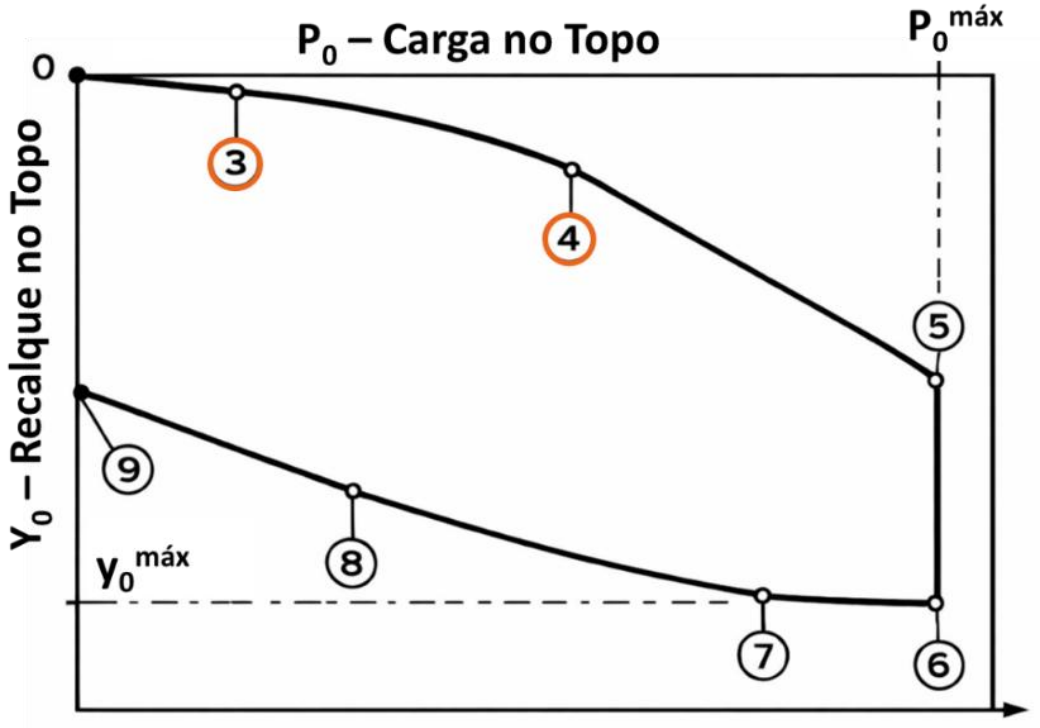


Figura 2 - Curva carga-recalque teórica (Massad, 1992).

Destaca-se que uma das premissas fundamentais para que o modelo possa ser usado é que a carga máxima aplicada ao topo da estaca supere o atrito lateral disponível ($P_0^{max} \geq A_{lr}$), ou seja, é necessário que o trecho entre os pontos 3 e 4 da Figura 2 esteja bem caracterizado. Em estacas longas, quando essa premissa é atendida, o trecho 3–4 pode ser representado por uma relação parabólica. Massad (1992, 1993) destaca que esse mesmo trecho também pode ser representado por uma relação exponencial, mas esta alternativa não será abordada neste artigo. Para maiores detalhes sobre os procedimentos de aplicação do método recomenda-se a consulta aos trabalhos originais de Massad (1986, 1992, 1993), bem como ao trabalho de Martins (2024), que desenvolveu uma planilha computacional para facilitar a aplicação prática do modelo.

3. CARACTERIZAÇÃO E ANÁLISE DO BANCO DE DADOS DE PROVAS DE CARGA

Esta seção apresenta algumas características do banco de dados estudado inicialmente por Silva (2015), bem como as análises necessárias à interpretação dos ensaios. Para obter algum complemento acerca dos ensaios e as informações completas de campo, o leitor pode consultar o trabalho de Silva (2015).

3.1. Características gerais do banco de dados

A obra destinou-se à construção das fundações dos trilhos que suportam um pórtico de 15 MN, usado para movimentar blocos de navios no Estaleiro Rio Grande, localizado na cidade de Rio Grande, Rio Grande do Sul. Foram executadas aproximadamente 1500 estacas do tipo raiz, entre as quais se encontram as 20 estacas submetidas às PCEs.

Dentre os documentos disponíveis estão incluídos relatórios de sondagens com a locação das investigações, os diagramas de execução das estacas e relatórios dos ensaios de prova de carga estática. Silva

(2015) destaca que dentre os vinte ensaios, oito foram do tipo lento, com carga mantida, e doze ensaios mistos, que têm por objetivo reduzir o tempo do ensaio, minimizando seu custo, como indicado na NBR 16903 (2020). Todas as estacas ensaiadas possuíam o mesmo comprimento (46 m) e o mesmo diâmetro (0,41 m).

As sondagens disponíveis indicam perfis de subsolo com camadas alternadas de solos argilosos e arenosos com resistência à penetração bastante variável, indicando que se trata de um solo sedimentar. O modelo do Massad (1992, 1993) considera o atrito lateral uniforme ao longo de todo o comprimento da estaca. Neste caso, como o solo apresenta camadas de resistência muito diferenciada, com valores de N_{SPT} significativamente mais elevados em algumas camadas, a hipótese de atrito unitário uniforme adotada pelo modelo se afasta das condições reais observadas em campo

3.2. Determinação da carga de ruptura extrapolada

Os ensaios de prova de carga reanalisados, para duas vezes a carga de projeto, não levaram as estacas à ruptura geotécnica, isto é, não houve ruptura nítida no contato estaca-solo nos ensaios. Neste caso, a carga de ruptura foi determinada por extrapolação de acordo com as recomendações da norma brasileira. Neste trabalho, a carga de ruptura extrapolada foi determinada por meio de duas metodologias: Van der Veen (1953) modificada por Aoki (1976) e Massad (1986), de acordo com o exposto nos itens 2.1.1 e 2.1.2. Os valores obtidos estão exibidos na Tabela 1.

Tabela 1. Carga Máxima Extrapolada (Ensaios Mistos e Lentos).

Estaca	Carga Máx Extrapolada (kN)			Estaca	Carga Máx Extrapolada (kN)		
	Van der Veen	Massad	Média		Van der Veen	Massad	Média
E4	5660	6180	5920	E24	5450	5853	5652
E170	3770	3842	3806				
E200	3740	3422	3581	E31	5110	5359	5235
E234	3920	4575	4248	E150	4920	4684	4802
E239	3280	3615	3448				
E308	3810	3867	3839	E191	3390	3045	3218
E315	4660	5477	5069	E276	3240	3369	3305
E327	4630	4942	4786				
E380	5510	5612	5561	E307	5160	4994	5077
E430	3960	4134	4047	E426	3950	4172	4061
E434	3880	3949	3915				
E501	4050	4151	4101	E457	3760	3917	3839
Média dos ensaios mistos			4360	Média dos ensaios lentos			4398

Em linhas gerais, os resultados obtidos pelos dois métodos mostraram pouca variação entre si. Também não se observou, para os ensaios lentos, menores valores extrapolados quando comparados aos ensaios mistos, de menor duração. Destaca-se que a diferença percentual entre as médias dos ensaios lentos e mistos foi de apenas 0,86%. A expectativa era de que essa média dos ensaios mistos seria maior, uma vez que ao se proceder ao ensaio mais rápido, para cargas superiores à carga de trabalho, o efeito da maior velocidade de penetração resultaria numa carga de ruptura maior. Um trabalho de destaque que trata deste assunto, além de sugerir o método do equilíbrio para a execução de provas de carga, é o de Lopes et al. (2021).

3.3. Resultados da interpretação pelo modelo de Massad (1992, 1993)

A aplicação do modelo de Massad (1992, 1993) às provas de carga analisadas resultou, inicialmente, em estimativas inconsistentes de atrito lateral, inclusive superiores às cargas de ruptura extrapoladas. Esse comportamento sugere que as premissas do modelo não foram plenamente atendidas nas condições do banco de dados, especialmente no que se refere à mobilização completa do atrito lateral ao longo do fuste. Diante disso, foi adotado um procedimento alternativo de interpretação, baseado na definição de um comprimento equivalente da estaca, correspondente ao trecho do fuste efetivamente carregado durante o ensaio.

A Tabela 2 apresenta um comparativo entre os valores de atrito lateral disponível na ruptura (Alr), obtidos pelo modelo de Massad (1992, 1993), e as cargas extrapoladas pelos métodos mencionados anteriormente.

Tabela 2. Comparativo atrito lateral (Alr) versus carga de ruptura extrapolada (Ensaios Mistos e Lentos).

Ensaios Mistos			Ensaios Lentos		
Estaca	Relação parabólica	Carga Extrapolada média	Estaca	Relação parabólica	Carga Extrapolada média
	Alr (kN)	Qult (kN)		Alr (kN)	Qult (kN)
E4	6203	5920	E24	7539	5652
E170	7432	3806	E31	8715	5235
E200	7737	3581	E150	5458	4802
E234	7923	4248	E191	2452	3218
E239	4097	3448	E276	4851	3305
E308	5142	3839	E307	7102	5077
E315	6612	5069	E426	6594	4061
E327	7144	4786	E457	6101	3839
E380	6278	5561			
E430	6341	4047			
E434	7395	3915			
E501	6564	4101			

Os resultados da interpretação dos ensaios utilizando o ajuste parabólico do modelo de Massad (1992, 1993) não foram consistentes. A Tabela 2 mostra valores de resistência por atrito lateral (Alr), superiores à carga de ruptura extrapolada por Van der Veen, modificado por Aoki (1976), e pela extrapolação de Massad (1986), não sendo aceitáveis. Após consulta a Massad (2025), verificou-se que algumas das estacas, para a carga máxima de ensaio, mobilizaram apenas uma parte pequena do atrito disponível, como se tivesse, efetivamente, um comprimento inferior ao executado. Neste caso, após atravessar os primeiros 10 m de areia, com N_{SPT} predominantemente entre 5 e 10, ficou provavelmente embutida na camada de areia subjacente, entre 10 e 17 m, trecho onde a sondagem revelou N_{SPT} superando os 50 golpes.

Como visto, para a carga máxima no ensaio de duas vezes a carga de serviço, o atrito lateral foi apenas parcialmente mobilizado, não se tendo caracterizado de forma correta, o ponto 4 da curva da Figura 2, indicador da plena mobilização do atrito lateral. Em outras palavras, o modelo de Massad (1992) não poderia ter sido utilizado, pois não se cumpriria a sua premissa básica. Além disso, a consideração de atrito lateral uniforme, no caso do perfil de Rio Grande, também é uma aproximação bem simplificada da realidade. A partir da interpretação acima, procurou-se alterar o procedimento inicial, adotando-se, para todas as estacas, a interpretação alternativa a seguir:

i) O deslocamento permanente (final do descarregamento total) foi praticamente nulo nos ensaios, sendo um indicativo de recalque próximo de zero no nível da ponta das estacas. O deslocamento medido no topo, para a carga máxima do ensaio, será considerado igual ao deslocamento elástico do fuste, com mobilização apenas de atrito lateral. Trata-se de uma hipótese plausível,

já que, aparentemente, para a carga máxima de ensaio, não foi esgotado o atrito lateral disponível na ruptura. Assim, a partir da curva medida no ensaio, não se pode isolar todo o atrito lateral (A_{lr}), mas apenas uma parcela mobilizada no trecho superior da estaca.

ii) Considerando em (i) a carga máxima do ensaio como igual à parcela mobilizada de atrito, inferior ao valor disponível na ruptura, e o atrito unitário uniforme, a curva de transferência de carga é linear, decrescendo do valor da carga aplicada máxima de ensaio, no topo, até zero, numa certa profundidade, aqui designada como correspondente ao comprimento equivalente da estaca (h_{eq}), que correspondente ao trecho do fuste efetivamente mobilizado durante o ensaio.

iii) O comprimento equivalente da estaca (h_{eq}) é estimado igualando o deslocamento elástico do fuste ao deslocamento máximo medido no ensaio, reduzido do deslocamento residual medido ao final do descarregamento total.

Com base nesse procedimento, para cada estaca analisada, calculou-se o valor de h_{eq}, cujos valores são indicados na Tabela 3. A Tabela apresenta também os valores de atrito lateral total (A_{lr}) do modelo de Massad (1992, 1993), obtido da curva do ensaio, considerando para cada estaca o comprimento equivalente, e não o comprimento real, e o ponto 4 na posição da carga máxima do ensaio. O parâmetro y1, apresentado na última coluna, refere-se ao deslocamento necessário para mobilização do atrito.

Tabela 3 – Comprimento equivalente, A_{lr} do modelo com ajuste parabólico, e deslocamento y_1.

Estaca	h_{eq} (m)	A_{lr} (kN)	y1 (mm)
E4	19	2604	3,0
E24	15	2514	2,1
E31	14	2692	2,3
E150	17	2066	2,5
E170	17	2747	1,7
E191	40	2144	4,8
E200	17	2963	2,0
E234	15	2540	1,8
E239	30	2662	2,7
E276	21	2201	1,4
E307	15	2372	2,1
E308	21	2339	2,3
E315	18	2558	3,1
E327	16	2498	2,0
E380	19	2576	2,3
E426	18	2551	2,6
E430	17	2400	1,9
E434	14	2309	1,4
E457	17	2310	1,8
E501	18	2547	2,2

Verifica-se que, ao aplicar a relação parabólica apenas ao comprimento equivalente, os valores de atrito lateral estimados apresentaram coerência com a carga máxima do ensaio. Percebe-se, ainda, que os valores de atrito obtidos do modelo estão muito próximos à carga máxima da PCE, como esperado. Esses valores de atrito serão utilizados na calibração de métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga. A avaliação probabilística desses métodos será apresentada na Parte 2 deste trabalho

4. CONCLUSÃO

A interpretação das provas de carga das estacas do tipo raiz pelo método de Massad (1992, 1993) não se mostrou consistente para o banco de dados analisado, composto por 20 ensaios realizados na mesma região de uma obra em Rio Grande. Isso se justifica, uma vez que a carga disponível por atrito lateral não foi totalmente mobilizada para a carga máxima do ensaio, mesmo para a carga máxima duas vezes superior à carga de trabalho prevista. Para a utilização do modelo matemático e obtenção da parcela de carga transferida

por atrito, o deslocamento no topo deve ser suficiente para caracterizar o ponto 4 indicado na curva da Figura 2. Os deslocamentos máximos registrados no topo das estacas, embora superiores a 1% do diâmetro, não foram suficientes para a mobilização plena do atrito lateral. Além disso, o modelo admite a hipótese de atrito lateral uniforme ao longo do fuste, hipótese que se mostrou pouco representativa da realidade, principalmente devido à elevada variabilidade da resistência do solo ao longo do perfil estratigráfico

Verificou-se que a aplicação do método de Massad (1992, 1993) à curvas carga–recalque com comportamento predominantemente elástico, ainda distante da ruptura, pode conduzir à superestimação do atrito lateral. O único caso que apresentou boa aderência entre as relações teóricas e o comportamento observado em campo foi o da estaca E191, que atingiu recalques da ordem de 5% do diâmetro, indicando a necessidade de níveis mais elevados de mobilização para a aplicação confiável do modelo aos demais casos.

A principal contribuição deste trabalho consiste na proposição de um procedimento alternativo para a aplicação do modelo de Massad (1992, 1993), baseado na definição de um comprimento equivalente (h_{eq}) da estaca correspondente ao trecho efetivamente mobilizado durante o ensaio. Essa abordagem permitiu obter estimativas coerentes da parcela de atrito lateral em situações nas quais a mobilização completa do atrito disponível não foi alcançada, ampliando as possibilidades de utilização do modelo em bancos de dados constituídos por provas de carga realizadas em níveis de carregamento inferiores à ruptura geotécnica.

Os resultados obtidos constituem a base experimental para a calibração probabilística de métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga, apresentada na Parte 2 deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

O primeiro autor agradece à UERJ pela oportunidade e à CAPES pelo apoio e incentivo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16903. Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro, 2020.

AOKI, N. Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. Notas de Aula. Rio de Janeiro: Universidade Gama Filho, 1976.

LOPES, R.; SANTA MARIA, P, E. L.; DANZIGER, A. B.; MARTINS, I, S. M.; DANZIGER, B, R.; TASSI, M, C. A proposal for static load tests on piles: The Equilibrium Method. Soils and Rocks, São Paulo, v. 44, n. 1, 2021.

MARTINS, B. N. Interpretação de provas de carga em estacas pelo modelo matemático de Massad contemplando cargas residuais. 2024. 207 f. UERJ, Rio de Janeiro, 2024.

MASSAD, F. Notes on the interpretation of failure load from routing pile load tests. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v. 9, n. 1, p. 33–36, abr. 1986.

MASSAD, F. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais de ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v. 15, n. 2, p. 103–115, 1992.

MASSAD, F. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte II. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v. 16, n. 2, p. 93–112, 1993.

MASSAD, F.; LAZO, G. Método gráfico para interpretar a curva carga-recalque de provas de carga verticais em estacas rígidas ou curtas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Brasília. Anais... Brasília: [s. n.], v. III, p. 1407–1414, 1998.

SILVA, B. L. M. Contribuição à confiabilidade de estacas tipo raiz através de um estudo de provas de carga estáticas com aplicação da teoria bayesiana. 2015. 230f. UERJ , Rio de Janeiro, 2015.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. Proceedings. 3rd ICSMFE, Zurich, v. 2, p. 84-90, 1953.

VELLOSO, D. V.; LOPES, F. R. Fundações: Critérios de Projeto | Investigação do Subsolo | Fundações Superficiais | Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2011

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/44

Contribuição à Confiabilidade de Estacas Raiz em Solos Sedimentares do Sul do Brasil – Parte 2: Atualização Bayesiana e Ajustes de Coeficientes Semiempíricos

Roberto Ferreira do Nascimento
Mestre em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro, Brasil, robert-bv1@hotmail.com

Bernadete Ragoni Danziger
Professora Titular, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro, Brasil, bernadete.danziger@eng.uerj.br

RESUMO: A estimativa da capacidade de carga de estacas por métodos semiempíricos envolve incertezas associadas às variabilidades geotécnicas, métodos de instalação, cargas atuantes, entre outros fatores. Na Parte 1 desta pesquisa foram reinterpretadas provas de carga estáticas em estacas do tipo raiz, utilizando o modelo de Massad, permitindo a determinação experimental da capacidade de carga e da resistência por atrito lateral. O presente trabalho, Parte 2, utiliza esses resultados experimentais como base para a calibração Bayesiana dos métodos de previsão de Aoki–Velloso (1975), Monteiro (2000) e Decourt (1996). A atualização probabilística foi realizada considerando distribuições normais para as estimativas a priori e para a função de verossimilhança associada, bem como para os valores atualizados. A aplicação do procedimento permitiu a obtenção de coeficientes calibrados e a redução das variâncias associadas às previsões. Os resultados indicam melhoria na acurácia das estimativas e redução das incertezas, contribuindo para o aprimoramento da confiabilidade no dimensionamento de fundações em solos sedimentares.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas tipo raiz, Prova de carga estática, Modelo de Massad, Capacidade de carga, Atrito lateral.

ABSTRACT:
The estimation of pile bearing capacity using semi-empirical methods involves uncertainties associated with geotechnical variability, installation procedures, applied loads, and other influencing factors. In Part 1 of this research, static load tests performed on root piles were reinterpreted using the Massad model, allowing the experimental determination of ultimate bearing capacity and shaft resistance. The present study, Part 2, employs these experimental results as a basis for the Bayesian calibration of the prediction methods proposed by Aoki–Velloso (1975), Monteiro (2000), and Decourt (1996). The probabilistic updating procedure was carried out assuming normal distributions for the prior estimates, the associated likelihood function, and the updated values. The application of Bayesian inference enabled the determination of calibrated coefficients and the reduction of variances associated with the original predictions. The results indicate improved estimation accuracy and a significant reduction in uncertainty, contributing to enhanced reliability in the design of deep foundations in sedimentary soils.

KEYWORDS: Foundation reliability, Bayesian updating, Bearing capacity, Root piles, Semi-empirical methods.

1. INTRODUÇÃO

A previsão da capacidade de carga de estacas é usualmente realizada por métodos semiempíricos baseados em correlações com ensaios de campo. Embora amplamente empregados na prática profissional, esses métodos apresentam incertezas decorrentes da variabilidade natural do solo, dos processos executivos das estacas, efeitos de escala, dentre outras variáveis.

Na Parte 1 desta pesquisa foi realizada a interpretação de provas de carga estáticas em estacas do tipo raiz utilizando o modelo de Massad, possibilitando a determinação da parcela de atrito mobilizado nos ensaios. Os valores obtidos constituem uma base confiável para a avaliação da acurácia dos métodos de previsão

tradicionais. A abordagem probabilística, por meio da Teoria Bayesiana, permite atualizar estimativas a priori a partir informações experimentais, resultando em distribuições a posteriori com menor incerteza.

O objetivo deste trabalho é aplicar a atualização Bayesiana às previsões obtidas pelos métodos de Aoki–Velloso (1975), Monteiro (2000) e Decourt (1996), utilizando como função de verossimilhança os resultados experimentais determinados na Parte 1, visando calibrar os coeficientes e avaliar a redução das incertezas associadas às estimativas.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Teoria Bayesiana

A teoria de Bayes tem sido aplicada à engenharia de fundações como uma ferramenta probabilística para tratar incertezas associadas à estimativa da capacidade de carga de estacas. Estudos como os de Guttormsen (1987) e Vrouwenvelder (1992) demonstram que a atualização Bayesiana possibilita integrar julgamentos prévios e observações objetivas, reduzindo incertezas e aprimorando a tomada de decisão em campo. A utilização de dados de ensaios estáticos, dinâmicos ou mesmo do controle de cravação contribui para estimativas mais realistas da capacidade de carga, podendo inclusive justificar ajustes nos fatores de segurança. Trata-se, portanto, de um campo relevante e promissor para o avanço das análises probabilísticas aplicadas à engenharia geotécnica.

2.2. Aplicação da teoria Bayesiana ao estudo de confiabilidade em fundações

2.2.1. Atualização Bayesiana

A atualização Bayesiana é uma técnica fundamental no campo da estatística, que pode ser usada para atualizar a probabilidade de ocorrência de um evento à medida que novas evidências ou informações se tornam disponíveis. O processo de atualização é baseado no Teorema de Bayes, que se resume, basicamente, a uma expressão matemática de probabilidade condicional.

As equações 1 e 2 apresentadas por Lacasse et al (1989,1991) e Lacasse e Goulois (1989), baseadas no teorema de Bayes, possibilitam, assim, o cálculo da estimativa do valor médio esperado e da variância da resistência atualizada da capacidade de carga a posteriori, em função do valor esperado e da variância da estimativa a priori e da distribuição probabilística da função de verossimilhança. Estas expressões são válidas para distribuições normais da variável.

$$\mu_Q = \frac{\left(\sigma_Q^{2L}.\mu_Q^{P}\right) + \left(\sigma_Q^{2P}.\mu_Q^{L}\right)}{\left(\sigma_Q^{2L}\right) + \left(\sigma_Q^{2P}\right)} \quad (1)$$

$$(\sigma_Q)^2 = \frac{\left(\sigma_Q^{2L}.\sigma_Q^{2P}\right)}{\left(\sigma_Q^{2L}\right) + \left(\sigma_Q^{2P}\right)} \quad (2)$$

Nas equações 1 e 2 μ_Q é o valor médio esperado da resistência do solo, obtida a posteriori, enquanto μ_Q^P e μ_Q^L são, respectivamente, o valor esperado da variável prevista originalmente a priori e aquela obtida a partir da função de verossimilhança, que contém o registro real ou obtido de ensaio ou instrumentação. O valor de σ_Q^2 designa a variância da distribuição atualizada da variável, no caso presente da resistência do solo (a posteriori) e σ_Q^{2P} e σ_Q^{2L} são, respectivamente, as variâncias da distribuição prevista originalmente, pelos ensaios de campo, a priori, e a partir dos registros de ensaios ou instrumentação (pela função de verossimilhança).

2.2.2. Qualidade da Atualização

Guttormsen (1987), ao empregar a teoria Bayesiana no estudo de estacas offshore, apresenta também a definição de um indicador de falha (failure indicator), destinado a avaliar a consistência do resultado obtido no processo de atualização. De acordo com o autor, esse indicador expressa a diferença entre a estimativa a priori e aquela derivada da função de verossimilhança, sendo tal diferença normalizada pela soma das variâncias associadas à estimativa a priori e à estimativa proveniente da verossimilhança. O indicador de falha é definido por:

$$D = \frac{(\mu_Q^L) - (\mu_Q^P)}{\sqrt{(\sigma_Q^{2L}) + (\sigma_Q^{2P})}} \quad (3)$$

Os valores de $\mu_Q{}^L$, $\mu_Q{}^P$, $\sigma_Q{}^{2P}$ e $\sigma_Q{}^{2L}$ são os mesmo já mencionados no ítem anterior. Guttormsen (1987) ressalta que:

(i) um valor de *D* igual a zero indica que as estimativas a priori e aquela obtida pela função de verossimilhança coincidem. Nessa situação, o processo de atualização afeta apenas a variância a posteriori, promovendo sua redução;
(ii) valores reduzidos de *D* (inferiores a ±1,5) caracterizam uma atualização satisfatória;
(iii) valores positivos de *D* indicam que a estimativa a posteriori será superior à estimativa a priori;
(iv) valores negativos de *D* indicam que a estimativa a posteriori será inferior à estimativa a priori.

2.3. Previsão de Capacidade de Carga Geotécnica

Amplamente difundidos na literatura, os métodos estáticos de previsão da capacidade de carga geotécnica de uma estaca são bastante conhecidos e utilizados, tanto em meio acadêmico, quanto na prática de engenharia civil. Dentre os métodos mais conhecidos e utilizados estão o de Aoki e Velloso (1975) original, bem como a proposta de ajuste de Monteiro (2000), e Decourt (1996). Por serem estes profundamente conhecidos, o autor optou por não reproduzi-los aqui. No entanto, para fins de consulta, os métodos e os seus coeficientes estão resumidos em Nascimento (2026).

3. ANÁLISE DO BANCO DE DADOS

3.1. Dados a priori e Função Verossimilhança

Na parte 1 deste trabalho mostraram-se resultados que contribuem para o entendimento de que a carga máxima de ensaio não foi suficiente para mobilizar totalmente o atrito disponível e as pontas dos elementos não foram acionadas. Por esse motivo, os dados de previsão deste capítulo são referentes, apenas, ao atrito mobilizado no comprimento equivalente.

Além disso, a partir dos resultados das provas de carga, interpretados segundo os procedimentos propostos por Massad (1992, 1993), tornou-se possível separar a parcela de atrito da resistência total das estacas, para o trecho do comprimento equivalente, cujos valores passam a ser adotados como dados para a função de verossimilhança.

Ressalta-se que todas as estimativas apresentadas na referida Tabela 1 correspondem a previsões realizadas com base no comprimento equivalente das estacas, e não em seu comprimento total, assegurando a coerência entre os valores previstos e os resultados interpretados a partir das provas de carga para esta parcela. No caso dos valores obtidos pelo modelo de Massad (1992), estes foram interpretados da curva carga-recalque até a carga máxima de ensaio, com a premissa de que todo o atrito disponível foi mobilizado para uma estaca equivalente correspondente ao trecho de fuste efetivamente carregado.

Tabela 1 – Atrito obtido da relação parabólica versus previsão, para o comprimento equivalente.

Nomenclatura	Comprimento equivalente	Atrito por Massad (1992)	Atrito Aoki e Velloso (1975)	Atrito Monteiro (2000)	Atrito Decourt (1996)
Estaca	h_{eq} (m)	$Alr_{_Massad}$ (kN)	$Alr_{_A.V}$ (kN)	$Alr_{_Monteiro}$ (kN)	$Alr_{_Decourt}$ (kN)
E4	19	2604	2445	4489	3336
E24	15	2514	2292	4198	2679
E31	14	2692	2265	4149	2480
E150	17	2066	2006	3661	3194
E170	17	2747	2006	3661	3194
E191	40	2144	3104	5795	5494
E200	17	2963	2006	3661	3194
E234	15	2540	1691	3051	2950

Nomenclatura	Comprimento equivalente	Atrito por Massad (1992)	Atrito Aoki e Velloso (1975)	Atrito Monteiro (2000)	Atrito Decourt (1996)
Estaca	h_{eq} (m)	$Alr_{_Massad}$ (kN)	$Alr_{_A.V}$ (kN)	$Alr_{_Monteiro}$ (kN)	$Alr_{_Decourt}$ (kN)
E239	30	2662	2393	4355	4676
E276	21	2201	2109	3901	3903
E307	15	2372	1691	3051	2950
E308	21	2339	2109	3901	3903
E315	18	2558	2041	3712	3381
E327	16	2498	1848	3339	3162
E380	19	2576	2559	4033	3568
E426	18	2551	2409	3822	3381
E430	17	2400	2327	3708	3272
E434	14	2309	1903	3030	2679
E457	17	2310	2327	3708	3272
E501	18	2547	2372	4349	3259
Valores Médios		**2480**	**2195**	**3879**	**3396**

Diante do exposto, os ajustes dos coeficientes dos métodos de previsão ficarão restritos exclusivamente às parcelas de atrito lateral. Com o objetivo de subsidiar esses ajustes, apresenta-se a Tabela 1, a qual reúne as parcelas de atrito, contemplando tanto os valores previstos pelos diferentes métodos quanto aqueles obtidos por meio da relação parabólica, para o trecho do comprimento efetivamente carregado no ensaio.

Com o objetivo de atualizar o coeficiente F2 relacionado ao atrito previsto pelos métodos de Aoki e Velloso (1975) e de Monteiro (2000), adotou-se um procedimento de ajuste baseado na comparação entre os valores previstos originalmente no trecho do comprimento equivalente e os resultados obtidos de atrito mobilizado nas provas de carga, neste mesmo trecho, ou seja, até a carga máxima de ensaio. Seja $\boldsymbol{F_{2,original}}$ o coeficiente originalmente adotado nos métodos de previsão, associado a uma média prevista $\boldsymbol{\bar{A}lr_{prevista}}$, calculada a partir das estimativas teóricas. Seja $\boldsymbol{\bar{A}lr_{pce}}$ a média dos valores obtidos nas provas de carga. O coeficiente atualizado, denominado $\boldsymbol{F_{2,ajustado}}$, é definido de modo que a média das previsões ajustadas coincida com a média experimental observada, conforme a expressão:

$$F_{2,ajustado} = F_{2,original}\frac{\overline{Alr}_{previsão}}{\overline{Alr}_{pce}} \quad (4)$$

Toma-se, como exemplo, o caso do método de Aoki e Velloso (1975), no qual o coeficiente F2 adotado é igual a 4. Para esse método, a média das previsões de capacidade de carga foi de 2195 kN, enquanto a média dos valores obtidos a partir das provas de carga foi de 2480 kN. Com base nesses valores, a expressão de ajuste pode ser aplicada diretamente, resultando em:

$$F_{2,ajustado} = 4\,x\frac{2195}{2480} \approx 3{,}5$$

Dessa forma, o coeficiente F2 do método de Aoki e Velloso é ajustado do valor original de 4, conforme indicado por Velloso e Lopes (2011) para estacas do tipo raiz, para 3,5, de modo a compatibilizar a média das previsões teóricas com a média dos resultados experimentais obtidos a partir do modelo de Massad (1992) para o comprimento equivalente. Adotando-se o mesmo procedimento de ajuste para o método de Monteiro (2000), cujo coeficiente F2 original é igual a 2,4, obtém-se um coeficiente ajustado de 3,7. O trabalho de Silva (2015) aplicando o método de Aoki e Velloso (1975) com os parâmetros de Monteiro (2000), chegou a valores de F2 de 3,8 e 3,7. Percebe-se uma ótima aderência entre os resultados de Silva (2015) e os valores calculados aqui, mesmo considerando uma abordagem alternativa.

Em relação ao método de Decourt (1996), como o coeficiente β é um fator multiplicador, o ajuste deve ser realizado por meio de uma relação de proporcionalidade direta entre as médias experimental e prevista. Dessa forma, o coeficiente ajustado é obtido pela expressão:

$$\beta_{ajustado} = \beta_{original} \frac{\overline{Alr}_{pce}}{\overline{Alr}_{previsão}} \quad (5)$$

Substituindo-se os valores do exemplo:

$$\beta_{ajustado} = 1{,}5 \text{ x} \frac{2480}{3396} \approx 1{,}09$$

Assim, o coeficiente β do método de Decourt (1996) é ajustado do valor original 1,5 para 1,1, de modo que a média das previsões passe a coincidir com a média observada nas provas de carga. Revisitando o trabalho de Silva (2015), percebe-se que coeficiente β calibrado por ele foi de 1,0.

3.2. Atualização do Bancos de Dados

3.2.1. Aplicação da Teoria Bayesiana para a previsão por Aoki e Velloso (1975)

Com base nas expressões 1 e 2, foi procedida à atualização bayesiana. A seguir, para fins de comparação, apresentam-se as distribuições gaussianas referentes à parcela de resistência de atrito. A Tabela 2 apresenta os parâmetros estatísticos associados às distribuições obtidas com o coeficiente F2=4 (original) apresentado em Velloso e Lopes (2011). Já a Tabela 3 apresenta os mesmos parâmetros, porém calculados com o coeficiente ajustado (F2=3,5) para as condições específicas do presente estudo.

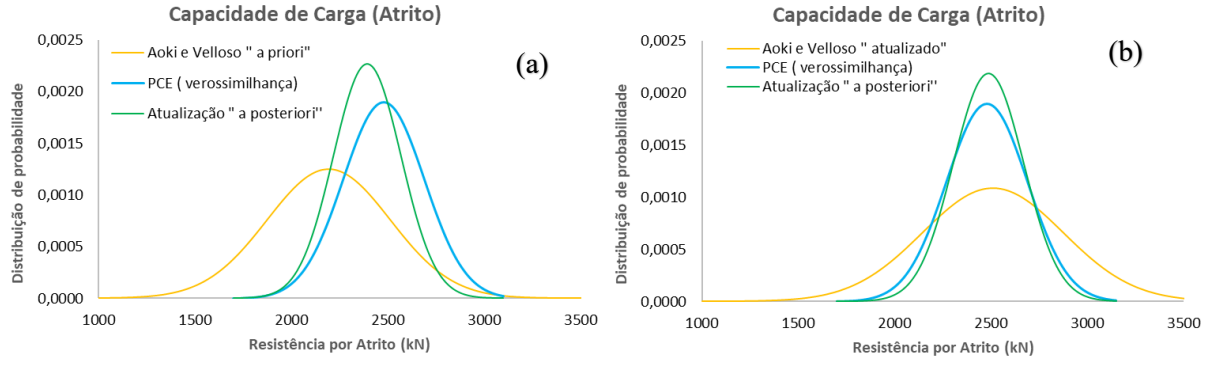
Tabela 2 – Coeficiente F2=4 original (Apresentado por Velloso e Lopes, 2011).

	Parâmetros a priori	Função verossimilhança	Atualização Bayesiana
Média (kN)	2195	2480	2394
Desvio padrão (kN)	320	210	176
Coeficiente de variação (%)	14,6	8,5	7,3

Tabela 3 – Coeficiente F2=3,5 calibrado (Aoki e Velloso, 1975).

	Parâmetros a priori	Função verossimilhança	Atualização Bayesiana
Média (kN)	2509	2480	2487
Desvio padrão (kN)	366	210	182
Coeficiente de variação (%)	14,6	8,5	7,3

Uma observação direta das tabelas permite observar que a média atualizada se aproximou da média da função de verossimilhança após o ajuste. Em termos da incerteza, expressa pelo coeficiente de variação, os valores se mantiveram, nas duas Tabelas, ambos indicando que a atualização reduz a incerteza dos valores de capacidade de carga. A Figura 1 apresenta as distribuições gaussianas obtidas a partir dos parâmetros estatísticos apresentados na Tabela 2 e na Tabela 3. Observa-se que o ajuste realizado foi sutil; entretanto, é possível identificar um deslocamento da curva a priori representada em amarelo e a maior proximidade entre a média das previsões atualizadas aos valores experimentais após o ajuste de F2 para 3,5. Como consequência, a média da distribuição atualizada passa a coincidir, praticamente, com as médias associadas aos dados experimentais, após o ajuste. Este ajuste sutil indica que o método Aoki Velloso (1975) com utilização do valor F2 de 4 já é bem próximo do valor obtido com o presente banco de dados de estacas do tipo raíz no solo sedimentar de Rio Grande.



.

Figura 1 – Coeficiente F2 (a) original versus (b) calibrado, previsão por (Aoki e Velloso, 1975).

3.2.2. Aplicação da Teoria Bayesiana para a previsão por Monteiro (2000)

Aplicando a mesma abordagem ao método de Monteiro (2000), constatou-se que o coeficiente original proposto (F2 = 2,4) não representava adequadamente o comportamento observado na região estudada. Após o processo de ajuste, o coeficiente foi modificado para F2 = 3,7, que se mostrou mais consistente com os resultados experimentais disponíveis do banco de dados de estacas raiz de Rio Grande. A Tabela 4 e a Tabela 5 apresentam os parâmetros estatísticos das distribuições gaussianas calculadas com o coeficiente original e com o coeficiente calibrado, possibilitando avaliar o impacto do ajuste nos valores médios e na dispersão das resistências.

Tabela 4 – Coeficiente F2=2,4 original (Monteiro, 2000).

	Parâmetros a priori	Função verossimilhança	Atualização Bayesiana
Média (kN)	3879	2480	2631
Desvio padrão (kN)	604	210	199
Coeficiente de variação (%)	15,6	8,5	7,6

Tabela 5 – Coeficiente F2=3,7 calibrado (Monteiro, 2000).

	Parâmetros a priori	Função verossimilhança	Atualização Bayesiana
Média (kN)	2516	2480	2488
Desvio padrão (kN)	392	210	185
Coeficiente de variação (%)	15,6	8,5	7,5

Na Figura 2 são apresentadas as distribuições gaussianas elaboradas por meio dos parâmetros estatísticos apresentados na Tabela 4 e na Tabela 5.

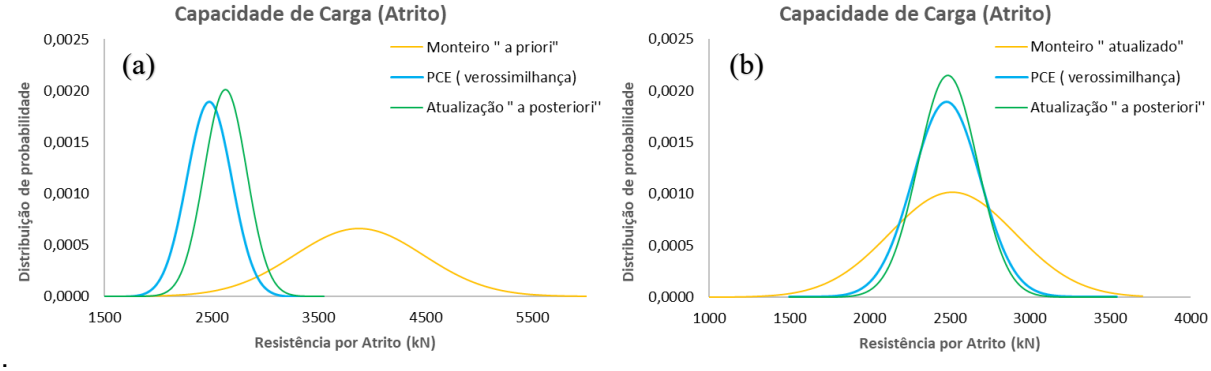


Figura 2 – Coeficiente F2 (a) original versus (b) calibrado, previsão por (Monteiro, 2000).

A análise das distribuições antes e após a calibração evidencia que o processo de ajuste promove uma representação mais fiel do comportamento das estacas nas condições geotécnicas locais. Observa-se que o coeficiente calibrado conduz a previsões mais próximas das resistências efetivamente mobilizadas nas provas de carga e a atualização, fazendo com que as médias se aproximem do valor de verossimilhança.

3.2.3. Aplicação da Teoria Bayesiana para a previsão por Decourt (1996)

Considerando o ajuste, conforme definido no item anterior, foi possível atualizar o coeficiente β do método proposto por Decourt (1996). Enquanto o coeficiente original era β = 1,5, após o processo de ajuste obteve-se β = 1,1. Assim como observado no caso do método de Monteiro (2000), o ajuste necessário para o coeficiente de atrito foi bastante expressivo. A Tabela 6 e a
Tabela 7 apresentam os parâmetros estatísticos das distribuições gaussianas calculadas com o coeficiente original e com o coeficiente ajustado.

Tabela 6 – Coeficiente β = 1,5 original (Decourt, 1996).

	Parâmetros a priori	Função verossimilhança	Atualização Bayesiana
Média (kN)	3396	2480	2561
Desvio padrão (kN)	674	210	201
Coeficiente de variação (%)	19,8	8,5	7,8

Tabela 7 – Coeficiente β = 1,1 calibrado (Decourt, 1996).

	Parâmetros a priori	Função verossimilhança	Atualização Bayesiana
Média (kN)	2521	2480	2487
Desvio padrão (kN)	455	210	191
Coeficiente de variação (%)	18,0	8,5	7,7

Na Figura 3 apresentam-se as distribuições gaussianas elaboradas por meio dos parâmetros estatísticos apresentados na Tabela 6 e na
Tabela 7.

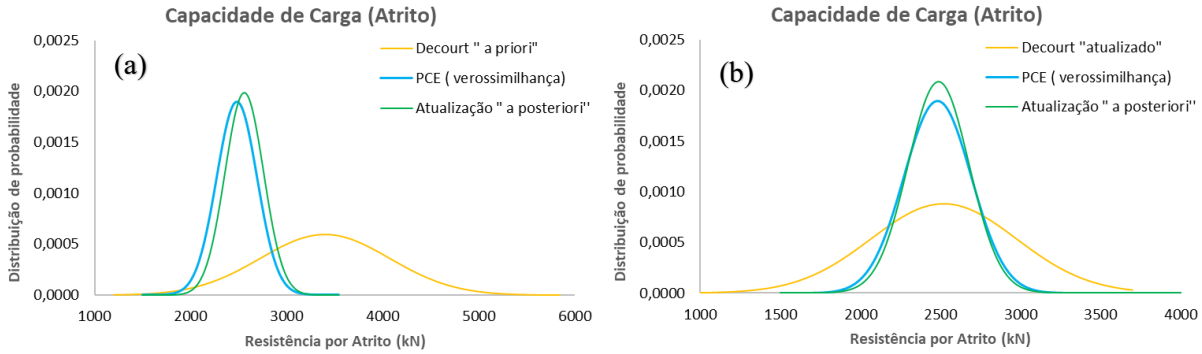


Figura 3 – Coeficiente β (a) original versus (b) calibrado, previsão por (Decourt, 1996).

3.3. Qualidade da Atualização

Analisando-se a qualidade dos processos de atualização bayesiana, observam-se alguns aspectos relevantes. Na Tabela 8 percebe-se, primeiramente, que o método de Aoki-Velloso, mesmo utilizando o coeficiente original, apresentou um indicador de falha reduzido (0,74), indicando que, mesmo sem a atualização, os valores previstos já apresentavam boa aderência aos resultados medidos.

Por outro lado, o método de Monteiro (2000), com seu coeficiente original, foi o que apresentou a maior discrepância entre os resultados previstos e os medidos. Nesse caso, o indicador de falha de -2.2 sugere que o processo de atualização, isoladamente, não seria suficiente para promover um ajuste adequado entre previsão e medição. Entretanto, quando se utiliza o coeficiente ajustado para o método, observa-se uma melhoria significativa nos resultados, passando estes a apresentar níveis satisfatórios de aderência entre os valores previstos e os medidos. O método de Decourt (1996) situa-se de maneira intermediária entre os outros dois

Tabela 8–Indicador de falha da atualização Bayesiana - coeficiente original versus coeficiente ajustado.

Método	Coeficiente original	Indicador de falha	Coeficiente ajustado	Indicador de falha
Aoki-Velloso (1975)	F2 = 4	0,74	F2 = 3,5	-0,07
Monteiro (2000)	F2 = 2,4	-2,2	F2 = 3,7	0,08
Decourt (1996)	β = 1,5	-1,3	β = 1,1	-0,08

4. CONCLUSÃO

A atualização dos coeficientes dos métodos semiempíricos evidenciou comportamentos distintos entre as formulações analisadas. O método de Aoki e Velloso (1975) apresentou pequena variação no coeficiente F2, passando de 4,0 para 3,5, indicando boa aderência inicial aos resultados experimentais. Em contraste, o método de Monteiro (2000) apresentou ajuste mais expressivo, com o coeficiente F2 aumentando de 2,4 para

3,7, evidenciando que sua formulação original tendia a superestimar a parcela de atrito lateral. Esse resultado mostrou-se consistente com o trabalho de Silva (2015), que, a partir de abordagem distinta e utilizando o mesmo banco de dados, também obteve valor de F_2 igual a 3,7. Para o método de Décourt, observou-se redução do coeficiente β de 1,5 para 1,1, valor igualmente próximo ao obtido por Silva (2015), que encontrou β da ordem de 1,0 em análises com menor coeficiente de variação da capacidade de carga.

A aplicação da atualização bayesiana mostrou-se eficaz na redução das incertezas associadas às previsões dos métodos semiempíricos. A qualidade do processo de atualização foi avaliada por meio do indicador de falha (D), cujos resultados indicaram que, na maioria dos casos analisados, as estimativas atualizadas apresentaram desempenho satisfatório, evidenciando a adequação do procedimento de atualização aplicado.

AGRADECIMENTOS

Registro meus sinceros agradecimentos à Universidade Estadual do Rio de Janeiro (UERJ) pela oportunidade de aprofundamento na área de Geotecnia. Agradeço, principalmente, à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio e incentivo à minha jornada acadêmica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AOKI, N. Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. Notas de Aula. Rio de Janeiro: Universidade Gama Filho, 1976.

DECOURT, L. A. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. IN: SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS (SEFE),3., 1996, São Paulo. Anais. São Paulo, v. 1, p. 215–224, 1996.

GUTTORMSEN, T. R. Uncertainty in Offshore Geotechnical Engineering. Application of Bayesian Theory to Pile Driving Predictions. Research Report Societe Nationale Elf Aquitaine. NGI Report 85307-9, 1987.

LACASSE, S. e GOULOIS, A. Reliability Analysis of Axial Pile Capacity. Proceedings of the XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 1989. Anais, Rotterdam, 1989.

LACASSE, S., TAN, A. H. e KEAVENY, J. M. Expert Assistant for Updating Axial pile Capacity from Pile Driving observations. Proc. Field Measurements in Geotechnics. Sorum, Balkema, 1991.

MONTEIRO, P. F. F. Capacidade de carga geotécnica de estacas: critério estático. In: SEFE – SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 4., 2000, São Paulo. Anais... São Paulo: [s.n.], 2000. v. 2, p. 356.

MASSAD, F. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais de ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v. 15, n. 2, p. 103–115, 1992.

MASSAD, F. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte II. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v. 16, n. 2, p. 93–112, 1993.

NASCIMENTO, R. F. Contribuição à confiabilidade de estacas tipo Raiz: Reavaliação de provas de carga estáticas com o método de Massad aplicando a Teoria Bayesiana. 2025. 169 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2025.

SILVA, B. L. M. Contribuição à confiabilidade de estacas tipo raiz através de um estudo de provas de carga estáticas com aplicação da teoria bayesiana. 2015. 230f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

VELLOSO, D. V.; LOPES, F. R. Fundações: Critérios de Projeto | Investigação do Subsolo | Fundações Superficiais | Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

VROUWENVELDER, A. Effects of Inspection on the Reliability of Foundation Piles. In: Barends, F. B. J. (ed), Application of Stress Wave Theory to Piles, Rotterdam, 1992.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/45

Contribuição para Estudos e Projetos de Fundações Profundas em Perfis de Intemperismo Tropical

Renato Marques Cabral
Professor, Universidade Estadual de Goiás - UEG, Anápolis, Brasil, renatocabral@ueg.br

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha
Professora, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, marciamascarenha@ufg.br

José Camapum de Carvalho
Profissional Liberal, Brasília, Brasil, camapumdecarvalho@gmail.com

RESUMO: Devido à presença de manto de intemperismo comumente espesso em regiões de clima tropical, como é o caso de grande parte do Centro-Oeste brasileiro, as fundações profundas têm sido muito utilizadas em obras geotécnicas implantadas nestas regiões. O dimensionamento destas fundações é quase sempre feito tomando-se como base resultados de ensaios SPT e SPT-T sendo de modo menos frequente utilizados outros ensaios de campo e ensaios de laboratório. Após as determinações das capacidades de carga das estacas com fundamento nos estudos realizados é elaborado o projeto da obra e provas de carga são executadas objetivando a averiguação das capacidades de carga definidas. Os estudos de campo e laboratório são, pelas suas próprias especificidades, quase sempre pontuais no tempo e no espaço, o que amplia a relevância de se entender de modo mais amplo o comportamento dos solos que integram o perfil de intemperismo. Nesse sentido, o presente artigo além de apresentar resultados de análises de composição mineralógica e estrutural e do comportamento mecânico do perfil de solo estudado por meio de ensaios de laboratório, apresenta resultados de SPT-T e provas de carga sobre estacas executadas a trado no trecho do perfil correspondente aos solos profundamente intemperizados e de transição em situação não saturada. As provas de carga executadas foram do tipo lento com repetições de ensaios sobre as mesmas estacas em diferentes épocas do ano de modo a se analisar o impacto das variações sazonais da sucção presente no solo sobre o comportamento das estacas.

PALAVRAS-CHAVE: Comportamento Mecânico, Estacas Escavadas, Microestrutura, Mineralogia, Sucção.

ABSTRACT: Due to the presence of a commonly thick weathering mantle in tropical climates, such as much of the Brazilian Midwest, deep foundations have been widely used in geotechnical works implemented in these regions. The design of these foundations is almost always based on the results of SPT and SPT-T tests, with other field and laboratory tests being used less frequently. After determining the load-bearing capacities of the piles based on the studies carried out, the project design is developed and load tests are performed to verify the defined load-bearing capacities. Field and laboratory studies, due to their specific characteristics, are almost always punctual in time and space, which increases the relevance of understanding more broadly the behavior of the soils that make up the weathering profile. In this sense, this article, in addition to presenting results of mineralogical and structural composition analyses and the mechanical behavior of the soil profile studied through laboratory tests, presents results of SPT-T and load tests on piles executed with an auger in the section of the profile corresponding to deeply weathered and transitional soils in an unsaturated situation. The load tests performed were of the slow type with repetitions of tests on the same piles at different times of the year in order to analyze the impact of seasonal variations in soil suction on the behavior of the piles.

KEYWORDS: Mechanical Behavior, Bored Piles, Microstructure, Mineralogy, Suction.

1 INTRODUÇÃO

Os estudos, projetos e execução de fundações profundas no manto de solo tropical profundamente intemperizado requer cuidados especiais devido, em especial, às suas particularidades mineralógicas, estruturais e de umidade inferior à de saturação e a seu comportamento predominantemente colapsível. Tais

particularidades conferem a estes solos certa dinâmica espacial e temporal quando da implantação de uma obra, sendo que, nestes solos, é comum o uso de estacas escavadas em edificações em que se gera pequenas cargas nas fundações.

Guimarães (2002) fez um amplo estudo sobre o comportamento de estacas escavadas a trado no manto não saturado de um perfil de intemperismo tropical. Para melhor entendimento do comportamento das estacas foram realizados ensaios SPT-T em diferentes épocas do ano e ensaios de laboratório destinados a caracterizar os solos quanto às propriedades químico-mineralógicas e físicas e quanto ao comportamento mecânico.

Algumas vezes em nível de pesquisa torna-se necessária a repetição das provas de carga em uma mesma estaca. Voltando o olhar para uma obra já concluída e sendo usada, a repetição de carregamentos e descarregamentos a partir de um determinado nível de carga é muitas vezes frequente sob imposição do próprio uso da edificação. Mascarenha (2003) realizou provas de carga repetidas ao longo do ano sobre estacas escavadas apresentando 30 cm de diâmetro e profundidade variando entre 7,5 m e 8 m assentes no início da transição para o solo saprolítico. Estas estacas foram implantadas no mesmo local e são similares às utilizadas por Guimarães (2002). Os autores citados também realizaram provas de carga em diferentes épocas do ano para averiguar o impacto da sucção no comportamento das estacas.

Estudos mais recentes como o realizado por Ayala (2020) apontam para o fato de que não só a sucção como também a alteração do solo com o tempo pode intervir na capacidade de carga das estacas implantadas neste tipo de solo. Silva *et al*. (2008) constataram uma significativa perda de capacidade de carga ao analisarem o comportamento de tirantes alguns anos após suas implantações. Esses estudos indicam a necessidade de se considerar particularidades relacionadas às propriedades químico-mineralógicas e estruturais destes solos e a possibilidade de sua degradação ao longo do tempo.

Considerando-se as particularidades dos solos tropicais profundamente intemperizados os resultados que serão apresentados no artigo e suas análises contribuirão pela sua amplitude para a melhoria dos estudos e projetos de fundações profundas, em especial das estacas escavadas a trado situadas no manto de intemperismo tropical profundamente intemperizado.

2 PROPRIEDADES MINERALÓGICAS E FÍSICAS DO PERFIL DE SOLO ANALISADO

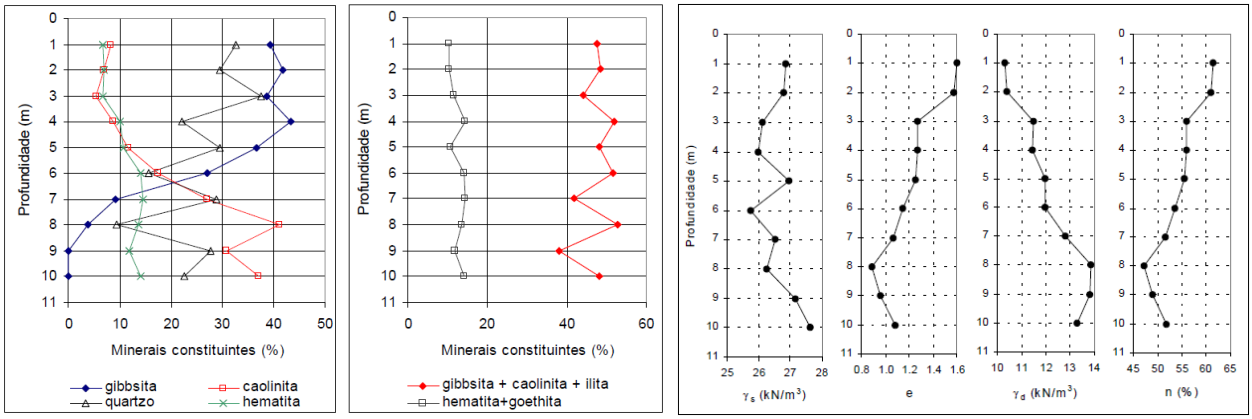
As propriedades mineralógicas e físicas do perfil de solo no qual se implantou as fundações objeto do presente artigo são apresentadas na Figura 1 a seguir. A Figura 1a apresenta a mineralogia do perfil de solo analisado (Carvalho 1995). Merecem destaque nesta figura o fato de que o teor de gibbsita diminui e o de caulinita aumenta com a profundidade assim como o fato da soma dos teores de gibbsita, caulinita e ilita ser praticamente constante com a profundidade apontando assim para a característica residual do perfil.

Nesta mesma figura observa-se certo paralelismo entre o perfil de quartzo e de gibbsita até a profundidade de 6 metros e entre o perfil de quartzo e de ilita a partir desta profundidade, o que sinaliza para a presença de quartzo neoformado. Outro aspecto relevante diz respeito ao perfil correspondente a soma de hematita com goethita manter-se praticamente constante ao longo da profundidade apontando para certa constância do teor de ferro ao longo do perfil cabendo destacar que os oxi-hidróxidos de ferro e alumínio são geralmente agentes cimentantes que contribuem para a formação de agregados e microagregados nos solos tropicais profundamente intemperizados.

A Figura 1b (Guimarães, 2002), mostra que o peso específico dos grãos varia pouco ao longo do perfil enquanto o índice de vazios e a porosidade diminuem e o específico aparente seco aumenta de modo significativo quando se amplia a profundidade no perfil. Tais comportamentos refletem a relevância da agregação e formação de macroporos no solo intemperizado.

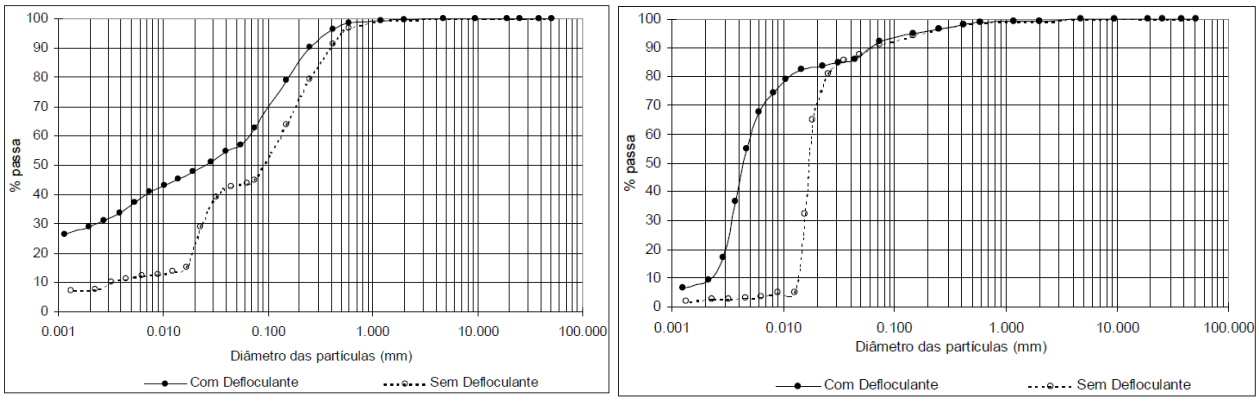
As Figuras 2a e 2b mostram as curvas granulométricas obtidas por meio de análises granulométricas executadas com e sem o uso de defloculante. Observa-se a presença marcante de agregados na amostra coletada a 2 m de profundidade e de pacotes de silte na amostra coletada a 9 m de profundidade. Estas figuras indicam a sensibilidade das agregações a certos agentes químicos, que no caso foi o hexametafosfato de sódio, mas no caso das estacas concretadas *in situ* os agentes químicos oriundos do cimento que compõe o concreto podem atuar desagregando o solo. Ayala (2020) mostrou ao estudar um solo superficial do mesmo local que ele apresentava potencial de desagregação quando em presença de cal hidratada. Destaca-se ainda que os

resultados obtidos por Guimarães (2002) indicam a desagregação e destruição de pacotes de argila para a amostra que integra a zona de transição coletada a 9 m de profundidade.



(a) (b)

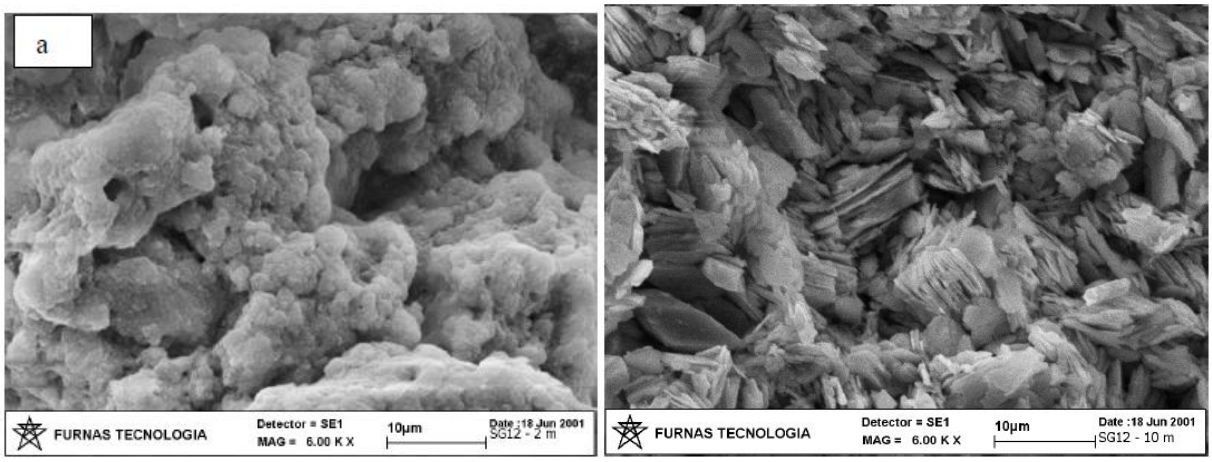
Figura 1. Composição mineralógica (a) e características físicas (b) do perfil de solo analisado. Adaptada de Carvalho (1995) e Guimarães (2002).



(b) (b)

Figura 2. Curvas granulométricas obtidas para 2 m (a) e 9 m (b) de profundidade.

A Figura 3a mostra a presença de agregados e de macro e microporos no solo profundamente intemperizado coletado a 2 m de profundidade. Já a Figura 3b mostra que o solo pouco intemperizado, solo saprolítico, é predominantemente formado por pacotes de silte apresentando maior uniformidade na distribuição de poros.



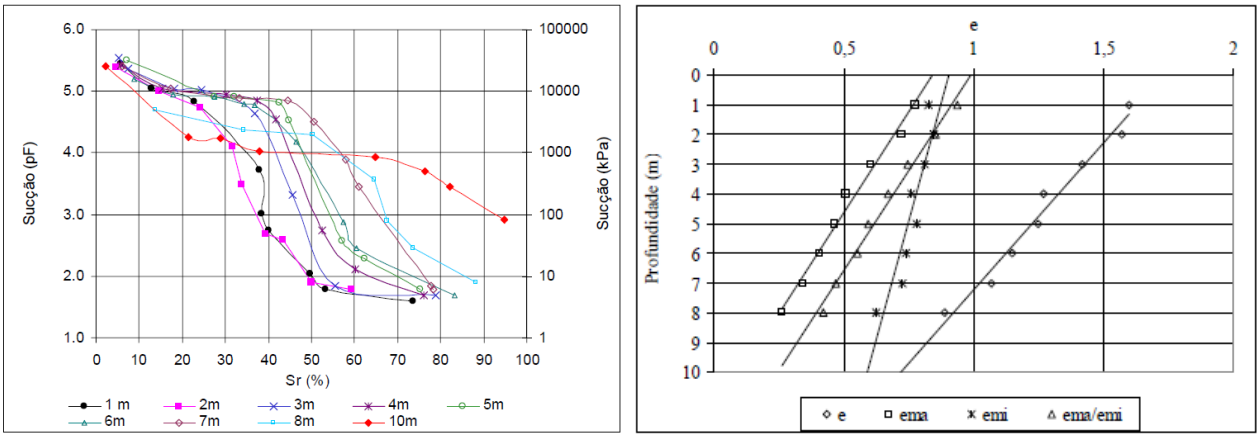
(a) (b)

Figura 3. Microestrutura do solo coletado a 2 m (a) e 10 m (b) de profundidade.

Estes resultados são importantes, pois apontam para a necessidade de cuidados especiais quando se estuda e se usa os solos tropicais requerendo que se tenha um olhar distinto daquele convencionalmente adotado para os solos não tropicais. Exemplificando, Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021) mostraram que nas análises dos limites de Atterberg deve-se desconsiderar a água presente no interior das agregações.

3 CURVAS CARACTERÍSTICAS

A Figura 4a apresenta as curvas características matriciais obtidas para amostras indeformadas coletadas no perfil de solo analisado e a Figura 4b apresenta os índices de vazios totais (e), dos macroporos (ema), dos microporos (emi) e a relação entre ema e emi. Verifica-se na Figura 4a que o grau de saturação correspondente ao término de entrada de ar nos macroporos aumenta com o aumento da profundidade, sendo que para a profundidade de 10 m a macroporosidade se torna inexistente, o mesmo ocorrendo para o grau de saturação correspondente a entrada de ar nos microporos, o que reflete em um certo paralelismo entre as curvas características. A distribuição de poros interfere diretamente na curva característica dos solos agregados e conhecê-la torna-se relevante ao se analisar as propriedades e comportamento destes solos (Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. 2021), cabendo lembrar que por tratar-se de perfil de solo não saturado a umidade do solo varia ao longo do ano em consequência do regime de precipitação (Figura 5).



(a) (b)

Figura 4. (a) Curvas características; (b) índices de vazios global (e), dos macroporos (ema) e dos microporos (emi) e relação ema/emi.

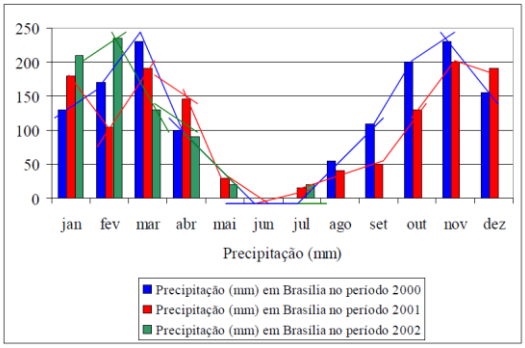
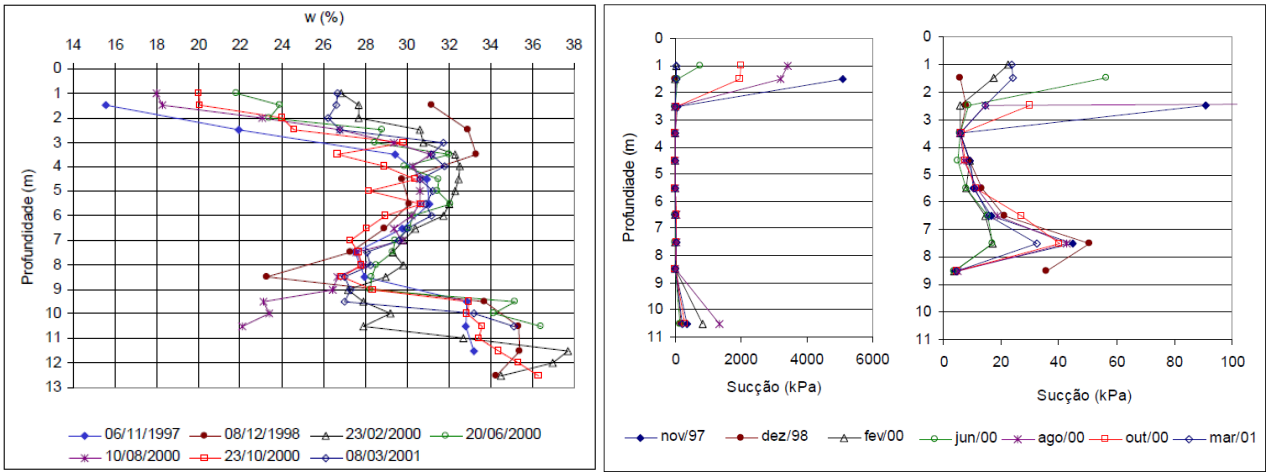


Figura 5. Pluviometria dos anos 2000, 2001 e 2002 (modificado - Instituto Nacional de Meteorologia, 2002).

Considerando-se os índices de vazios ao longo do perfil (Figura 1b), os perfis de umidade obtidos ao longo do ano (Figura 6a), as curvas características obtidas para as diferentes profundidades (Figura 4a) analisou-se os perfis de sucção ao longo do ano (Figura 6b), constatando-se que as variações no perfil de solo estudado são mais significativas nos 3 primeiros metros e nas zonas de transição e correspondente ao solo

saprolítico menos intemperizado (7,5 m a 10,5 m). No trecho mais superficial isso ocorre, pois ele corresponde a zona ativa mais susceptível aos efeitos da evaporação e precipitação e no trecho mais profundo isso ocorre devido ao fato do solo ser menos poroso contribuindo para o acúmulo de umidade no período chuvoso.

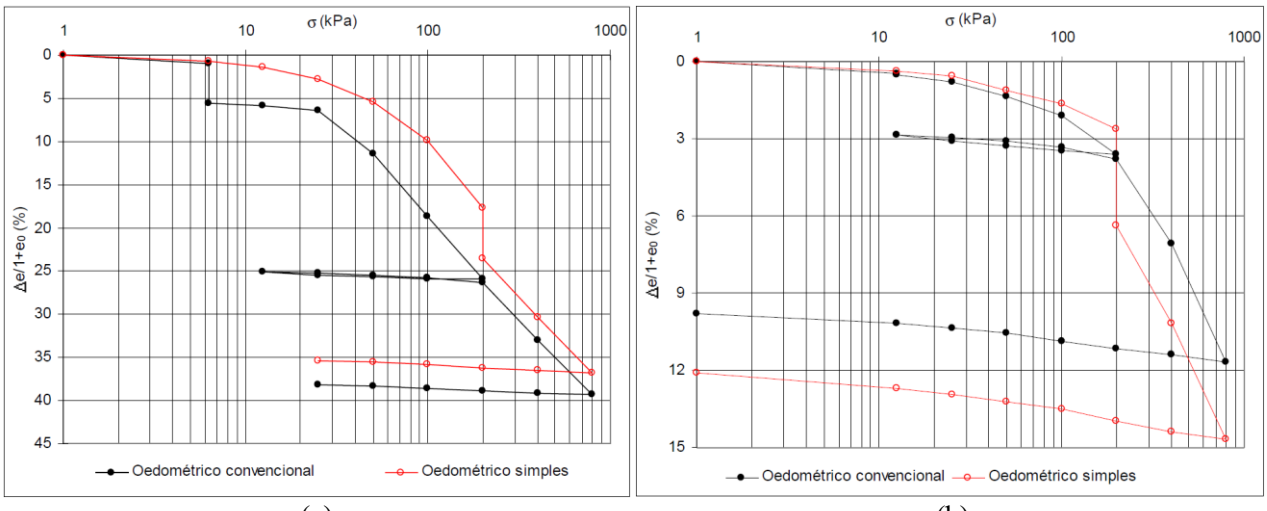


(a) (b)

Figura 6. Variações de umidade (a) e sucção ao longo do perfil (b) que ocorrem entre diferentes datas.

4 COMPORTAMENTO MECÂNICO

As Figuras 7a e 7b confirmam a natureza colapsível do perfil de solo até a profundidade de 8 m. Nestas Figuras o ensaio oedométrico convencional corresponde aos corpos de prova inundados no início dos ensaios e o ensaio oedométrico simples corresponde ao solo inundado após consolidação sob a tensão de 200 kPa. É importante observar a diferença de comportamento entre as duas profundidades ao se comparar as curvas obtidas nos dois experimentos. Elas indicam que vários são os fatores intervenientes e que eles estão a mudar com o nível de intemperização sofrido pelo solo.



(a) (b)

Figura 7. Ensaios oedométricos obtidos para a mostras coletadas a 2 m (a) e 8 m (b) de profundidade.

A Figura 8 apresenta os resultados de coesão obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto realizados nos planos horizontal e vertical e por meio de ensaios triaxiais. As amostras encontravam-se em estado não saturado e foram coletadas ao longo do perfil de intemperismo. As curvas características mostradas na Figura 4a indicam pequenas variações na sucção na zona de macroporosidade o que leva a estas pequenas variações de coesão observadas para as sucções menores que o pF de aproximadamente 2 (Figura 8). Observa-se na Figura 8b que os resultados de coesão obtidos para o cisalhamento no plano vertical tendem a ser

inferiores aos obtidos para o cisalhamento no plano horizontal, apontando para o fato de que se faz necessário analisar a estrutura do solo em suas particularidades. No presente caso o perfil de solo é praticamente horizontal e o fluxo de água se dá de modo predominante na direção vertical, o que justifica a diferença obtida em função da estrutura imposta ao solo pelo fluxo.

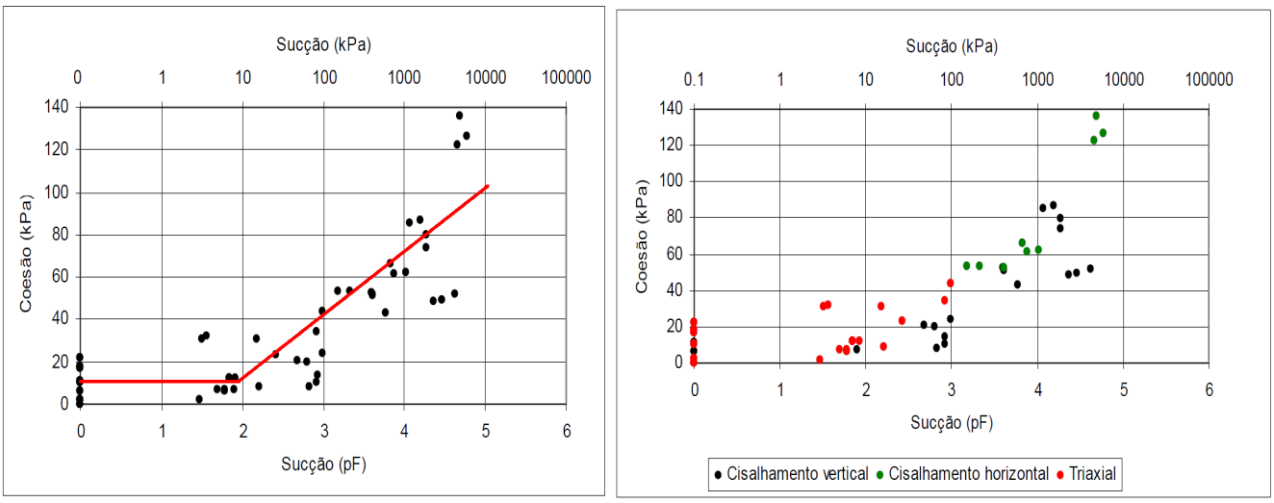
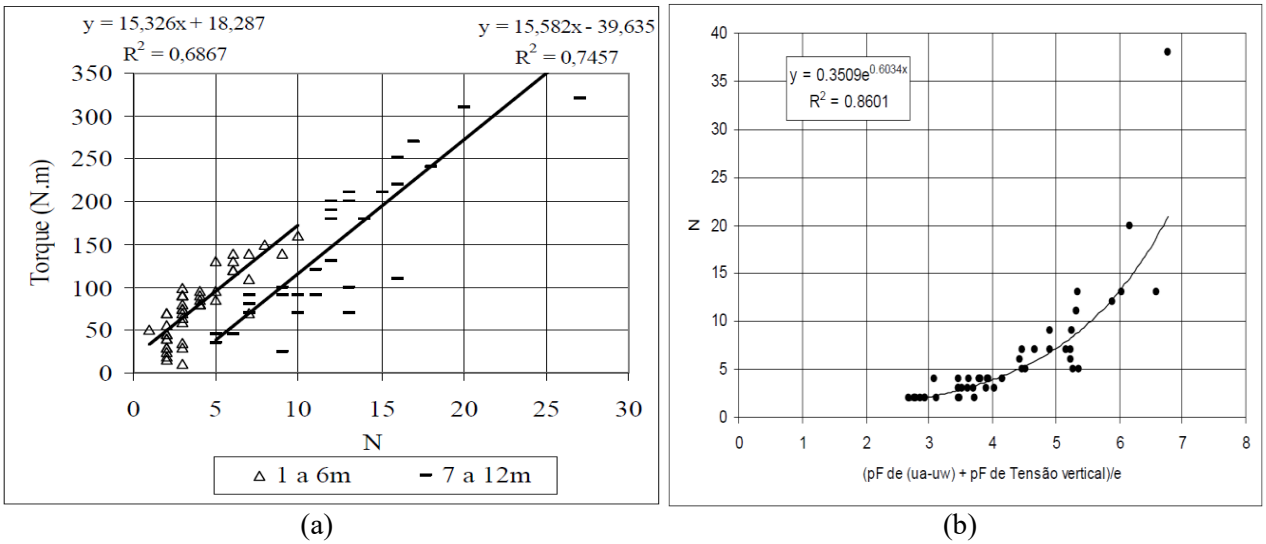


Figura 8. Coesão em função da sucção em pF.

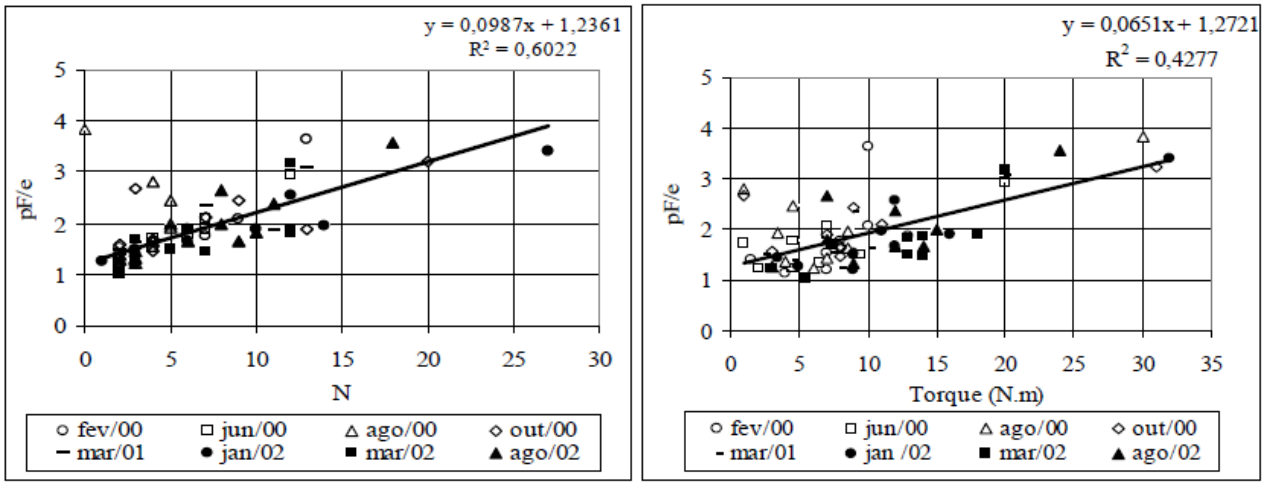
Considerando-se os resultados de SPT-T, a Figura 9a mostra que o torque aumenta com o número de golpes do ensaio SPT, alterando levemente o comportamento entre o solo profundamente intemperizado e o solo menos intemperizado. Na Figura 9b observa-se que este número de golpes aumenta com o somatório do pF da sucção com o pF da tensão vertical normalizado pelo índice de vazios, ou seja, o comportamento de uma estaca implantada no perfil de intemperismo tropical em estado não saturado será função da sucção e do estado de tensões assim como da porosidade e sua distribuição no solo.



(a) (b)

Figura 9. (a) Relação entre o torque e o N SPT; (b) N em função da sucção, da tensão vertical e de e.

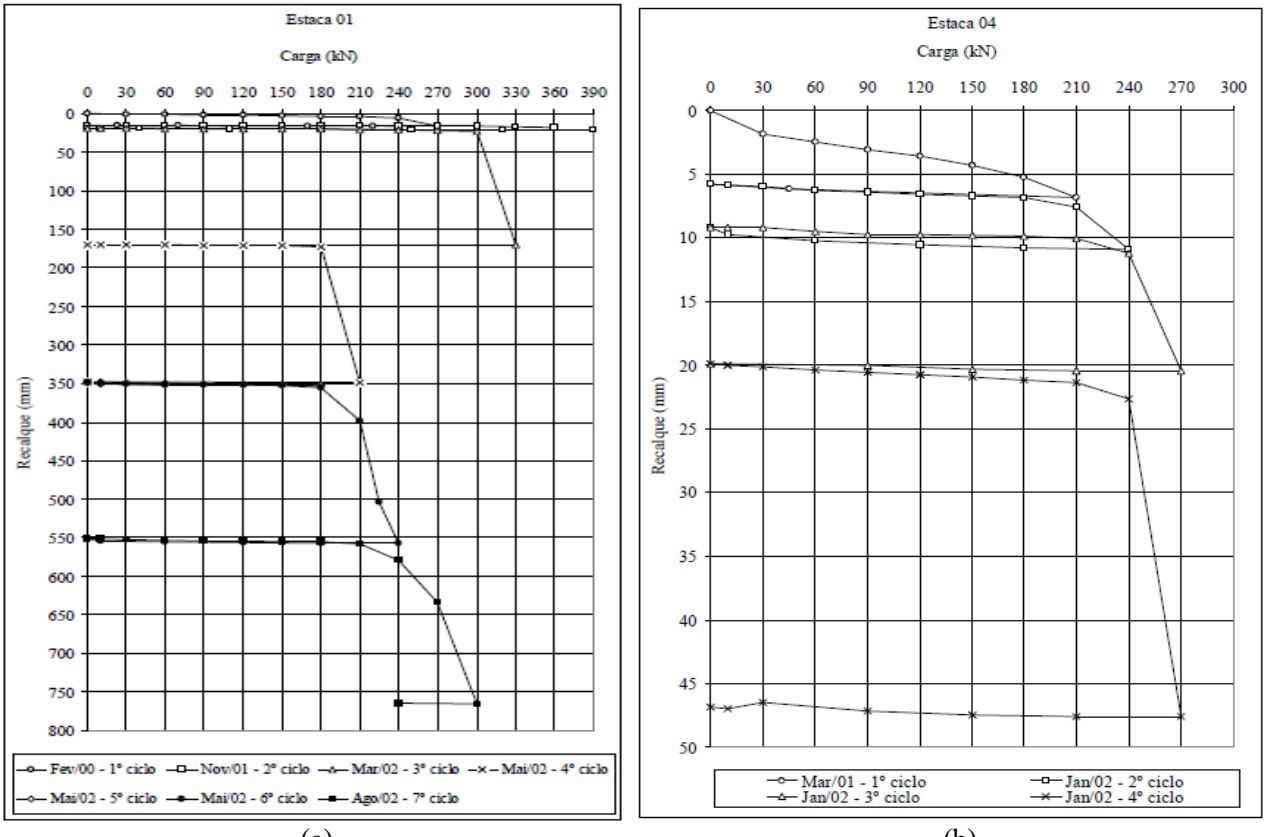
As Figuras 10a e 10b mostram, respectivamente, que o número de golpes (N) e o torque aumentam com a relação pF/e, indicando que tanto a sucção que varia com a umidade do solo ao longo do ano como o índice de vazios que varia ao longo do perfil interferem diretamente no comportamento mecânico do solo e, portanto, do desempenho das estacas implantadas em perfis de solos não saturados



(a) (b)

Figura 10. (a) Relação N x pF/e; (b) Relação Torque x pF/e.

As Figuras 11a e 11b apresentam os resultados obtidos em provas de carga realizadas de modo repetitivo em duas estacas distintas. Observa-se nestes resultados que, por tratar-se de um perfil de solo colapsível ,os recalques gerados pelo carregamento são predominantemente irreversíveis. Observa-se ainda que, na estaca 1 ,os resultado das provas de carga correspondentes ao 4º e 6º ciclos realizadas em maio de 2002 assim como o 2º, 3º e 4º ciclos de provas de cargas realizadas na estaca 4 apresentam para cada estaca comportamentos similares, no entanto, ao se comparar para a estaca 1 estes resultados com os obtidos em agosto de 2002 verifica-se uma significativa melhoria no comportamento quando a prova de carga foi realizada em período de seca, indicando a relevância da sucção para o comportamento destas fundações implantadas em perfis de solos tropicais não saturados.



(a) (b)

Figura 11. (a) Provas de carga realizadas na estaca 1; (b) Provas de carga realizadas na estaca 4.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados apresentados neste artigo constam das dissertações de mestrado de Guimarães (2002) e Mascarenha (2003). Eles mostram de modo objetivo e claro que as propriedades mineralógicas e físicas e o comportamento dos solos tropicais profundamente intemperizados variam ao longo do perfil segundo o grau de intemperismo sofrido pelo solo. Eles mostram ainda que o comportamento mecânico nestes perfis de solo não saturados sofre influência direta da sucção atuante sendo relevante considerar ainda a distribuição de poros e não apenas a porosidade do solo. A Figura 12 mostra que de modo simplificado e estimativo ser possível considerar o impacto do índice de umidade (IHU) obtido com valores da evaporação real (ER) no comportamento de estacas implantadas neste tipo de solo.

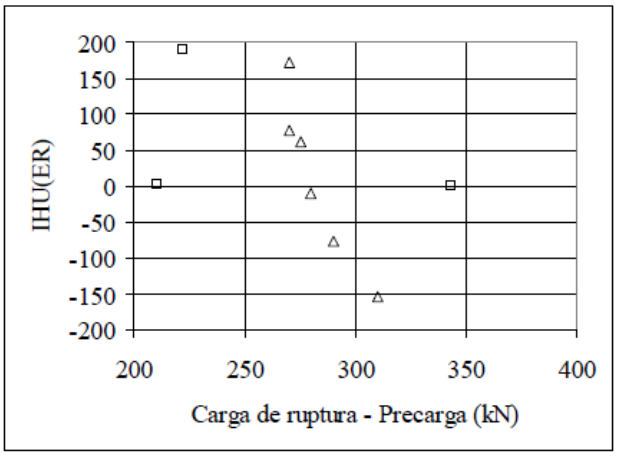


Figura 12. Influência do índice de umidade na carga de ruptura de estacas.

AGRADECIMENTOS

Os autores(a) agradecem ao CNPq e à CAPES pelo apoio dado no desenvolvimento das pesquisas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ayala, R. J. L. (2020). Melhoria de solos com fibras provenientes da indústria avícola. Brasília: Tese de Doutorado, G.TD-159/2020, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 272 p.

Camapum de Carvalho, J., Gitirana Jr, G.F.N. (2021) Unsaturated soils in the context of tropical soils. *Soils and Rocks*, v. 44, n. 3, p. 1-25. DOI: 10.28927/SR.2021.068121. www.soilsandrocks.com

Carvalho, M. N. (1995). Análise mineralógica de um perfil de solo do Distrito Federal através de raios X. Seminário sobre Geotecnia dos Solos Tropicais. Universidade de Brasília, pp 1-7

Guimarães, R. C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-091A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183p.

Instituto Nacional de Meteorologia (2002). Climatologia, Gráficos. Consultada em www.inmet.gov.br no dia 01/02/2003.

Mascarenha, M. M. dos A. (2003). Influência do Recarregamento e da Sucção na Capacidade de Carga de Estacas Escavadas em Solos Porosos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-098A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 165p.

Silva, C. M., Cordão Neto, M. P., Ribeiro, L. F. M. & Soares, E. (2008). Perda da capacidade de carga de tirantes executados na argila porosa de Brasília. Proc. *XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. ABMS, BÚZIOS. 367-372.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/46

Controle de Recalques Diferenciais com Inclusões Rígidas em Solos Colapsíveis no Encontro de um Viaduto

Juan Felix Rodrguez Rebolledo
Professor, PPG-Geotecnia, UnB, Brasília, Brasil, jrodriguezr72@unb.br

Carlos Medeiros Silva
Diretor Técnico, EMBRE Engenharia e Fundações, Brasíla, Brasil carlos@embre.com.br

Laura Natalia Cucaita Vargas
Estudante de Doutorado, Universidad Nacional Autónoma de México, México, nataliacucaitav@gmail.com

Raquel Pascally do Nascimento Ferreira
Estudante de Mestrado, PPG-Geotecnia, UnB, Brasília, Brasil, raquelpascally@hotmail.com

RESUMO: Este trabalho analisa o desafio dos solos colapsíveis em obras de infraestrutura no Centro-Oeste brasileiro, focando no encontro de um viaduto em Planaltina-DF. O subsolo local, composto por argila arenosa porosa de baixa resistência, apresenta elevado potencial de colapso por umedecimento, com recalques estimados em até 23 cm em ensaios edométricos. O estudo avaliou o uso de inclusões rígidas como estratégia para aumentar a rigidez do subleito e mitigar recalques diferenciais na transição entre o aterro e a estrutura de concreto. A metodologia envolveu modelagem numérica no software Plaxis 3D, utilizando o modelo Barcelona Basic Model (BBM) para simular a variação de sucção. Os resultados indicaram que, sem reforço, os recalques atingiriam 42 cm; contudo, a implementação de inclusões rígidas reduziu esse valor para 9 cm, representando uma diminuição de 80% e proporcionando uma transição de rigidez mais suave. Conclui-se que as inclusões rígidas são uma solução eficiente para o controle de deformações em solos colapsíveis, sendo fundamental a associação com sistemas de drenagem e instrumentação de campo para garantir a durabilidade e o desempenho global da infraestrutura viária.

PALAVRAS-CHAVE: solos colapsíveis, encontro de um viaduto, recalques, modelagem numérica, modelo Barcelona Basic Model

ABSTRACT: This study analyzes the challenge of collapsible soils in infrastructure works in Brazil's Midwest, focusing on the junction of a viaduct in Planaltina-DF. The local subsoil, composed of porous sandy clay with low resistance, presents a high potential for collapse due to wetting, with estimated settlements of up to 23 cm in oedometer tests. The research evaluated the use of rigid inclusions as a strategy to increase the stiffness of the subgrade and mitigate differential settlements at the transition between the embankment and the concrete structure. The methodology involved numerical modeling using the Plaxis 3D software, employing the Barcelona Basic Model (BBM) to simulate suction variation. Results indicated that without reinforcement, settlements would reach 42 cm; however, the implementation of rigid inclusions reduced this value to 9 cm, representing an 80% decrease and providing a smoother stiffness transition. It is concluded that rigid inclusions are an effective solution for controlling deformations in collapsible soils, with the association of drainage systems and field instrumentation being essential to ensure the durability and overall performance of road infrastructure.

KEYWORDS: collapsible soils, junction of a viaduct, settlements, numerical modeling, Barcelona Basic Model

1 INTRODUÇÃO

Os solos colapsíveis representam um desafio significativo para obras de infraestrutura no Centro-Oeste brasileiro, especialmente nas interfaces de obras de arte especiais, onde a variação de rigidez entre o aterro e

a estrutura de concreto pode amplificar os recalques diferenciais. Este estudo apresenta uma investigação realizada no viaduto localizado em Planaltina-DF, onde o subsolo é composto por argila arenosa vermelha porosa, caracterizada por baixa resistência (N_{SPT} < 5 golpes) e elevada suscetibilidade ao colapso em decorrência do umedecimento.

Ensaios edométricos simples e duplos, realizados em amostras da camada crítica (1,5–6,0 m), indicaram potenciais de colapso variando entre 0,35% e 4,6%, correspondendo a recalques potenciais de até 23 cm apenas nesse horizonte. Diante dessas condições, foi avaliada a adoção de inclusões rígidas (solo-cimento ou concreto) como mecanismo para aumentar a rigidez do subleito do aterro de encontro, redistribuir tensões e reduzir deformações diferenciais ao longo da transição entre o aterro e o viaduto.

A análise numérica foi conduzida utilizando o software Plaxis 3D, adotando o modelo Hardening Soil (HSM, Schanz et al., 1999; Bentley, 2024a) para os solos menos deformáveis e o modelo Barcelona Basic Model (BBM, Alonso et al., 1990; Bentley, 2024b) para representar o colapso induzido por variações de sucção na argila porosa. Dois cenários foram comparados: (i) aterro executado sem inclusões rígidas e (ii) aterro reforçado com inclusões de diâmetro entre 50 e 70 cm.

O estudo demonstra que as inclusões rígidas constituem uma solução eficaz para obras sobre solos colapsíveis, especialmente nas interfaces de pontes, onde a compatibilização de rigidez é fundamental para o desempenho global e a durabilidade da infraestrutura. Recomenda-se a instrumentação do aterro durante a construção, bem como a implementação de medidas permanentes de drenagem para minimizar as variações de umidade no maciço.

2 CARACTERÍSTICAS GERAIS DO PROJETO

2.1 Localização

O trecho de estudo está situado na interseção entre a via BR-20/DF e a via DF128, no município de Planaltina, Distrito Federal, Figura 1. Os muros de arrimo analisados neste estudo são os da via BR-20/DF, com um comprimento total da ordem de 140 m, e altura máxima de aproximadamente 6,4 m.



Figura 1. Localização do local de estudo.

2.2 Informações geotécnicas

A caracterização geotécnica da área foi realizada por meio de 17 sondagens a percussão simples, distribuídas ao longo da interseção entre as vias BR-20/DF e DF-128. As profundidades das sondagens variam entre 10 e 15 metros, permitindo uma avaliação detalhada do perfil do solo na região.

Com base nos perfis geotécnicos obtidos e apresentados na Figura 2, foram identificadas quatro principais camadas de solo:

1. **Camada superficial de aterro (0 a 1,5 m)**: Esta camada é composta por material de aterro, localizada entre a superfície e 1,5 metro de profundidade.
2. **Argila arenosa vermelha, colapsível (1,5 a 6 m)**: A segunda camada consiste em argila arenosa de cor vermelha, com consistência variando de muito mole a mole (N_{SPT} < 5). Este tipo de solo é reconhecido por sua colapsibilidade.

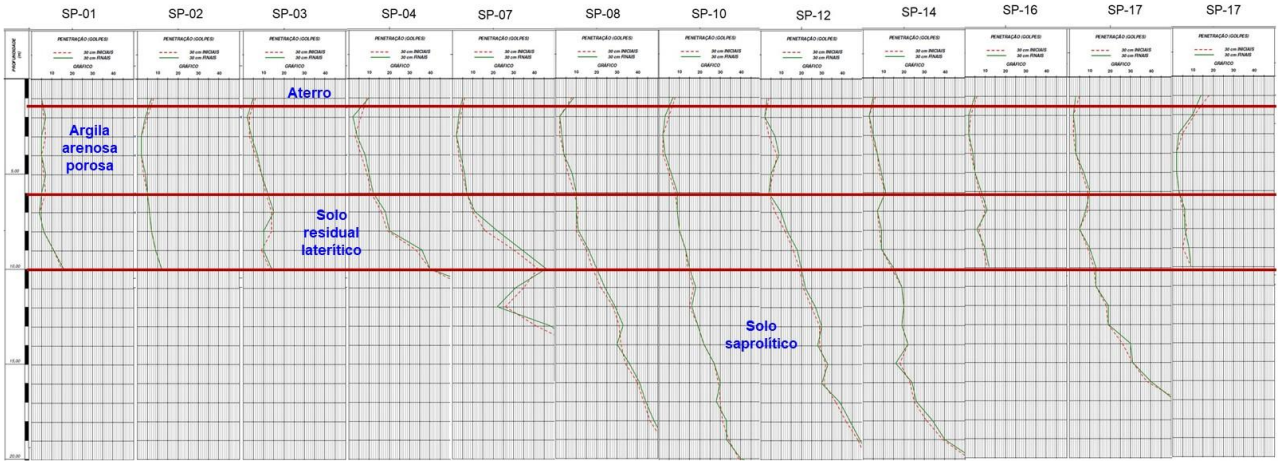


Figura 2. Perfil estratigráfico do trecho de estudo

3. **Solo residual laterítico (6 a 10 m)**: Entre 6 e 10 metros de profundidade, encontra-se um solo residual laterítico, composto principalmente por argila com pedregulho de cor amarelada e consistência variando de mole a média ($5 < N_{SPT} < 15$).
4. **Solo provavelmente saprolítico (10 a 20 m)**: A partir de 10 até 20 metros de profundidade, há uma camada de solo provavelmente saprolítico, formada por argila com fragmentos de rocha e consistência de média a dura ($N_{SPT} > 15$).

É importante destacar que a camada de argila arenosa vermelha (1,5 a 6 m), típica da zona de projeto e dos solos tropicais superficiais do Distrito Federal, apresenta baixa resistência à penetração, altos índices de vazios e uma estrutura altamente instável quando submetida a aumento de umidade e/ou alteração no estado de tensões, podendo desenvolver variações de volume concomitantes com o fator indutor, fenômeno denominado colapso. Esse comportamento foi confirmado pelos ensaios de adensamento realizados, nos quais foram medidos potenciais de colapso variando de 0,35% a 4,6%. Para uma camada com espessura da ordem de 5 m, isso pode representar um recalque por colapso de 2 a 23 cm.

Conforme indicado na NBR 6122 (ABNT, 2022), item 7.5.3, é importante considerar a possibilidade de encharcamento em solos colapsíveis, devido a fatores como vazamentos de tubulações de água ou elevação do lençol freático. Essas características devem ser levadas em conta no projeto e no método construtivo. Assim, segundo a Norma, o fenômeno do colapso deve ser considerado nas análises de projeto. Sabe-se que os resultados das provas de carga, quando realizados em perfis de solo não saturados e na umidade natural, nem sempre refletem as condições reais que as fundações da edificação enfrentarão ao longo de sua vida útil, agravado pelo fato de que a condição de colapsibilidade do solo local está amplamente documentada na literatura técnica nacional e internacional.

De acordo com Camapum de Carvalho et al. (2015), o aumento da umidade resulta na redução da resistência nos contatos interpartículas, frequentemente devido à diminuição da sucção, rearranjo estrutural e uma nova condição de equilíbrio sob a carga atuante e o novo teor de umidade. A esse fenômeno, denomina-se colapso, conferindo o título de solo colapsível ou colapsável aos solos que experimentam este fenômeno. Embora o colapso tenha um significado amplo em engenharia, em Geotecnia, a palavra passou a expressar a redução de volume demonstrada por certos solos quando umedecidos. Nessa perspectiva, os solos são designados como verdadeiramente colapsíveis quando experimentam a redução de volume por umedecimento sob peso próprio e condicionalmente colapsíveis quando a redução de volume ocorre sob a ação de uma sobrecarga adicional.

Qualquer surgimento aleatório de uma fonte de água que inunde o solo colapsível, em quantidades suficientes e sob uma determinada tensão constante (peso próprio ou sobrecarga), resulta em colapso de sua estrutura. Algumas dessas eventuais inundações podem incluir infiltrações de água de chuva, rupturas de tubulações de esgoto ou água, fissuras em reservatórios enterrados, entre outras (Cintra, 1998; Cintra e Aoki, 2013).

2.3 Características dos Muros de Arrimo

Os muros de arrimo analisados neste projeto são compostos por aterros de solo compactado e reforçado. Apresentam uma altura máxima nos pontos de encontro de aproximadamente 6,4 m. A largura dos muros é de 35,2 m, e na base, prevê-se a implantação de uma camada de solo compactado com 1,5 m de espessura, o que contribui para a distribuição uniforme das cargas.

O comprimento total dos aterros pode alcançar até 260 m ao longo do trecho em estudo. Entretanto, a parte do aterro reforçado corresponde a aproximadamente 140 m, apresentando variações de altura entre 3 e 6,4 metros.

Como solução de fundação, para evitar recalques súbitos entre os apoios da estrutura da ponte, foi propôs o uso de inclusões de solo-cimento com diâmetros de 0,5 e/ou 0,7 m. Essas inclusões serão distribuídas da forma seguinte: o espaçamento será menor na parte próxima ao encontro, com 1,5 m, aumentando gradualmente até 3,0 m na seção mais afastada.

As inclusões são elementos cilíndricos ou prismáticos que não têm contato direto com a fundação (radier ou sapata) e podem ser inseridas no solo utilizando diversas técnicas, como estaca escavada, estaca encamisada, estaca cravada de concreto pré-moldado, estaca cravada de aço, microestaca, estaca hélice contínua, *low-pressure grouting*, *jet grouting* e colunas de brita. Essas opções representam qualquer tipo de fundação profunda que possua uma rigidez consideravelmente maior que a do solo de fundação reforçado (Rodríguez-Rebolledo et al., 2019).

Estudos fundamentados em análises numéricas, modelos em centrífuga geotécnica e experimentos físicos em escala real, conduzidos por Rodríguez-Rebolledo et al. (2019, 2022), Buritica-Garcia et al. (2021) e Santos-Neta et al. (2025), demonstram que a adoção de fundações com inclusões rígidas em solos colapsíveis do Distrito Federal constitui uma solução eficaz para o controle de recalques totais e diferenciais, tanto durante a construção quanto na fase de operação das estruturas. Essa abordagem pode reduzir os recalques totais calculados, incluindo o colapso, em até 80%.

Entretanto, a presença de uma plataforma de transferência de carga (solo compactado) posicionada entre a estrutura (solo reforçado) e o solo circundante resulta em um comportamento distinto em comparação ao método convencional de estacas. A camada de solo compactado desempenha um papel crucial na garantia da transferência de carregamento nas cabeças das inclusões rígidas, permitindo, assim, o desenvolvimento de recalques uniformes. Buritica-Garcia et al. (2021) comprovam que uma solução prática para a camada de distribuição de carga pode ser o uso do solo superficial laterítico, abundante na região do Distrito Federal, compactado, com ou sem cimento.

3 MODELAGEM NUMÉRICA

3.1 Estratigrafia e Propriedades

Para a modelagem numérica, foi considerada a estratigrafia definida no item 2.2 (Figura 2). A simulação do comportamento do solo neste projeto apresenta um grau considerável de complexidade, devido ao caráter tridimensional do problema, à magnitude dos carregamentos transferidos para o subsolo e à possibilidade de colapso, tanto por peso quanto pela saturação da camada de argila arenosa porosa durante a operação da estrutura.

Modelos constitutivos tradicionais, como o Mohr-Coulomb, não são adequados para simular esse comportamento, uma vez que são modelos linear-perfeitamente plásticos. Isso implica que a rigidez não varia com o nível de tensões (sejam elas provenientes de carregamento ou descarregamento), e as deformações permanentes ocorrem apenas quando o solo se rompe. Neste estudo, utilizou-se o modelo Hardening Soil (HS, Schanz et al., 1999) do software Plaxis (Bentley 2024a), que permite simular as variações na rigidez cisalhante e volumétrica do solo em função do nível de tensões, empregando funções hiperbólicas que se ajustam de maneira mais precisa ao comportamento do solo.

Para simular o comportamento da argila arenosa porosa, foi adotada a versão implementada no Plaxis (Bentley, 2024b) do modelo Barcelona Basic Model (BBM, Alonso et al., 1990). Esse modelo possibilita representar o colapso do solo quando submetido a carregamentos e a alterações na umidade, que podem ocorrer durante as temporadas de chuvas ou em decorrência de vazamentos na rede de esgoto ou de água potável. As propriedades utilizadas para o modelo HS foram obtidas de Rodríguez-Rebolledo et al. (2019b), enquanto as do BBM de Santos-Neta et al. (2025).

3.2 Malha e Casos de Análise

Foi gerada uma malha de elementos finitos composta por 105.322 elementos tetraédricos, totalizando 151.851 nós (Figura 3), utilizando o software Plaxis 3D. As condições de contorno foram estabelecidas a uma distância suficiente para não influenciar o comportamento das estruturas. Devido à simetria transversal do problema, foi analisada apenas metade do aterro reforçado.

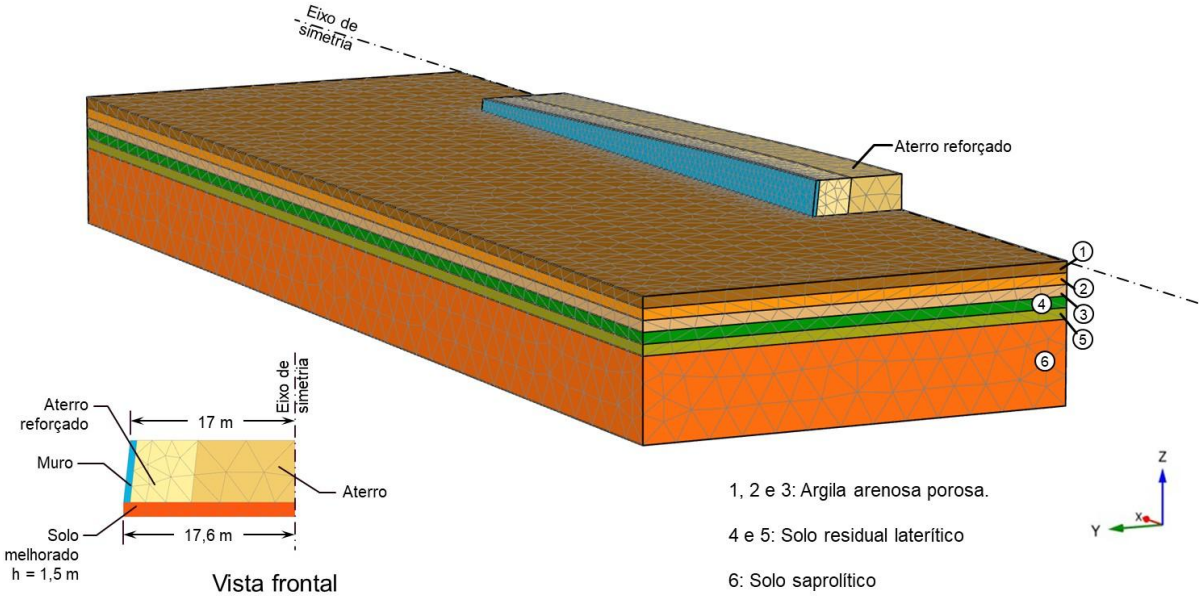


Figura 3. Caraterísticas gerais do modelo

Foram avaliados dois cenários: no primeiro, a magnitude dos recalques foi obtida pela simulação do aterro sem o reforço da fundação com inclusões rígidas. No segundo cenário, as inclusões rígidas foram incorporadas, permitindo a avaliação do desempenho do reforço.

Os recalques foram considerados tanto aqueles decorrentes da construção do aterro quanto os resultantes do colapso da camada de argila arenosa porosa. Adotou-se a hipótese de que os recalques iniciais ocorrerão e serão corrigidos durante a construção do aterro, enquanto os recalques por colapso podem manifestar-se a qualquer momento durante a vida útil da obra.

A distribuição e as características das inclusões rígidas estão apresentadas na Figura 4. Para garantir uma transição gradual dos recalques, foi necessária a inclusão de 132 elementos. As inclusões foram analisadas considerando diâmetros de 70 cm, compostas por solo-cimento, e de 50 cm, feitas de concreto de baixa resistência.

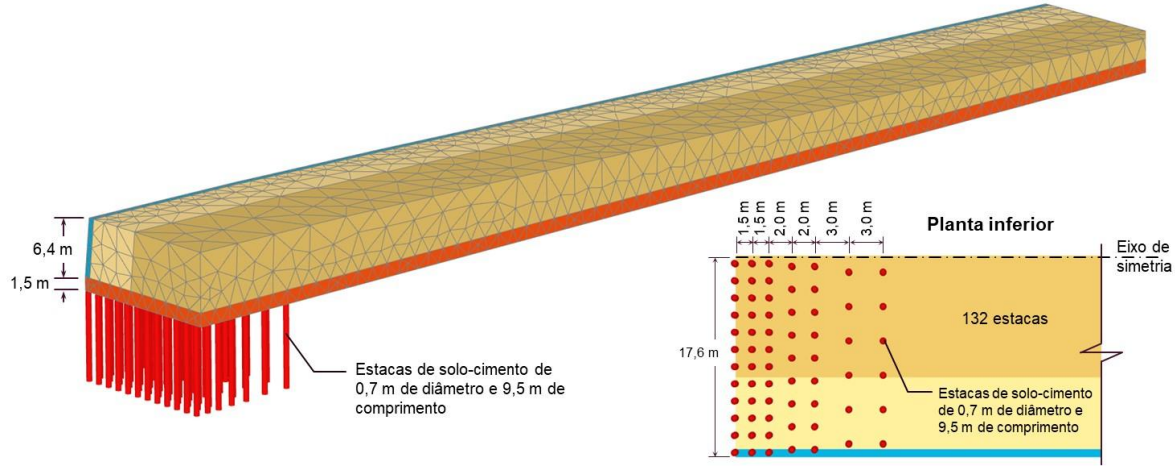


Figura 4. Imagem do modelo 3D com o reforço de inclusões rígidas.

4 RESULTADOS

4.1 Deslocamentos devido à construção

Os deslocamentos verticais resultantes da construção do aterro, tanto na ausência quanto na presença de reforço do subsolo por meio de inclusões rígidas, estão apresentados na Figura 5. No cenário sem reforço (Figura 5a), os recalques máximos registrados foram da ordem de 32 cm, concentrando-se na região de encontro do aterro. Em contrapartida, para o cenário reforçado (Figura 5b), os recalques máximos atingiram aproximadamente 30 cm, gerando uma zona de transição no encontro do aterro, onde os recalques variam de 8,5 cm a 30 cm ao longo de um trecho de aproximadamente 35 m.

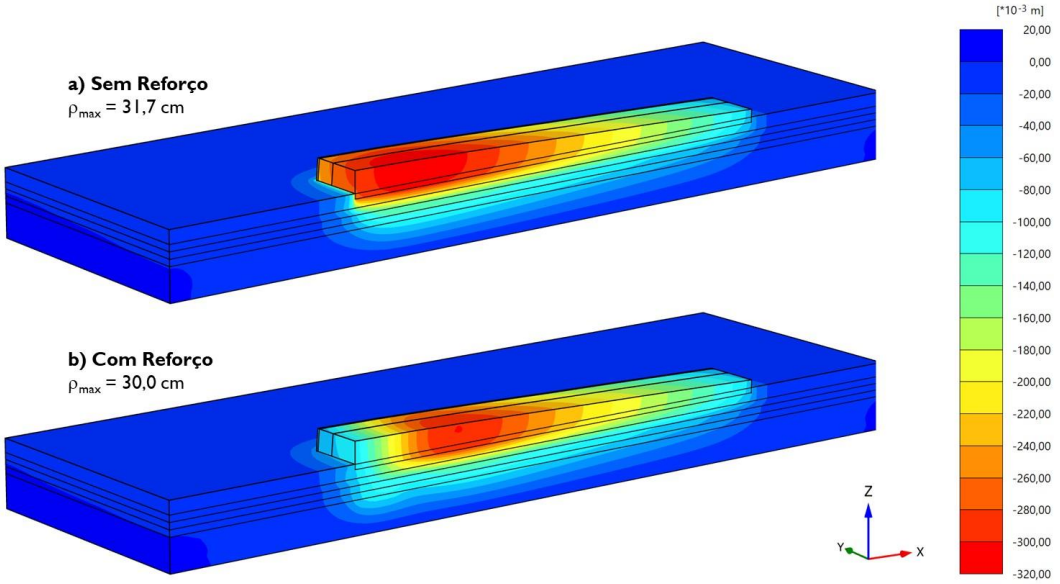


Figura 5. Deslocamentos verticais gerados na etapa de construção do aterro reforçado, a) sem e b) com inclusões rígidas.

É importante esclarecer que os resultados obtidos com inclusões de solo-cimento de 70 cm foram virtualmente equivalentes aos de inclusões de concreto de 50 cm. A principal diferença reside no fato de que as inclusões de concreto operam no limite de sua capacidade. No entanto, isso não representa um problema crítico, uma vez que a capacidade de carga do sistema é assegurada pela estrutura de solo compactado do próprio aterro, tornando as inclusões um recurso adicional para o controle dos recalques. Os recalques desenvolvidos nesta etapa serão ajustados automaticamente durante a construção do aterro, mediante a realização de nivelamentos topográficos.

4.2 Deslocamentos devido ao colapso

Os deslocamentos gerados pelo colapso da camada de argila arenosa porosa, com e sem inclusões rígidas, são apresentados na Figura 6. No cenário sem reforço (Figura 6a), os recalques máximos registrados foram da ordem de 17 cm, concentrando-se, assim como no item anterior, no encontro do aterro. Para o cenário reforçado (Figura 6b), os recalques máximos atingiram valores de 16 cm, gerando uma zona de transição no encontro do aterro, onde os recalques variam de 0 cm a 16 cm ao longo de um trecho de aproximadamente 40 m. Isso resulta em uma transição mais suave entre o apoio da ponte, que permanecerá praticamente estático, e o encontro do aterro reforçado. Esses resultados evidenciam a eficácia do uso das inclusões na distribuição proposta.

Para uma melhor apreciação dos resultados obtidos, a Figura 7 apresenta os gráficos de distância *versus* recalques para os cenários analisados. Neste gráfico, é possível definir de maneira mais clara a zona de transição, que se estende da distância zero até 40 m. Mesmo considerando que o recalque gerado pela construção fosse somado ao recalque devido ao colapso, o sistema de reforço demonstra grande eficiência, reduzindo o recalque máximo na interface de 42 cm para 9 cm, o que representa uma diminuição de 80%.

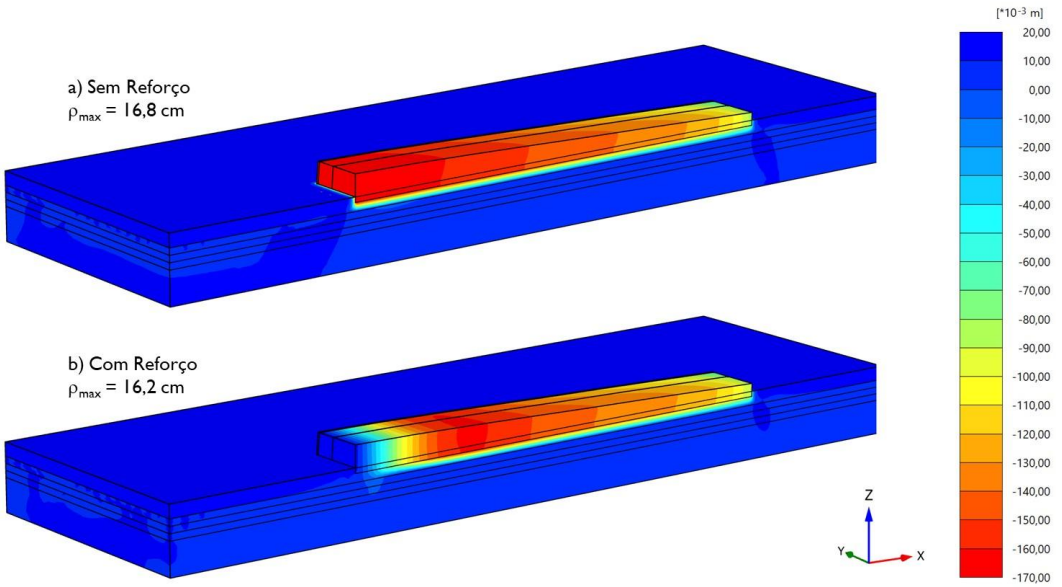


Figura 6. Deslocamentos verticais gerados na etapa de colapso da camada de argila arenosa porosa, a) sem e b) com inclusões rígidas.

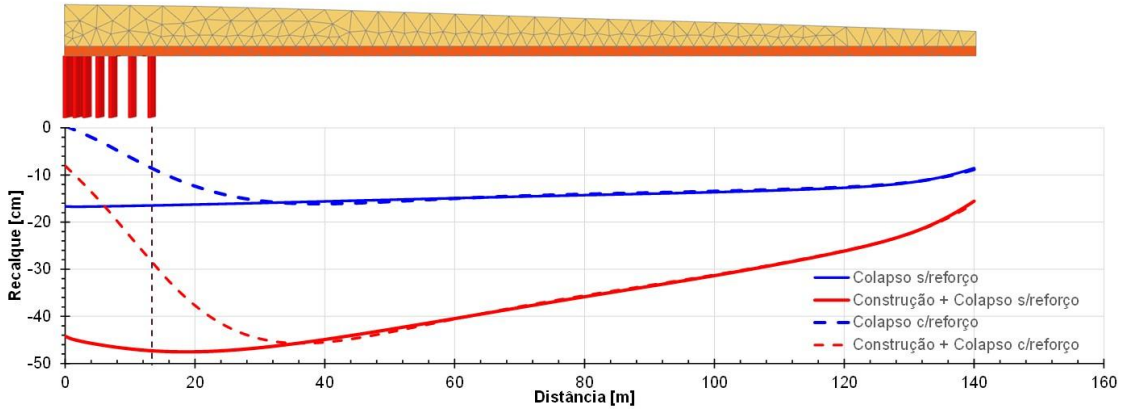


Figura 7. Perfil de recalques ao longo do aterro reforçado para os casos analisados.

5 CONCLUSÕES

Este estudo apresentou uma análise detalhada do reforço das fundações dos muros de encontro do viaduto em Planaltina, DF, utilizando um modelo geotécnico tridimensional baseado no método dos elementos finitos. As principais conclusões são as seguintes:

→ Inclusões de solo-cimento de 70 cm mostraram resultados semelhantes aos de concreto de 50 cm, com a capacidade de carga do sistema assegurada pelo solo compactado do aterro.

→ Os recalques desenvolvidos durante a etapa construtiva serão ajustados automaticamente à medida que o aterro for elevado, assim que os nivelamentos topográficos forem realizados. Mesmo considerando que o recalque gerado pela construção fosse somado ao recalque devido ao colapso, o sistema de reforço demonstra grande eficiência, reduzindo o recalque máximo na interface de 42 cm para 9 cm, representando uma diminuição de 80%.

→ Os resultados da análise dos deslocamentos gerados pelo colapso da camada de argila arenosa porosa mostram a eficácia das inclusões rígidas. Os recalques máximos foram reduzidos, e se gerou uma transição mais suave entre o apoio da ponte e o aterro reforçado, de 0 cm a 16 cm ao longo de 40 m. Essa transição resulta em uma distribuição de cargas mais uniforme e minimiza o impacto do recalque do aterro na interface com a fundação da ponte.

→ Recomenda-se a instalação de placas de recalque na transição entre o solo não reforçado e o reforçado com inclusões, além da realização de monitoramentos periódicos após a conclusão da obra. Isso permitirá

avaliar o comportamento a longo prazo das inclusões e do solo circundante, especialmente em relação a possíveis variações de umidade e carga.

Em suma, o uso de inclusões rígidas como método de reforço se mostrou promissor, oferecendo uma solução técnica viável para os desafios geotécnicos apresentados na interseção estudada.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a EMBRE Engenharia e Fundações, à Universidade de Brasília, a CAPES e ao CNPq pelo apoio à pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2022). Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro: ABNT.

Alonso, E.E., Gens A., Josa, A. (1990) A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40(3): 405-430. https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.405

Bentley (2024a) *Plaxis: Material Models Manual 3D*. Plaxis 3D, V. 2024.3

Bentley (2024b) *Plaxis: User Defined Soil Models (UDSM), Available Models*. Plaxis 3D, V. 2024.3

Buritica-Garcia, J.A., Rodríguez-Rebolledo, J.F., Mützenberg, D.V.S., Caicedo, B., Gitirana, G.F.N.Jr. (2021) Experimental investigation of a load-transfer material for foundations reinforced by rigid inclusions. *J Geotech Geoenviron Eng* 147:1–14. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002649

Camapum de Carvalho, J. (2015) *Solos não saturados no contexto geotécnico* / José Camapum de Carvalho ... [et.al.] orgs.. – São Paulo: ABMS, 2015. xxxvi, 759 p.: il. ISBN 9788567950037

Cintra, J.C.A. (1998) *Fundações em Solos Colapsíveis*. 1ed. São Carlos: EESC, USP. 106. p.

Cintra, J.C.A., Aoki, N. (2013) *Projeto de Fundações em Solos Colapsíveis*. São Carlos: EESC-USP. 99. p.

Rodríguez-Rebolledo, J.F., Pérez-León, R.F., Camapum de Carvalho, J. (2019a) Performance Evaluation of Rigid Inclusion Foundations in the Reduction of Settlements. *Soils and Rocks*, 42(3). https://doi.org/10.28927/sr.423265

Rodríguez-Rebolledo, J.F., Pérez-León, R.F., Camapum de Carvalho J. (2019b) Obtaining the Mechanical Parameters for the Hardening Soil Model of Tropical Soils in the City of Brasília. *Soils and Rocks*, 42(1). https://doi.org/10.28927/SR.421061

Rodríguez-Rebolledo, J.F., Santiago, I., Bernardes, H., Mendes, T. (2022) Performance evaluation of rigid inclusions for settlement control of grain silos in tropical soils. *Soils and Rocks*, 45(4). https://doi.org/10.28927/sr.2022.004822

Santos-Neta, B.G., Rodríguez-Rebolledo, J.F., Araujo, G.L., Silva, S.O. e Cordão-Neto, M.P. (2025) Physical and numerical investigation of rigid inclusions in collapsible soils. *Acta Geotechnica*. https://doi.org/10.1007/s11440-025-02808-3

Schanz, T., Vermeer, A., Bonnier, P. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. In: Proc. Int. Symp. beyond 2000 Comput. Geotech. 10 years Plaxis, Amsterdam, Netherlands, 281 p.

Silva, C.M., Camapum de Carvalho, J., Aquino, F.R. (2016) Estacas Escavadas Assentes na Argila Porosa Colapsível de Brasília, Caso de Obra. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/47

Controle Executivo e de Qualidade na Execução de Cortina de Estacas Secantes para Contenção de Contaminantes

Max Gabriel Timo Barbosa
Diretor Técnico, SCO Engenharia Geotécnica, Brasília, Brasil, max.barbosa@sco.eng.br
Davi Martins de Aragão
Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil
Ana Clara da Ponte Cervo
Engenheira Ambiental, SCO Engenharia Geotécnica, Brasília, Brasil
Luana de Sousa Balieiro
Universidade de Brasília, Brasília, Brasil

RESUMO: Barreiras hidráulicas executadas por meio de cortinas de estacas secantes têm sido empregadas para contenção de fluxo subterrâneo e confinamento de contaminantes em áreas industriais e minerárias. Nesses sistemas, o desempenho hidráulico da barreira depende fundamentalmente da continuidade geométrica da cortina e da adequada sobreposição entre estacas adjacentes. Em maciços heterogêneos, compostos por solos residuais, depósitos aluvionares e rocha fraturada, o controle executivo da obra torna-se um fator crítico para garantir a estanqueidade do sistema.
Este trabalho apresenta a metodologia de controle executivo e de qualidade aplicada na execução de uma cortina de estacas secantes destinada à contenção hidráulica de um lago de rejeitos minerários desativado. O pioneiro sistema de controle adotado integrou verificações geométricas, hidráulicas e estruturais, incluindo perfilagem ótica digital dos furos, ensaios magnetométricos de verticalidade, ensaios de permeabilidade do tipo Lugeon e, preliminarmente, ensaios de integridade estrutural do tipo PIT.
Os resultados obtidos indicaram que a integração dessas técnicas permitiu verificar de forma robusta a continuidade da cortina e a conformidade geométrica das estacas executadas, reduzindo significativamente as incertezas associadas ao processo construtivo. O trabalho discute a contribuição do controle geométrico para o desempenho hidráulico da barreira e propõe um modelo integrado de gestão da qualidade aplicável à execução de obras geotécnicas com elevada exigência ambiental.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas secantes, barreiras hidráulicas, controle executivo, controle de qualidade geotécnico, perfilagem ótica, verticalidade de estacas.

ABSTRAC: Hydraulic barriers constructed using secant pile walls have been adopted for groundwater control and containment of contaminants in mining and industrial environments. In such systems, the hydraulic performance of the barrier depends fundamentally on the geometric continuity of the wall and the adequate overlap between adjacent piles. In heterogeneous ground conditions, including residual soils, alluvial deposits, and fractured rock, construction control becomes a critical factor to ensure the hydraulic integrity of the barrier.
This paper presents the executive control and quality assurance methodology applied during the construction of a secant pile cutoff wall designed to contain contaminants around a mining tailings pond. The adopted control system integrated geometric, hydraulic, and structural verification techniques, including optical borehole profiling, magnetometric verticality testing, Lugeon permeability tests, and, preliminarily, pile integrity testing (PIT).
The results indicate that the combined use of these techniques enabled a robust verification of pile geometry and wall continuity, significantly reducing uncertainties associated with the construction process. The study discusses the relationship between geometric control and hydraulic performance and proposes an integrated quality management framework applicable to geotechnical works with stringent environmental requirements.

KEYWORDS: Secant piles, hydraulic barriers, construction control, geotechnical quality assurance, borehole optical profiling, pile verticality.

1 INTRODUÇÃO

A contenção hidráulica de contaminantes em áreas industriais e minerárias representa um dos principais desafios da engenharia geotécnica contemporânea. Em diversos empreendimentos, especialmente aqueles associados à mineração e ao gerenciamento de rejeitos, a migração de água subterrânea pode atuar como vetor de transporte de contaminantes, exigindo a implantação de sistemas de geoconfinamento capazes de reduzir ou interromper o fluxo subterrâneo.

Entre as soluções geotécnicas disponíveis, as cortinas de estacas secantes têm sido amplamente empregadas para a formação de barreiras hidráulicas contínuas. Essa técnica consiste na execução sequencial de estacas adjacentes com sobreposição parcial entre si, formando um elemento contínuo de baixa permeabilidade no interior do maciço.

Embora a concepção dessas estruturas esteja bem estabelecida na prática da engenharia geotécnica, o desempenho hidráulico da barreira depende de forma crítica da continuidade geométrica da cortina, especialmente da manutenção da secância entre estacas primárias e secundárias. Pequenos desvios de verticalidade ou variações no diâmetro efetivo das perfurações podem resultar na formação de descontinuidades hidráulicas, criando caminhos preferenciais de fluxo.

Tradicionalmente, o controle executivo baseia-se em verificações topográficas, controle de verticalidade e ensaios hidráulicos, que podem ser insuficientes para garantir a rastreabilidade geométrica completa da cortina em projetos com elevada exigência ambiental.

Neste contexto, o presente trabalho apresenta a experiência de execução de uma cortina de estacas secantes destinada à contenção hidráulica de um lago de rejeitos minerários desativado. O artigo tem como objetivo discutir a metodologia de controle executivo e de qualidade adotada durante a execução da obra, com ênfase na integração entre diferentes técnicas de verificação geométrica e hidráulica.

2 REVISÃO DE LITERATURA E ESTADO DA PRÁTICA

Cortinas de estacas secantes têm sido amplamente utilizadas como sistemas de contenção e barreiras hidráulicas em escavações profundas, obras subterrâneas e estruturas de contenção ambiental. O sistema consiste na execução de estacas sobrepostas, denominadas primárias e secundárias, de forma a produzir um elemento contínuo capaz de resistir a pressões de solo e água e, em muitos casos, funcionar também como elemento estrutural permanente (Trivedi & Mazzo, 2013). Tal solução apresenta elevada adaptabilidade às condições geotécnicas e restrições geométricas (Ho et al., 2016).

A literatura técnica destaca que o desempenho de cortinas de estacas secantes depende fortemente de aspectos construtivos, especialmente relacionados ao controle de verticalidade, posicionamento e sobreposição entre estacas. Pequenas variações geométricas podem comprometer a continuidade da parede ou reduzir sua espessura efetiva ao longo da profundidade (Bobba et al., 2010).

Além do controle geométrico, a gestão de riscos construtivos é apontada como um fator crítico para o sucesso de obras com estacas secantes. De acordo com Suckling et al. (2009), os riscos associados a esse tipo de estrutura envolvem simultaneamente aspectos de segurança, confiabilidade de projeto, riscos construtivos e riscos comerciais, sendo fundamental a participação do empreiteiro especializado nas fases iniciais de planejamento da obra.

Em aplicações ambientais e de contenção de fluxo subterrâneo, paredes secantes também são utilizadas como barreiras hidráulicas para redução da migração de contaminantes ou controle de percolação. Diretrizes internacionais indicam que a seleção do sistema construtivo deve considerar condições geotécnicas locais, requisitos de desempenho da barreira e limitações operacionais da obra (Deep Foundations Institute, 2021).

Apesar da ampla utilização, há lacuna na sistematização de procedimentos de controle executivo, especialmente em aplicações ambientais

3 FRAMEWORK DE CONTROLE EXECUTIVO E DE QUALIDADE

Foi desenvolvido um framework de controle executivo voltado à garantia da continuidade geométrica da cortina.

Esse framework baseia-se em quatro pilares principais:

1. Controle geométrico da execução
2. Controle de posicionamento e verticalidade
3. Verificação da interseção entre estacas
4. Inspeção e validação da continuidade da cortina

A Figura 1 apresenta o fluxograma conceitual do sistema de controle adotado.



Figura 1. Framework aplicado à execução de cortina de estacas secantes.

3.1 Controle geométrico e posicionamento

O controle inicial da execução baseou-se na implantação topográfica precisa da parede e na utilização de mureta guia para garantir o posicionamento das estacas primárias e secundárias. Desvios geométricos podem comprometer a sobreposição entre estacas.

3.2 Controle de sobreposição entre estacas

A continuidade da cortina depende da interseção adequada entre estacas primárias e secundárias. A literatura demonstra que pequenas variações de verticalidade podem alterar significativamente o grau de sobreposição ao longo da profundidade da parede.

Dessa forma, o controle executivo incluiu:

- verificação sistemática de verticalidade durante a perfuração
- análise geométrica das estacas executadas
- rastreabilidade de cada elemento da parede

3.3 Métodos de verificação testados

Durante a execução da obra, diferentes métodos de verificação foram avaliados com o objetivo de confirmar a continuidade da cortina.

Inicialmente foi testado o uso de ensaios do tipo Pile Integrity Test (PIT) como ferramenta de controle da integridade das estacas. Entretanto, verificou-se que a aplicação desse método apresentava limitações significativas para a avaliação da continuidade entre elementos sobrepostos, sendo mais adequado para identificação de defeitos estruturais em estacas isoladas.

Dessa forma, sua utilização como ferramenta principal de verificação da continuidade da cortina mostrou-se limitada.

3.4 Estratégias de controle adotadas

Diante dessas limitações, foram adotadas duas estratégias principais para melhoria do controle executivo, o uso de centralizadores e o uso de perfilagem ótica.

3.4.1 Uso de centralizadores

Foi desenvolvido um sistema específico de centralização da armadura com o objetivo de garantir o posicionamento adequado do elemento estrutural dentro da estaca secundária.
Esse sistema reduziu significativamente o risco de excentricidades e contribuiu para maior uniformidade da seção final da cortina.

3.4.2 Perfilagem ótica

Também foi adotado o uso de perfilagem ótica em furos secundários e terciários, permitindo a inspeção direta da geometria interna das estacas e da interface entre elementos.
Essa metodologia possibilitou avaliar:

- continuidade geométrica da parede
- presença de eventuais vazios
- qualidade da interseção entre estacas

A utilização combinada dessas ferramentas mostrou-se mais eficaz para o controle da execução quando comparada ao uso isolado de ensaios indiretos.

4 METODOLOGIA EXECUTIVA

A cortina de estacas secantes analisada neste trabalho foi executada como parte de um sistema de contenção associado ao controle do fluxo subterrâneo em área de disposição de rejeitos minerários. O objetivo da solução foi criar uma barreira contínua no subsolo por meio da execução de estacas sobrepostas, garantindo a interceptação de possíveis caminhos preferenciais de fluxo.

A metodologia executiva adotada foi estruturada com base em critérios de controle geométrico, rastreabilidade da execução e verificação da continuidade da cortina, conforme o framework conceitual apresentado anteriormente.

4.1 Geometria da cortina

A cortina foi composta por estacas executadas em sequência alternada entre elementos primários e secundários. As estacas primárias foram executadas inicialmente e posteriormente interceptadas pelas estacas secundárias, formando um sistema contínuo de sobreposição entre elementos.

Esse arranjo forma uma parede contínua cuja espessura depende da geometria e da interseção entre estacas. A Figura 2 apresenta a seção típica da cortina de estacas secantes adotada no empreendimento, ilustrando o arranjo geométrico entre estacas primárias e secundárias e a formação da parede contínua.

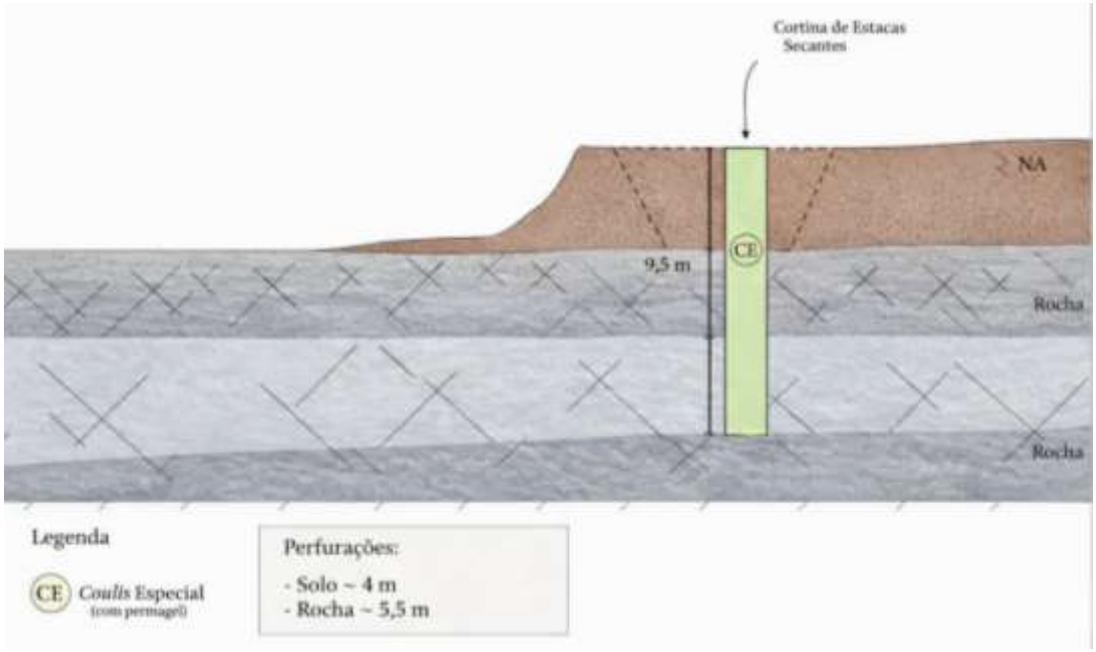


Figura 2. Seção típica da cortina de estacas secantes mostrando a interseção entre estacas primárias e secundárias.

4.2 Sequência executiva

A execução da cortina seguiu uma sequência construtiva típica para esse tipo de solução, iniciando-se pela execução das estacas primárias e posteriormente pela execução das estacas secundárias, que interceptam parcialmente os elementos previamente executados. A sequência executiva foi definida para garantir a adequada interceptação entre estacas.

A sequência executiva adotada encontra-se ilustrada na Figura 3.

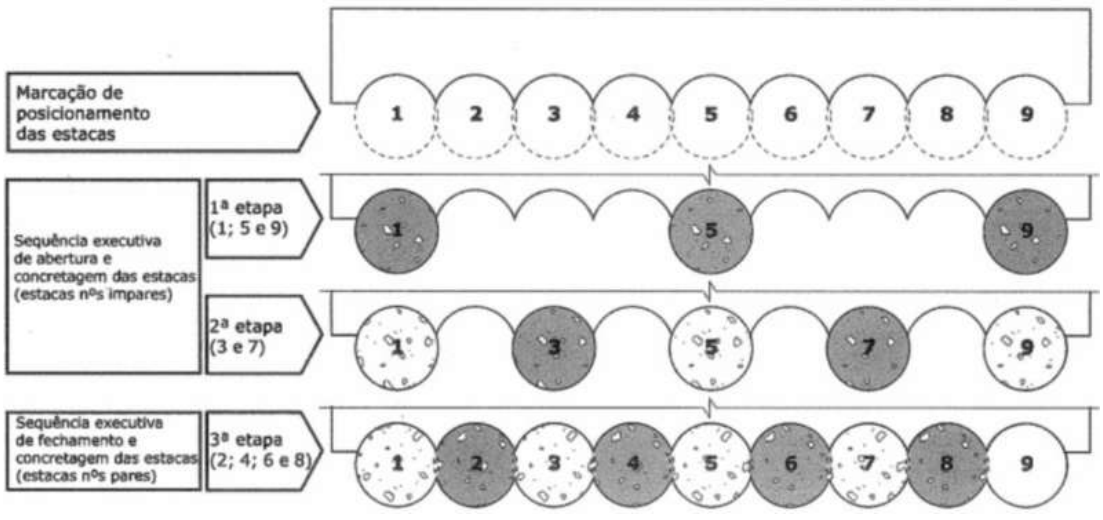


Figura 3. Sequência executiva típica da cortina de estacas secantes com execução inicial das estacas primárias e posterior execução das estacas secundárias (ABEF, 2012).

4.3 Controle geométrico da execução

O controle geométrico das estacas foi realizado por meio de levantamento topográfico sistemático e monitoramento da verticalidade durante a perfuração.

A verticalidade das estacas constitui um dos principais fatores que influenciam o grau de sobreposição entre elementos primários e secundários. Pequenos desvios podem resultar em redução significativa da espessura efetiva da parede em determinadas profundidades.

Por essa razão, procedimentos de controle geométrico foram adotados ao longo de toda a execução da cortina, incluindo a verificação do posicionamento das estacas e o monitoramento dos desvios de verticalidade.

4.4 Métodos de verificação da continuidade da cortina

Durante a execução da obra foram avaliados diferentes métodos para verificação da continuidade da cortina e da qualidade geométrica das estacas.

Inicialmente foram realizados ensaios de integridade do tipo Pile Integrity Test (PIT), com o objetivo de avaliar possíveis descontinuidades ou defeitos estruturais nas estacas executadas. Entretanto, verificou-se que esse método apresenta limitações para avaliação da continuidade entre estacas sobrepostas, sendo mais adequado para identificação de anomalias em estacas isoladas.

Diante dessas limitações, foi adotada a utilização de perfilagem ótica em furos selecionados, permitindo a inspeção direta da geometria interna das estacas antes da concretagem. Esse procedimento permitiu avaliar a geometria interna das perfurações e verificar eventuais irregularidades no fuste das estacas. A Figura 4 apresenta um exemplo de perfilagem ótica realizada em um dos furos executados na cortina.



Figura 4. Exemplo de perfilagem ótica realizada em furo da cortina de estacas secantes.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Controle de verticalidade das estacas

O controle de verticalidade das estacas constituiu um dos principais aspectos de verificação durante a execução da cortina. Os dados permitiram avaliar os desvios ao longo da profundidade. A Figura 5 apresenta o perfil médio de desvio das estacas, de acordo com a profundidade.

Os resultados indicaram que os desvios observados permaneceram dentro das tolerâncias adotadas para a obra, permitindo manter a sobreposição mínima projetada entre estacas primárias e secundárias ao longo da profundidade.

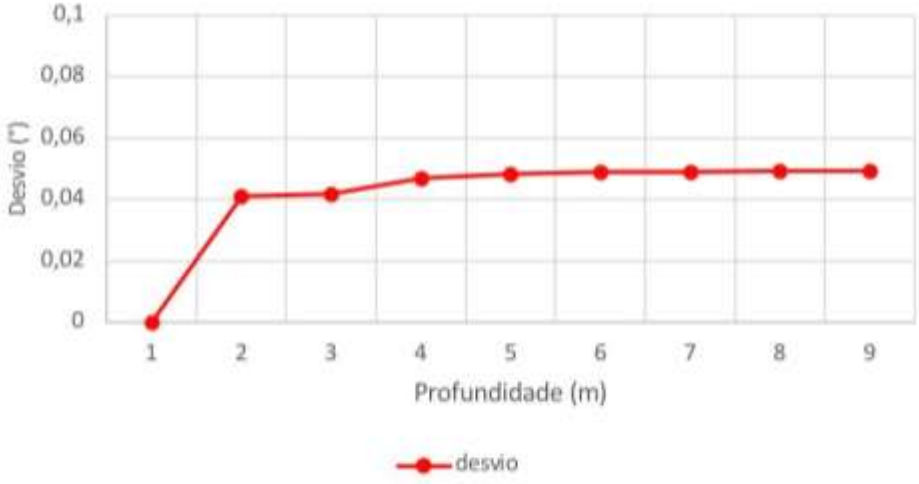


Figura 5. Perfil médio de desvio, em graus, de acordo com a profundidade, em metros, da estaca

5.2 Inspeção da geometria interna das estacas

A utilização da perfilagem ótica permitiu a inspeção direta da geometria interna das perfurações antes da concretagem das estacas.

Essa técnica possibilitou identificar irregularidades locais no fuste das estacas e verificar a condição geométrica dos furos executados, contribuindo para aumentar a confiabilidade do processo executivo.

A aplicação desse método mostrou-se particularmente útil para complementar os procedimentos tradicionais de controle geométrico da execução.

5.3 Ensaios hidráulicos

Como parte do programa de verificação do desempenho da cortina, foram realizados ensaios de permeabilidade do tipo Lugeon em trechos selecionados.

A Figura 6 apresenta um exemplo de resultados obtidos nesses ensaios, que se mostraram sem absorção de água em qualquer estágio.



Figura 6. Resultados de ensaios de permeabilidade tipo Lugeon realizados na cortina.

6 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou as práticas de controle executivo e de qualidade adotadas na execução de uma

cortina de estacas secantes aplicada à contenção hidráulica em área de rejeitos minerários. A partir da experiência obtida na obra analisada, podem ser destacadas as seguintes conclusões principais:

1. A execução de cortinas de estacas secantes com função hidráulica exige elevado controle geométrico durante a perfuração, uma vez que desvios de verticalidade podem comprometer a sobreposição entre estacas e afetar a continuidade da barreira.
2. O monitoramento sistemático da verticalidade das estacas mostrou-se fundamental para garantir a manutenção da secância entre elementos primários e secundários ao longo da profundidade da cortina.
3. Os ensaios de integridade do tipo PIT apresentaram limitações para avaliação da continuidade entre estacas sobrepostas, sendo mais adequados para verificação de integridade estrutural de estacas isoladas.
4. A utilização de perfilagem ótica em furos selecionados demonstrou ser uma ferramenta eficaz para inspeção direta da geometria interna das perfurações e verificação das condições de execução antes da concretagem.
5. Os resultados obtidos nos ensaios hidráulicos do tipo Lugeon indicaram comportamento compatível com o desempenho esperado da barreira, não sendo observados indícios de caminhos preferenciais de fluxo nos trechos investigados.
6. A integração entre controle geométrico da execução, inspeção direta das perfurações e verificação hidráulica do maciço permitiu estabelecer um sistema estruturado de controle de qualidade, contribuindo para aumentar a confiabilidade da execução de cortinas de estacas secantes em obras geotécnicas com elevado rigor ambiental.

Os resultados indicam que o controle executivo integrado reduz incertezas na execução de cortinas de estacas secantes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia – ABEF (2012). Manual de Execução de Fundações. 3ª ed., Editora Pini, São Paulo, SP, Brasil.

ASTM International (2006). ASTM D5882: Standard test method for low strain integrity testing of deep foundations. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.

Bobba, R., Gault, H.W., Vannoy, B.B. (2010). Secant pile barrier wall overlap, thickness and position at the U.S. Army Corps of Engineers Wolf Creek Dam. In: Proceedings of the ASCE GeoFlorida Conference, West Palm Beach, USA.

Caputo, F., Caputo, A., Libano, D. (2009). UHE Peixe Angical: Secant Cutoff Wall in Uncertain Geology. Deep Foundations Magazine, Winter 2009.

Deep Foundations Institute – DFI (2021). Guidelines for Selecting Cutoff Wall Systems. Deep Foundations Institute, Hawthorne, NJ, USA.

Ho, C.E., Daugiala, A., Ebanks, N. (2016). Installation of secant pile wall in rock adjacent to fragile building. In: Proceedings of the Deep Foundations Institute Annual Conference.

Suckling, T.P., Wren, C.J., Troughton, V.M. (2009). Secant pile walls – a consistent approach to risk management. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering.

Suroor, H., Galagoda, M., McGhee, C. (2008). Design and construction of circular secant pile walls in soft clays. In: Proceedings of the 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Missouri University of Science and Technology.

Trivedi, K.H., Mazzo, A. (2013). Secant pile walls – design, construction and case history. In: Proceedings of the Deep Foundations Institute Conference.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/48

Correlação N_{SPT}–Tensão Admissível em Fundações Rasas: Aplicação em Ambiente SIG

Natasha Kárin Popov Pereira da Cunha
Mestranda, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, natashapopov@gmail.com

Rafael Augusto dos Reis Higashi
Professor Titular, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, rrhigashi@gmail.com

Caroline Ester Christ
Pós-Doutoranda, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, caroline.christ@usp.br

RESUMO: A caracterização geotécnica adequada do solo é essencial para o dimensionamento seguro e econômico de fundações, especialmente em regiões costeiras, onde predominam solos arenosos e o lençol freático é mais elevado. Este estudo investiga a correlação entre valores de N_{SPT} obtidos em ensaios SPT e tensões admissíveis estimadas em solo litorâneo, com base em um banco de dados geotécnicos da Ilha de Santa Catarina, elaborado por Christ (2019) com foco em Canasvieiras. A análise restringe-se aos primeiros 2 m de profundidade, faixa indicada por Rabello (2008) e pela NBR 6122:2019 como adequada para fundações diretas. O trabalho utiliza sondagens SPT georreferenciadas com N_{SPT} por metro, tratadas em SIG para filtragem, espacialização e análise estatística/espacial do N_{SPT} (0–2 m). Esses valores foram correlacionados a métodos semiempíricos para sapatas (Terzaghi & Peck/Teixeira (1967), Mello e Cintra et al. (2011)), gerando tensões admissíveis médias e sua distribuição espacial por krigagem, resultando em cartas de isovalores. Conclui-se que a correlação N_{SPT}–tensão admissível é válida em solos costeiros, desde que respeitadas as limitações do método.

PALAVRAS-CHAVE: Sistemas de Informações Geográficas (SIG), Sondagens SPT, Tensões admissíveis, Fundações rasas.

ABSTRACT: Proper geotechnical soil characterization is essential for the safe and economical design of foundations, particularly in coastal regions where sandy soils predominate and groundwater levels are high. This study investigates the correlation between N_{SPT} values obtained from Standard Penetration Tests (SPT) and estimated allowable bearing pressures in coastal soils, based on a geotechnical database from Santa Catarina Island developed by Christ (2019), focusing on the Canasvieiras district. The analysis is limited to the upper 2 meters of depth, as recommended by Rabello (2008) and NBR 6122:2019 for shallow foundations. Georeferenced SPT soundings with N_{SPT} values per meter were processed in a GIS environment for filtering, spatialization, and statistical and spatial analysis of N_{SPT} values within the 0–2 m interval. These values were correlated with semi-empirical methods for isolated footings (Terzaghi & Peck/Teixeira (1967), Mello, and Cintra et al.(2011)), enabling the estimation of average allowable bearing pressures and their spatial distribution through kriging, resulting in contour maps. The results indicate that the N_{SPT}–allowable bearing pressure correlation is applicable to coastal soils, provided that the limitations of the method are properly considered.

KEYWORDS: Geographic Information Systems (GIS), Standard Penetration Test, Allowable Bearing Capacity, Shallow Foundations.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, o crescimento populacional observado nas últimas décadas deveria ser acompanhado por estudos mais aprofundados de planejamento urbano, incluindo o mapeamento dos solos e a identificação de áreas com possíveis limitações geotécnicas. No entanto, essa ainda não é a realidade em muitos municípios,

sendo comum a ocorrência de ocupações desordenadas, que podem resultar em problemas de recalques, instabilidades em encostas e inadequação das soluções de fundação adotadas. Nesse contexto, Milititsky et al. (2015) destacam que a ausência ou a insuficiência de investigação geotécnica em construções de pequeno e médio porte ainda é uma prática comum, embora tecnicamente inadequada.

Embora a NBR 8036 recomende sondagens de simples reconhecimento para fundações de edifícios, nem sempre essas investigações são realizadas em edificações de menor porte. Nesse contexto, bancos de dados geotécnicos podem apoiar avaliações preliminares e anteprojetos de fundações, sem substituir a investigação local para projetos executivos.A área escolhida foi a região de Canasvieiras, localizada na Ilha de Florianópolis/SC, na qual não existiam informações espacializadas voltadas ao anteprojeto de fundações rasas.

São relativamente poucos os estudos brasileiros que integram sondagens SPT, SIG, geoestatística e estimativas de tensão admissível. No Brasil, destacam-se contribuições metodológicas associadas à cartografia geotécnica e à estruturação de bancos de dados geotécnicos, como as de Zuquette (1987), Higashi (2006) e Coutinho e Oliveira (1994), que utilizaram informações geológico-geotécnicas e dados de investigação do subsolo para subsidiar o zoneamento do meio físico e avaliações preliminares aplicadas à engenharia. Em âmbito internacional, estudos como o de Arshid e Kamal (2020) empregaram krigagem para mapear a capacidade admissível dos solos, embora sem a utilização de sondagens SPT, enquanto trabalhos mais recentes têm associado dados de sondagens, métodos geoestatísticos e ambiente SIG para produção de mapas de capacidade de carga ou tensão admissível.

Para o desenvolvimento deste estudo de caso, estimou-se a tensão admissível por meio de correlações com valores de N_{SPT} e elaborou-se uma malha de espacialização por krigagem, utilizando como base o banco de dados de sondagens SPT de Christ (2019), estruturado em ambiente SIG.

1.1 Standard Penetration Test (SPT) e Investigação Geotécnica

Conforme Knappett e Craig (2018), a investigação geotécnica tem como objetivo reconhecer o perfil do subsolo, identificar as condições da água subterrânea e fornecer informações necessárias para a escolha e o dimensionamento das fundações. No Brasil, a NBR 8036 orienta a programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios, enquanto a NBR 6484 estabelece os procedimentos para execução da sondagem à percussão com SPT.

O ensaio SPT é amplamente empregado na prática geotécnica brasileira, principalmente por apresentar simplicidade executiva, baixo custo relativo e possibilidade de uso em diferentes correlações empíricas e semiempíricas. Segundo Botelho (2014), trata-se de um dos ensaios mais utilizados na construção civil, pois permite obter informações sobre o tipo de solo, a profundidade das camadas, a posição do nível d'água e o índice de resistência à penetração, representado pelo N_{SPT}.

Além de auxiliar na caracterização do subsolo, o N_{SPT} é frequentemente utilizado como parâmetro de entrada em correlações voltadas à estimativa de propriedades geotécnicas e ao estudo preliminar de fundações. Nesse sentido, a NBR 6122:2019 classifica o SPT como método semiempírico de investigação do solo e admite que seus resultados sejam relacionados a tensões admissíveis ou tensões resistentes de cálculo, desde que respeitadas as limitações regionais e a validade das correlações adotadas. Cintra et al. (2011), por exemplo, apresentam correlações entre valores de N_{SPT} e tensão admissível para fundações rasas, frequentemente utilizadas em avaliações preliminares e anteprojetos.

Dessa forma, neste estudo, os valores de N_{SPT} disponíveis no banco de dados de sondagens foram utilizados como base para estimar tensões admissíveis por meio de correlações semiempíricas. Ressalta-se que essas estimativas possuem caráter preliminar e devem ser entendidas como apoio à análise geotécnica, não substituindo a investigação local nem a verificação das condições específicas de projeto.

1.2 Tensão Admissível e Fundações Diretas

Cintra et al. (2011) definem a capacidade de carga como a tensão capaz de provocar a ruptura do maciço geotécnico. Esse valor depende de diversos fatores, como as características do solo, a profundidade de assentamento, a geometria da fundação e as condições de carregamento. Para fins de projeto, utiliza-se a tensão admissível, obtida a partir da resistência média do solo com a aplicação de um fator de segurança global, conforme apresentado na Equação 1.

$$S_a = \frac{R_{med}}{F_s} \quad (1)$$

A NBR 6122:2019 define fundações diretas como elementos que transmitem as cargas da estrutura ao terreno predominantemente pela base. Rabello (2008) destaca que, para avaliações preliminares, fundações diretas devem ser consideradas até 2 m de profundidade, desde que o N_{SPT} seja maior ou igual ao valor mínimo recomendado. Neste estudo, adotou-se o cálculo de sapatas para a análise de fundações rasas.

Guimarães e Peter (2018) apresentam que as tensões nos solos se distribuem de acordo com um bulbo de tensões, composto por linhas isobáricas com percentuais proporcionais à carga original recebida pela fundação e distribuída pelas camadas do solo.

Existem diferentes métodos semiempíricos para a estimativa da tensão admissível a partir do N_{SPT}. Cintra et al. (2011) apresentam uma formulação que considera o resultado do ensaio SPT e a possível sobrecarga atuante, conforme a Equação 2. Mello (1975 apud Cintra et al., 2011), por sua vez, desconsidera a parcela da sobrecarga, enquanto Teixeira (1996 apud Cintra et al., 2011) apresenta correlações mais específicas para solos arenosos.

$$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{50} + q\ (MPa),\ com\ 5 \leq N_{SPT} \leq 20 \quad (2)$$

Em todas as equações, o fator de segurança já foi considerado, não sendo necessária qualquer etapa extra para se obter a tensão admissível.

Além disso, utilizou-se a Equação 3 para o cálculo da geometria da sapata.

$$A = \frac{P}{\sigma_a} = B \times L \quad (3)$$

em que A corresponde à área da base da sapata, P à carga aplicada, σa à tensão admissível do solo, B à largura e L ao comprimento da sapata. Para sapatas quadradas, adotou-se B = L, resultando em $A = B^2$.

1.3 Ferramenta SIG e Geoestatística

O uso de Sistemas de Informações Geográficas permite organizar, georreferenciar e espacializar dados de sondagens, favorecendo a elaboração de mapas temáticos aplicados à engenharia geotécnica. Segundo Star e Estes (1990), o SIG possibilita trabalhar com informações associadas a coordenadas espaciais ou geográficas, sendo uma ferramenta adequada para a estruturação e análise de bancos de dados georreferenciados.

O banco de dados utilizado neste estudo foi elaborado por Christ (2019), a partir de sondagens SPT e ensaios BST realizados na Ilha de Santa Catarina. Os pontos foram avaliados, georreferenciados e tratados quanto à confiabilidade da localização, resultando em 504 registros distribuídos na Ilha de Santa Catarina. A partir desse banco, foi possível selecionar os dados correspondentes à região de Canasvieiras e seu entorno, permitindo a aplicação de procedimentos de espacialização voltados à análise preliminar de fundações rasas.

A geoestatística, por sua vez, permite estimar a distribuição espacial de variáveis a partir de dados pontuais. Conforme Landim (2000; 2006), métodos de estimação espacial podem ser empregados na confecção de mapas, sendo a krigagem um dos procedimentos mais utilizados. Bernardi et al. (2014) destacam que esse método estima valores em locais não amostrados por meio de uma combinação linear dos dados medidos, considerando a dependência espacial entre eles.

Neste estudo, a krigagem foi utilizada para a geração das cartas de isovalores de N_{SPT} e de tensão admissível. A aplicação desse método possibilitou representar espacialmente a variação dos parâmetros analisados e identificar áreas com maior ou menor aptidão preliminar para fundações rasas. No entanto, os resultados devem ser interpretados considerando a quantidade e a distribuição dos pontos de sondagem disponíveis, bem como as limitações próprias das correlações semiempíricas adotadas.

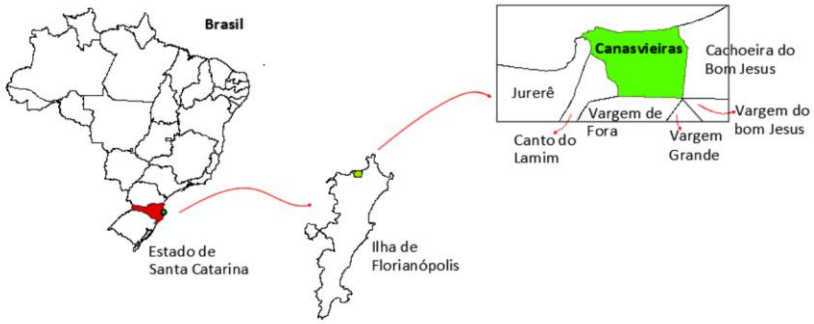
2 MATERIAIS E MÉTODO

2.1 Área de Estudo

Florianópolis é a capital do estado de Santa Catarina, localizada entre os paralelos de 27º10’S e 27º50’S de latitude Sul e os meridianos de 48º25’O e 48º35’O de longitude Oeste, contando com 516.524 mil habitantes, conforme o IBGE.

Canasvieiras é um dos bairros ao norte da ilha, contando com 4,687 km² de área e 9,302 km de perímetro, conforme a Prefeitura Municipal de Florianópolis (PMF), em 2010. O bairro faz fronteira com os bairros Jurerê, Canto do Lamim, Vargem Pequena, Vargem Grande, Cachoeira do Bom Jesus e Vargem do Bom Jesus, consoante ao apresentado na Figura 1.

Figura 1 - Localização da Área de Estudo



Fonte: autora (2021)

2.2 Base de dados e pré-processamento

Dos 504 pontos de ensaio SPT para a parte insular de Florianópolis do banco elaborado por Christ (2019), 16 estão localizados dentro do perímetro do bairro de Canasvieiras.

Com isso, optou-se por utilizar a ferramenta buffer no ArcGIS, a qual acrescenta dados fora da área a serem considerados na interpolação. Foram realizados quatro testes de dimensão de buffer: 500 m, 600 m, 700 m e 1000 m.

Landim (2000) propõe que o número mínimo para krigagem seja de 30 pontos; porém, em nenhum dos buffers se obteve o número mínimo de dados. Portanto, optou-se por seguir o estudo com apenas 24 pontos obtidos pelo buffer de 700 m, conforme elaborado na Tabela 1.

Quadro 1 - Relação entre a dimensão do Buffer e o aumento de dados de sondagem

Dimensão (m)	Aumento de Dados	Total de Dados após Buffer
500	5	21
600	6	22
700	8	24
1000	11	27

Fonte: Elaborado pela autora (2021)

A partir de estudos similares, como Morossino (2021), Thiesen (2016) e Santos (1997), optou-se por adotar também a padronização de N_{SPT} = 50 em todos os casos abaixo do impenetrável. Pela limitação dos dados, adotou-se que o valor de paralisação do ensaio seria considerado como valor limite do impenetrável, sendo comparado com dados de furos próximos e também com mapas temáticos de elevação.

2.3 Fluxograma em SIG

O estudo iniciou-se com a escolha da área de estudo, levantamento dos dados preexistentes, avaliação e georreferenciamento das informações. Em seguida, organizaram-se os bancos de dados de sondagem e os dados gráficos, incluindo mapa setorial de Florianópolis, modelo digital de elevação, cursos d'água e ortofoto. Posteriormente, aplicou-se a geoestatística para gerar os mapas de isovalores de tensão admissível e de $\boldsymbol{N_{SPT}}$, seguida da validação dos resultados e da análise final.

2.4 Estimativa de tensão admissível por correlações $\boldsymbol{N_{SPT}}$

Para garantir a integridade da interpolação referente aos valores de profundidade do impenetrável e do nível d'água, adicionaram-se 20 pontos delimitando o nível do mar localizado ao norte e noroeste do bairro.

Para os mapas de orientação de fundação direta, a equação utilizada para a interpolação foi a Equação (5), com os fatores apresentados por Rabello (2008), adequados para o tipo de fundação.

Consideraram-se os seguintes critérios:

- $N_{SPT} \geq 8$ na profundidade analisada e na camada subsequente, para impedir o assentamento da fundação em solo mole;
- A profundidade de assentamento deve ser de, no máximo, dois metros.

Destaca-se que foram propostas cargas de pilar de até 500 kN para fundações rasas, conforme Morossino (2021), Thiesen (2016) e Santos (1997). Para isso, utilizou-se a Equação (2) para o cálculo da tensão admissível e a Equação (3) para o pré-dimensionamento, optando-se por sapata de base quadrada.

$$N_{SPT} = 8 \qquad (5)$$

$$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{50} + 0\ (MPa)$$

$$\sigma_a = 160\ \frac{kN}{m^3}$$

$$A = \frac{P}{\sigma_a} = B \times L \qquad (6)$$

$$A = \frac{500}{600} = 3{,}12\ m^2$$

$$B^2 = 3{,}12$$

$$B \cong 1{,}80\ m$$

2.5 Interpolação e geração das cartas (krigagem)

Como apresentado, mapas de aptidão para fundação necessitam da aplicação de geoestatística além do tratamento habitual, considerando a espacialidade dos dados nos cálculos.

Devido à quantidade limitada de dados para a região, mesmo após o tratamento, a geração de um semivariograma tornou-se dificultada. Assim, a fim de manter uma padronização da análise, adotou-se o método de krigagem circular.

2.6 Validação e análise de sensibilidade

Como foram utilizados dados georreferenciados e a geoestatística para o tratamento, mostrou-se importante verificar a confiabilidade dos resultados obtidos pelo método de krigagem.

Para esse fim, utilizou-se o método apresentado por Zuquette (1993) para validação do detalhamento e das distâncias entre os pontos de sondagem após a aplicação do buffer, o qual consiste em comparar-se valores de estudos já concluídos com os obtidos pelo presente estudo. Foi analisado em conjunto com os trabalhos realizados por Santos (2016), Thiesen (2016), Michels (2020) E Morossino (2021). Por fim, o detalhamento atingido por este estudo está entre 1:10.000 e 1:25.000, respeitando a resolução espacial recomendada espacial recomendada, mostrando que o modelo se apresentou adequado.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Mapas de Tensão Admissível

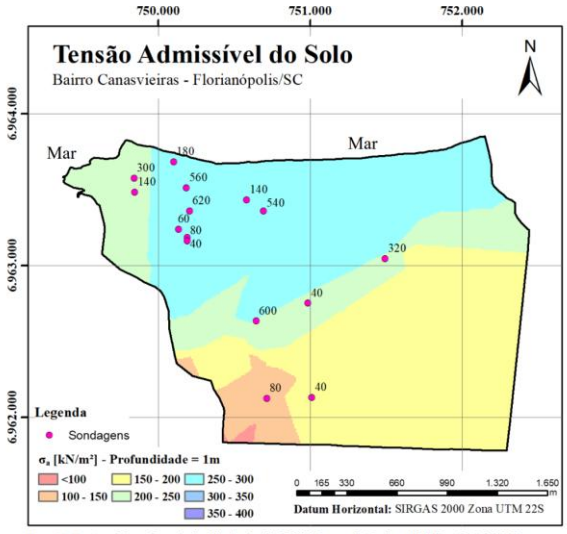
Os Mapas 1a e 1b, gerados para tensão admissível nas profundidades de 1 e 2 metros, evidenciaram o aumento dos valores de tensão à medida que aumenta a profundidade dentro do intervalo analisado, indicando melhora na capacidade de suporte do solo com o aumento na profundidade. Percebe-se que a região próxima ao mar, norte e noroeste, apresentam maiores tensões admissíveis para a profundidade de 1 metro, porém, não possuindo o intervalo de tensões acima de 300 kN/m², ao contrário do mapa 1b, o qual já possui mais de 50% de suas tensões na região acima de 300 kN/m².

Destaca-se que as menores tensões estão alocadas na região sudoeste do bairro, e não nas proximidades do mar.

Mapa 1a - Tensão Admissível para fundações

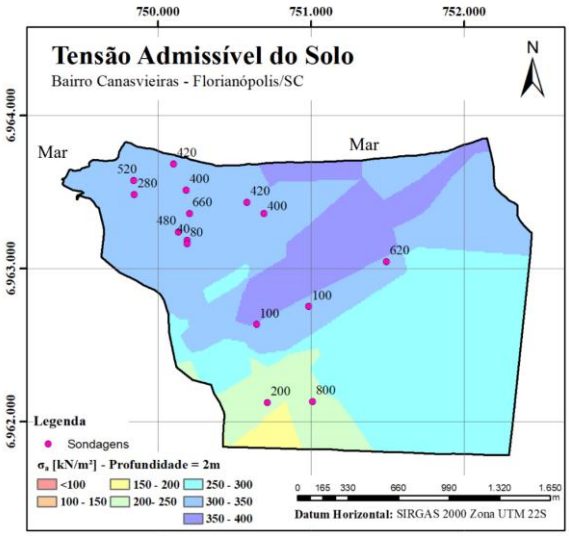
Mapa 1b- Tensão Admissível para fundações

Superficiais: 1 metro de profundidade



Base de Dados: Mapa Setoria de Florianópolis PMF. Banco de Dados SPT| Escala 1:25.000.
Elaboração: Natasha Kárin Popov Pereira da Cunha (2021)

Superficiais: 2 metro de profundidade



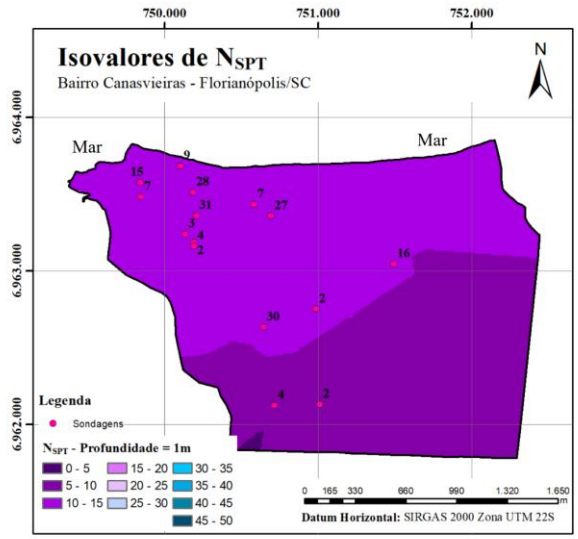
Base de Dados: Mapa Setoria de Florianópolis PMF. Banco de Dados SPT| Escala 1:25.000.
Elaboração: Natasha Kárin Popov Pereira da Cunha (2021)

3.2 Mapas de Isovalores de N_{SPT}

Os Mapas 2a e 2b, referentes aos isovalores de N_{SPT} para as profundidades de 1 e 2 metros, reforçam comportamento coerente com os mapas de tensões admissíveis para as mesmas profundidades, demonstrando consistência entre os parâmetros analisados. Observa-se concentração de valores menores de N_{SPT} nas regiões sudoeste e central do bairro, em conformidade com o mapa de tensões admissíveis 1a e 1b, os quais apresentam a mesma região com menores valores.

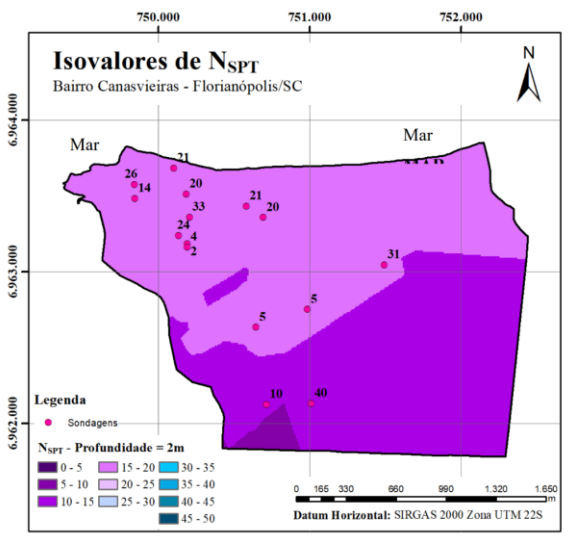
Destaca-se que não foram analisados, neste estudo, mapas além das profundidades de 1 a 2 metros; portanto, não há interferência na avaliação do comportamento de camadas inferiores, sendo anlálises realizadas de forma isolada.

Mapa 2a – Isovalores de N_{SPT}: 1 metro de profundidade



Base de Dados: Mapa Setoria de Florianópolis PMF. Banco de Dados SPT| Escala 1:25.000.
Elaboração: Natasha Kárin Popov Pereira da Cunha (2021)

Mapa 2b – Isovalores de N_{SPT}: 2 metros de profundidade



Base de Dados: Mapa Setoria de Florianópolis PMF. Banco de Dados SPT| Escala 1:25.000.
Elaboração: Natasha Kárin Popov Pereira da Cunha (2021)

4 CONCLUSÕES

Com base neste estudo foi possível aplicar as correlações indicadas na literatura e gerar uma malha utilizando o método geoestatístico de krigagem.

Os valores de tensões admissíveis obtidos por correlações tendo como base o banco de dados tornou possível identificar que para o intervalo analisado de 1 a 2 metros de profundidade, há evidência de incremento significativo na capacidade de suporte do solo.

A krigagem foi o método utilizado e avaliado para a elaboração desta malha, contudo, apresentou limitações devido à influência do fator médio geral na estimativa dos valores da malha, o que pode resultar em superestimações ou subestimações. Esta dificuldade poderia ser melhorada com o aumento de dados de sondagens, outra opção seria a utilização de outras metodologias como a interpolação linear (Delaunay), pois a mesma utiliza os valores obtidos como absolutos.

Tal ampliação torna-se especialmente relevante por se tratar de uma área costeira, onde pode haver significativa variabilidade estratigráfica, influenciando as propriedades geotécnicas ao longo do perfil.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ARSHID, Muhammad Usman; KAMAL, M. A. Regional geotechnical mapping employing kriging on electronic geodatabase. Applied Sciences, Basel, v. 10, n. 21, article 7625, 2020. DOI: 10.3390/app10217625.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036: programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: solo: sondagens de simples reconhecimento com SPT: método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

BERNARDI, Alberto Carlos de Campos et al. AGRICULTURA DE PRECISÃO: RESULTADOS DE UM NOVO OLHAR. Brasília: Embrapa, 2014. 596 p.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos. Princípios da mecânica dos solos e fundações para a construção civil. São Paulo: Blucher, 2014.

CHRIST, Caroline Ester. Mapeamento geotécnico e análise da suscetibilidade a deslizamentos na ilha de Santa Catarina. 2019. 191 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2019.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERTO, José Henrique. Fundações Diretas:Projeto Geotécnico. São Paulo: Oficina de Texto, 2011. 132 p.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R. Propriedades geotécnicas das argilas moles do Recife / banco de dados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES – COBRAMSEF, 10., 1994. v. 2, p. 563–572.

GUIMARÃES, Diego; PETER, Eduardo Alcides. Fundações. Porto Alegre: Sagah Educação S.A., 2018. 222 p.

HIGASHI, R. R. Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental. 2006. 486 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

KNAPPETT, J. A.; CRAIG, R. F. Mecânica dos solos. 8. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2018. 413 p.

LANDIM, P.M.B. Introdução aos métodos de estimação espacial para confecção de mapas. Lab. Geomatemática, DGA, IGCE, UNESP/Rio Claro, Texto Didático 03, 2000.

LANDIM, Paulo Milton Barbosa. Sobre geoestatística e mapas. Terrae Didatica, Campinas, v. 2, n. 1, p. 19-33, 2006.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. Patologia das Fundações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2015. 248 p. Paulo: Oficina de Texto, 2013. 136 p.

MICHELS, Dayani della Giustina. Mapeamento Geotécnico para elaboração de Cartas de Aptidão para área urbana de Braço do Norte/SC. 2020. 166 f. Dissertação (Mestrado) -Curso de Engenharia de Transportes e Gestão Territorial, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2020.

MOROSSINO, Arthur Campagnoli. Aplicação de SIG para o mapeamento geotécnico e a elaboração de cartas de aptidão para fundações utilizando sondagem SPT para o bairro de Jurerê – Florianópolis/SC. 2020. 163 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2021

REBELLO, Y. C. P. Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento. 4ª ed. São Paulo: Zigurate Editora, 2008. 240p.

STAR, J. e ESTES, J. Sistemas de Informação Geográfica: uma Introdução. Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall, em 1990, P. 2-3, 1990.

TERZAGHI, Karl von; PECK, Ralph Brazelton. Soil Mechanics in Engineering Practice. 2.ed. New York: John Wiley & Sons, 1967. 729 p.

SANTOS, Juliana Vieira dos. Aplicação de SIG para análise do perfil geológicogeotécnico do campus sede da UFSC e elaboração de cartas de aptidão para fundações utilizando sondagem SPT. 2016. 200 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

SANTOS, G.T. Mapas Digitais: Mapeamento Geotécnico. Tese de Doutorado em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 1997

THIESEN, Stephanie. Aplicação de ferramenta SIG para mapeamento geotécnico e cartas de aptidão para fundação a partir de ensaios SPT: um estudo de caso em Blumenau/SC. 2016. 207 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016

ZUQUETTE, Lazaro Valentim. Importância do mapeamento geotécnico no uso e ocupação do meio-físico: fundamentos e guia para elaboração. 1993. 265 f. Tese (Livre Docência) - Curso de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

ZUQUETTE, L. V. Análise crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para condições brasileiras. 1987. 219 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1987.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/49

Correlações Tentativas para Emprego das Leis de Camberfort na Previsão do Comportamento de Estacas

Luis Felipe de Oliveira Pedra
Mestre em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, luispedra18@outlook.com

Bernadete Ragoni Danziger
Professora Titular PGECIV, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, bernadeterd@hotmail.com

RESUMO: O projeto de fundações envolve a estimativa da capacidade de carga para a verificação da segurança à ruptura (ELU) e a estimativa de recalques para a carga de serviço (ELS). O comportamento do elemento de fundação é obtido através de ensaios, como provas de carga estáticas. O modelo de Massad (1992) permite a interpretação de provas de carga, incluindo todos os trechos da curva. O modelo permite a separação das parcelas de atrito e ponta, além da carga residual aprisionada na ponta, caso presente. O modelo de Massad (1992) se baseia nas leis de Camberfort (1964). Estas leis descrevem a interação solo-estaca, caracterizando a função de transferência de carga ao longo do fuste e da ponta da estaca. Assim, com base na interpretação das provas de carga pelo modelo de Massad (1992), é possível isolar os parâmetros das Leis de Camberfort ajustados a cada ensaio. Foi selecionado um banco de dados de provas de carga, obtido da literatura, o que permitiu a interpretação dos ensaios pelo modelo de Massad e a obtenção dos parâmetros das leis de Camberfort para diferentes tipos de estacas embutidas em diferentes tipos de solos. Foram, assim, estabelecidas correlações que permitem o emprego das leis de Camberfort na previsão da curva carga-recalque.

PALAVRAS-CHAVE: modelo de Massad; leis de Cambefort; transferência de carga; prova de carga.

ABSTRACT: Foundation design involves the estimation of bearing capacity and settlements under service loads. The complete behaviour of the foundation elements can be ideally obtained through load tests. Massad's model (1992) interprets load tests, adjusting all segments of the measured curve. The model allows separation of shaft friction and end bearing components, as well as the residual load trapped at the pile tip, if present. Massad's model (1992) is based on Camberfort's laws (1964), which describe soil-pile interaction, defining the load transfer function along the shaft and the pile tip. Based on the interpretation of load tests by Massad's model, it is possible to isolate the Camberfort law parameters, adjusted to each section of the loading test curve. A database of load tests was compiled and interpreted, which allowed the adjustment of the Camberfort's parameters for different piles embedded in different soils. Tentative correlations were established, aiming at the use of Camberfort's laws for the prediction of the load-settlement curve in foundation design.

KEYWORDS: Massad model; Cambefort's laws; load transfer; load test.

1 1 INTRODUÇÃO

O projeto de fundações envolve a estimativa da capacidade de carga para a verificação da segurança à ruptura, Estado Limite Último, ELU, e a estimativa de recalques para a carga de serviço, Estado Limite de Serviço, ELS. Apenas através de ensaios, como provas de carga, é possível obter, para um dado elemento de fundação embutido num maciço de solo, ou rocha, o seu comportamento nas várias etapas de carregamento: tanto na ruptura como para carga de serviço. Um dos modelos de interpretação de provas de carga capazes de reproduzir a forma da curva, e não apenas a carga de ruptura, é o de Massad (1992, 1993), exemplificado por Massad e Lazo (1998), Fonseca et al. (2007), entre outros.

O modelo matemático proposto por Massad (1992) permite a separação das parcelas de atrito e ponta mobilizadas nas provas de carga, além da carga residual aprisionada na ponta, quando presente. Além disso, é possível se proceder ao ajuste da curva carga-recalque em todos os seus trechos, simulando o ensaio realizado tanto no carregamento quanto no trecho de descarregamento. Massad (1992) se baseia nas leis de Camberfort (1964), que descrevem a interação solo-estaca. As Leis de Camberfort definem a função de transferência de carga ao longo do fuste e da ponta da estaca. Assim, com base na interpretação das provas de carga pelo modelo matemático de Massad, é possível isolar os parâmetros das Leis de Camberfort ajustados a cada ensaio.

A partir da interpretação do ensaio pelo modelo matemático de Massad foi possível isolar os parâmetros das leis de Camberfort (1964) em diferentes ensaios reunidos pelos autores e analisados neste artigo. Uma vez retroanalisados estes parâmetros, foi possível estabelecer algumas correlações entre estes e ensaios de campo, separando as estacas em cravadas e escavadas e a natureza predominante do solo no trecho de embutimento da estaca. Estas correlações permitem o emprego das leis de Cambertfort, não apenas como base para a interpretação de ensaios realizados, como também em previsões do comportamento por ocasião do projeto.

2 MODELO MATEMÁTICO DE MASSAD (1992, 1993)

Massad (1992) desenvolveu um modelo matemático abrangente, fundamentado nas leis de Cambefort, para interpretar provas de carga estáticas em estacas escavadas e cravadas. Esse modelo analítico inclui a consideração de cargas residuais na ponta das estacas, que costumam surgir em estacas cravadas e escavadas, nestas últimas após submetidas a um carregamento prévio. Inicialmente concebido para solos relativamente homogêneos, Massad (1993) estendeu o método, adaptando-o a estacas com embutimento em camadas de solo mais resistentes. Massad (1992) introduziu o coeficiente μ para quantificar a influência da carga residual:

$$\mu = 1 + \frac{P_h}{A_{lr}} = 1 + \frac{f_{res}}{f_{máx}} \qquad (1)$$

A primeira Lei de Cambefort trata da transferência de carga por atrito unitário, considerado uniforme em todo o trecho do fuste, como se fosse uma camada homogênea. O valor $f_{máx}$ corresponde ao atrito disponível mobilizado para um deslocamento y_1, enquanto f_{min} é o atrito lateral unitário negativo (f_{res}). A segunda Lei de Cambefort está relacionada à transferência de carga pela ponta. A Figura 1 ilustra as Leis de Camberfort revisadas por Massad (1992) de modo a contemplar a presença de cargas residuais na ponta.

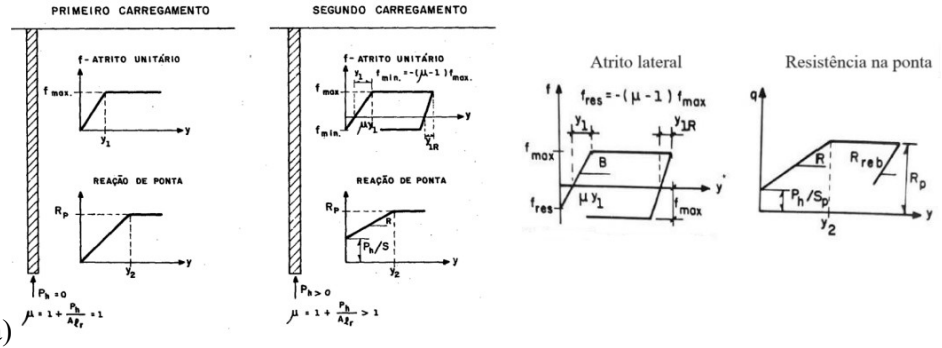


Figura 1. Relações de Camberfort modificadas para estacas escavadas (a) Relações de Camberfort modificadas para estacas cravadas (MASSAD, 1992); (b) (MASSAD e LAZO, 1998)

As Leis de Cambefort indicam, num primeiro carregamento de uma prova de carga em estacas escavadas, a não ocorrência da carga residual. Por esta razão, ambas as curvas partem da origem e o valor de μ é igual a 1, já que o valor de P_h, carga residual na ponta, é nulo (Figura 1(a)). As Leis de Cambefort foram adaptadas por Massad (1992) ao segundo carregamento, situação em que as cargas residuais estão, em geral, presentes. Cabe observar que, na primeira Lei de Cambefort, o atrito lateral unitário parte de um valor inicial, neste caso, negativo. Algo similar ocorre na segunda Lei de Cambefort: uma parte da resistência unitária disponível — especificamente a resistência residual unitária na ponta, cujo valor é P_h/S — já está mobilizada,

mesmo com deslocamento nulo da ponta no segundo carregamento, conforme ilustrado na Figura 1(a).

De forma análoga à Figura 1(a), Massad reescreve as relações de Cambefort para as estacas cravadas, na Figura 1(b). Como P_h é uma carga, e não uma tensão, Massad (1992) dividiu-a pela área S da seção da ponta da estaca na segunda Lei de Cambefort por ele adaptada. Neste caso, como o valor de P_h é maior que zero, o valor de μ é superior a um.

A rigidez da estaca, como elemento estrutural (como se fosse um pilar sem considerar a contenção lateral do solo), é designada por K_r, sendo:

$$K_r = \frac{ES}{h} \tag{2}$$

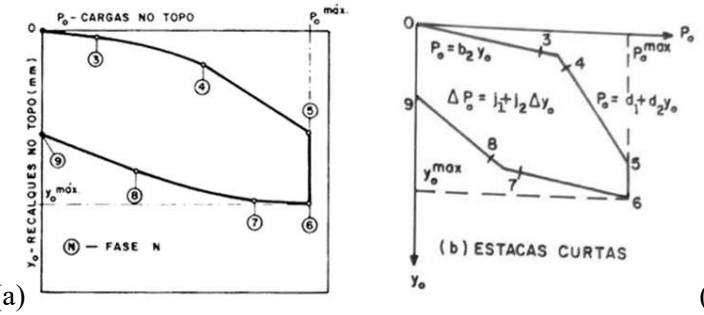
E é o módulo de elasticidade do material da estaca, S a área de sua seção transversal, suposta constante, e h a profundidade do embutimento. O valor de K_r, no SI, é dado em kN/m.

Massad (1992) introduz o coeficiente adimensional, rigidez relativa solo x estaca (k), utilizado nas equações de seu modelo, que controla o comportamento das estacas em compressão axial, indicando se elas apresentarão comportamento compressível ou rígido. A estaca é dita longa ou flexível se $k \geq 8$, isto é, ela precisa se deformar muito para que o atrito lateral se esgote em toda a sua profundidade. Caso o valor de $k \leq 2$, a estaca é classificada como curta ou rígida, na qual o atrito lateral se esgota subitamente do topo à base da estaca. Para os casos em que k apresenta valor intermediário ($2 < k < 8$), Massad (1992) recomenda cautela nas aplicações. O valor de k está relacionado ao deslocamento necessário (y_1) para mobilizar o atrito lateral total (A_{lr}):

$$k = \frac{A_{lr}}{K_r y_1} = 4\left(\frac{h}{D}\right)^2 . \left(\frac{BD}{E}\right) \tag{3}$$

D é o diâmetro da estaca, B é o parâmetro da primeira lei de Camberfort, vide Figura 1, e as demais variáveis já definidas anteriormente.

A Figura 2(a), apresenta o modelo desenvolvido por Massad (1992), para as estacas que apresentam comportamento flexível. Observa-se o desenvolvimento do trecho 3-4, que representa a mobilização do atrito lateral. Massad e Lazo (1998) desenvolveram o método das duas retas para simular o comportamento de estacas rígidas ou curtas (Figura 2(b)). Os autores propuseram um método gráfico, de simples aplicação, restrito ao caso de estacas rígidas.



(a) (b)

Figura 2. Curva carga x recalque teórica modelada por Massad (1992), estacas flexíveis (a) ; Curva carga x recalque teórica modelada por Massad e Lazo (1998), estacas rígidas (b).

Para cada trecho da curva, seja de uma estaca flexível ou rígida, foram desenvolvidas equações para representar o seu comportamento quando carregada.

3 RETROANÁLISE DOS COEFICIENTES DAS LEIS DE CAMBEFORT

A primeira Lei de Cambefort está relacionada à mobilização do atrito lateral unitário. Massad (1992) designou este coeficiente angular por B. Já a segunda Lei de Camberfort é a obtida para representar a transferência de carga pela ponta, sendo o coeficiente angular designado por R (ver Figura 1b). Embora as

unidades de ambos os parâmetros sejam padronizadas em kN/m³ pelo Sistema Internacional, os autores consideram, nesta análise, os parâmetros de Camberfot em kPa/mm, em conformidade com as retroanálises realizadas por Massad em seus estudos. Tal escolha justifica-se, pois correlaciona a tensão aplicada (kPa) e os recalques observados (mm).

Para determinar o coeficiente B, é preciso analisar o trecho da curva em que o atrito lateral é desenvolvido. Nas estacas flexíveis, o trecho analisado é o 0-3 e 3-4, onde ocorre o avanço da mobilização do atrito ao longo do fuste, do topo à ponta. Para as estacas rígidas, esse efeito ocorre no trecho 0-3, visto que o trecho 3-4 praticamente não se desenvolve. Tem-se a Equação 4:

$$B = \frac{f_{máx}}{y_1} \tag{4}$$

O coeficiente angular da segunda Lei de Cambefort é responsável pela mobilização da carga na ponta da estaca. Este coeficiente pode ser definido, em estacas flexíveis, no trecho 4-5 da Figura 2, onde ocorre a mobilização da resistência de ponta ao longo do trecho pseudo-elástico. Utiliza-se a Equação 5 para determinar seu valor:

$$\frac{P_0 - \mu A_{lr}}{y_o - \frac{\mu A_{lr}}{2 K_r}} = \frac{1}{\frac{1}{K_r} + \frac{1}{RS}} \tag{5}$$

Contudo, para as estacas curtas, a formulação referente ao referido intervalo pode ser simplificada conforme a equação 6:

$$RS = \frac{1}{\frac{1}{d_2} - \frac{1}{K_r}} \tag{6}$$

Cabe destacar que o primeiro autor reuniu um banco de dados muito mais extenso do que o selecionado na análise apresentada a seguir. Isso se deveu, principalmente, às seguintes razões:

i) Muitos dos ensaios disponíveis não atingiram um nível de deslocamento suficiente para a caracterização do ponto 4 na curva medida, indicador da mobilização plena do atrito lateral. Esta é uma das premissas do modelo de Massad (1992, 1993) para a determinação da parcela de atrito, A_{lr}, da curva do ensaio.

ii) Alguns dos ensaios apresentaram, no trecho do fuste, camadas com resistências muito diferentes entre si, o que também se distanciava da premissa do método que considera, em todo o trecho do fuste, um atrito lateral uniforme.

Do banco de dados de ensaios obtidos da literatura foram selecionadas para a análise pelo método de Massad 14 provas de carga, em que a base de dados foi construída a partir de dissertações de mestrado, trabalhos de conclusão de curso e artigos já publicados, O banco de dados reunido inclui estacas cravadas (metálicas e pré-moldadas de concreto) e escavadas (hélice contínua e raiz) de diversos comprimentos e seções. Visando aumentar o número de ensaios, o banco de dados reunido pelos autores foi complementado com os dados de Martins (2024), que também procedeu à análise de provas de carga pelo método de Massad (1992), além de alguns casos divulgados pelo próprio autor do modelo, Massad (1992, 1993), Massad e Lazo (1998), Fonseca et al. (2007). Um total de 35 provas de carga foram interpretadas e tiveram seus parâmetros B e R de Camberfort isolados como base para a continuidade das análises.

O leitor interessado na interpretação detalhada das provas de carga pode encontrar o material completo em Pedra (2026), uma vez que a limitação do espaço não permitiu ilustrar todos estes resultados.

Para este grupo de 27 provas de carga selecionadas, o ponto 4 da curva da Figura 2 foi bem caracterizado e o atrito lateral unitário disponível foi considerado razoavelmente uniforme.

Dando prosseguimento à separação do conjunto de dados, procurou-se caracterizar a natureza predominante do solo e o valor do N_{SPT} ao longo do fuste, para o estabelecimento da correlação que determina

o valor do parâmetro B, da primeira lei de Camberfort (1964). Da mesma forma, no trecho da ponta da estaca, procurou-se caracterizar a natureza do solo na região da ponta de cada uma das estacas, para a determinação de R, da segunda lei de Camberfort (1964). Na caracterização da natureza do solo, em função de sua granulometria, foi utilizada a mesma notação de Aoki e Velloso (1975) na designação da natureza do solo, qual seja: 1 para areia; 2 para silte; e 3 para argila. Exemplo: 123 = areia silto-argilosa; 120 = areia siltosa; e assim para as demais naturezas de solo, de acordo com a análise tátil visual obtida nas diversas sondagens. A Talela 1 reúne os resultados do banco de dados interpretados pelos autores, acrescidos de resultados publicados anteriormente, para posterior estabelecimento das correlações.

Tabela 1. Coeficientes B e R - parcial

Estacas	Tipo	B (kPa/mm)	R (kPa/mm)	Solo fuste	Solo ponta	N_{SPT} fuste	N_{SPT} ponta
PCE-19	Hélice contínua	60,7	13	120	123	10	15
PCE-54		35,4	37	120	120	10	28
PCE-97		37,9	36	20	123	10	19
CA 1	Pré-moldada de concreto	5,2	89	120	120	7	30
P2		5,7	23	120	123	14	28
NA 1		27,9	37	120	120	15	21
RJ PI-4		53,0	67	120	312	10	23
TP	Metálica	10,6	63	130	130	23	33
EPM4		3,2	58	100	320	10	6
EPM5		5,6	29	100	320	15	6

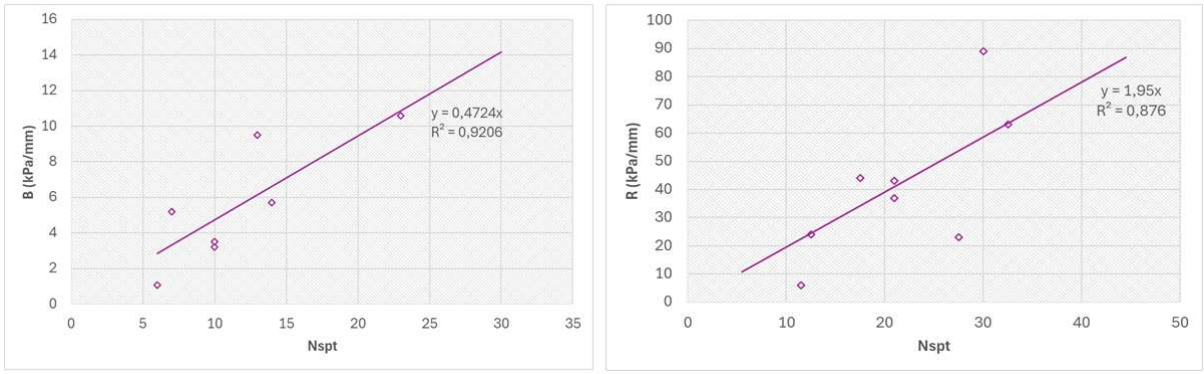
Para o trecho do fuste foram determinados o valor médio do N_{SPT} e a natureza do solo predominante. No trecho da ponta, foi considerado um valor médio de N_{SPT}, entre a região compreendida até a profundidade de 3D, abaixo do nível da ponta, e 8D acima do nível da ponta, sendo D o diâmetro da estaca ou diâmetro equivalente. Também se determinou, para o trecho da ponta, a natureza do solo predominante. No caso de estaca não circular, utilizou-se para valor o diâmetro D equivalente a menor dimensão da seção transversal da estaca. No caso do banco de dados analisado por Martins (2024), em que havia resultados de ensaio CPT, foi utilizada a relação de $K = q_c / N_{SPT}$ para a obtenção do N_{SPT} correspondente.

4 CORRELAÇÃO ENTRE O N_{SPT} E OS COEFICIENTES DE CAMBEFORT

Na análise dos dados, estes foram separados pelo tipo de execução da estaca e pela natureza predominante do solo. Os valores dos parâmetros B e R foram expressos em kPa/mm. Os pares ordenados (N_{SPT}, B) e (N_{SPT}, R) foram plotados para a observação da dispersão dos valores e escolha da curva tentativa para o estabelecimento da correlação. Optou-se por uma correlação simples, do tipo linear passando pela origem. À medida que mais ensaios forem sendo analisados e o banco de dados for estendido, outros tipos de correlações poderão ser estabelecidos.

Apresentam-se, a seguir, os resultados referentes às estacas cravadas instaladas em camadas de predominância arenosa, ao longo do fuste (a) e da ponta (b), Figura 3.

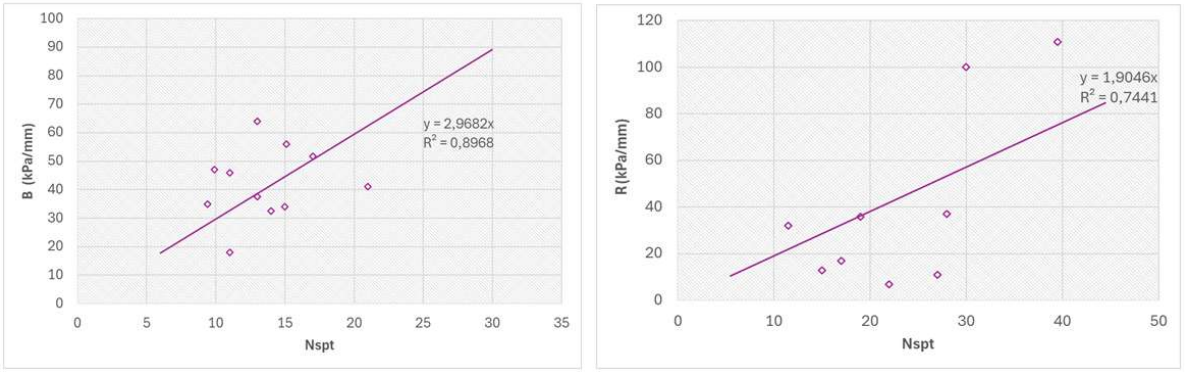
A análise estatística encontrou, na determinação de B, um coeficiente de correlação r = 0,81. Para a correlação do parâmetro R, o coeficiente de correlação foi r = 0,94. Os valores da inclinação da reta de correlação passando pela origem estão apresentados no interior da Figura 3 e na Tabela 2 que resume os resultados.



(a) (b)

Figura 3. N_{SPT} x B – estaca cravada, fuste em areia (a); N_{SPT} x R – estaca cravada, ponta areia (b)

A análise subsequente aborda estacas escavadas em solo arenoso.

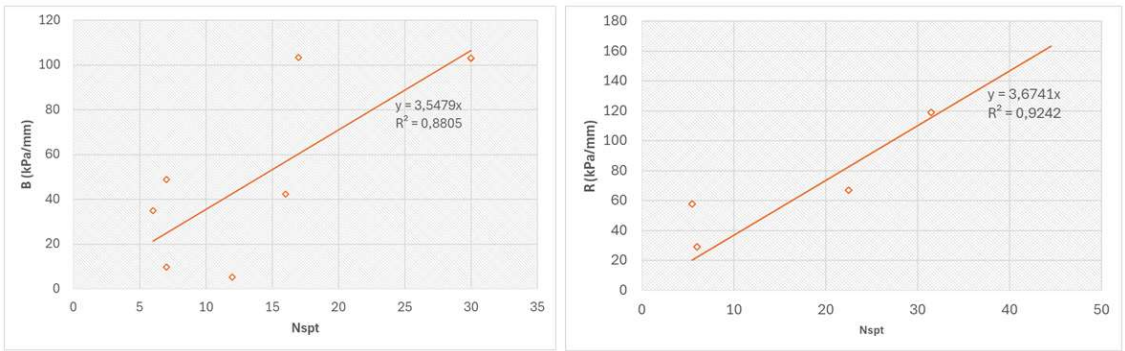


(a) (b)

Figura 4. N_{SPT} x B – estaca escavada, fuste em areia (a); N_{SPT} x R – estaca escavada, ponta areia (b)

Para o parâmetro B, em kPa/mm, e estacas escavadas, a análise estatística revelou um coeficiente de correlação r = 0,95, indicando um ajuste linear forte e significativo para este subconjunto do banco de dados. Para o parâmetro R, a análise de regressão resultou em um coeficiente de correlação r = 0,86. Da mesma forma, os valores da inclinação da reta de correlação passando pela origem estão apresentados no interior da Figura 4 e na Tabela 2, que resume os resultados.

A seguir, procedeu-se à análise das estacas em solos argilosos, separando-as no trecho do fuste (parâmetro B) e na ponta (parâmetro R). Diferentemente da abordagem adotada para os horizontes arenosos, a análise em solos argilosos não contemplou a separação por método executivo. Tal escolha fundamentou-se na reduzida densidade amostral disponível para este tipo de solo, o que poderia comprometer a qualidade da análise. Os resultados estão ilustrados na Figura 5 e resumidos na Tabela 2.



(a) (b)

Figura 5. N_{SPT} x B – estaca fuste em argila (a); N_{SPT} x R – estaca ponta argila (b)

Realizou-se uma análise de regressão linear para investigar a correlação entre as variáveis B e N_{SPT}, em que o coeficiente de correlação obtido foi r = 0,94, evidenciando um ajuste estatístico de elevada significância para a correlação passando pela origem. Para o parâmetro R, obteve-se um coeficiente de correlação r = 0,96, o que indica um ajuste satisfatório do modelo. Os autores esperavam um valor de coeficiente de correlação menor para os solos argilosos, em relação aos solos arenosos, porém tal não se confirmou. Uma possível razão pode ter sido o número muito reduzido de ensaios reunidos neste grupo. Como já destacado, à medida que o banco de dados se tornar mais extenso, estes resultados poderão ser atualizados, na expectativa de reduzir a incerteza e estabelecer funções mais representativas do comportamento das variáveis.

A Tabela 2 resume os resultados das correlações obtidas neste estudo inicial, separando as estacas cravadas e escavadas, bem como a natureza do solo predominante na região do fuste, para o parâmetro B, e na região da ponta, para o parâmetro R.

Tabela 2. Correlações entre o N_{SPT} e os coeficientes de Camberfort

Correlação Valores de R e B em (kPa/mm)		**R**	**Natureza** Solo	**Parcela** Resistente	**Método executivo**
N_{SPT} x B	$B = 0{,}5 \times N_{SPT}$	0,81	Areia	Fuste	Cravada
N_{SPT} x R	$R = 2{,}0 \times N_{SPT}$	0,94	Areia	Ponta	Cravada
N_{SPT} x B	$B = 3{,}0 \times N_{SPT}$	0,95	Areia	Fuste	Escavada
N_{SPT} x R	$R = 1{,}9 \times N_{SPT}$	0,86	Areia	Ponta	Escavada
N_{SPT} x B	$B = 3{,}6 \times N_{SPT}$	0,94	Argila	Fuste	Cravada/Escavada
N_{SPT} x R	$R = 3{,}7 \times N_{SPT}$	0,96	Argila	Ponta	Cravada/Escavada

Para estacas cravadas em solo arenoso, o valor de R (segunda lei de Camberfort), foi superior ao de B (primeira lei de Camberfort), exceto para as escavadas em solo arenoso. Já nos solos de natureza argilosa, embora R tenha sido superior a B, ambos os parâmetros apresentaram valores muito próximos.

Os autores esperavam valores de B e R superiores para estacas cravadas em horizonte arenoso, em relação às escavadas, por conta do efeito de execução. O efeito da execução de estacas cravadas em areia resulta na redução do índice de vazios e aumento da compacidade do solo nas proximidades do fuste das estacas, sendo esperados valores maiores de B para estacas cravadas e menores para as escavadas. Como ainda há poucos resultados, o aumento do banco de dados no futuro poderá reduzir a incerteza das correlações.

Interessante comparar os resultados encontrados no presente artigo com alguns resultados de análises anteriores publicados por Massad e colaboradores. Os valores obtidos de B e R em artigos de Massad e colaboradores, indicam valores situados na mesma faixa encontrada neste trabalho. Porém, enquanto a correlações obtidas acima indicaram valores de R inferiores para estacas cravadas e superiores para as escavadas em areia, em desacordo com a expectativa dos autores, tendência contrária ocorreu com os demais valores indicados na literatura, embora os trabalhos da literatura não tenham reunido o banco de dados para estabelecimento de correlações.

Para estacas cravadas em solos arenosos, os valores obtidos por Massad e colaboradores situam-se na faixa entre 8,4 e 33,2 kPa/mm, para B, e 13 e 965 kPa/mm, para R. Para as estacas escavadas, a variação compreendeu o intervalo de 16,0 a 37,6 kPa/mm, para B, e 7 a 363 kPa/mm, para R. Para solos de natureza argilosa, não foi encontrado nenhum registro para comparação. Estes são valores individuais, não correlacionados ao N_{SPT}.

Souza (2023) apresentou faixa de valores de R obtida de sua experiência, sem explicitar o tipo de solo, indicando cerca de 100 kPa/mm para estacas escavadas e 500 kPa/mm a 1000 kPa/mm para estacas cravadas, predominantemente de atrito e de ponta, respectivamente.

Cabe destacar que, pelo exposto, mesmo com o cuidado de selecionar apenas parte dos ensaios disponíveis, como se ressaltou no item 3 deste artigo, os valores obtidos neste trabalho são apenas indicativos,

ou seja, correlações tentativas. Faz-se necessário o aumento do banco de dados para obtenção de maior confiabilidade das correlações.

5 CONCLUSÃO

A utilização das Leis de Cambefort (1964), como premissa do modelo de Massad (1992), permite a reprodução de curvas simuladas muito próximas às obtidas nas provas de carga do banco de dados analisado. Conclui-se, assim, que as leis idealizadas por Camberfort (1964) continuam válidas e úteis para emprego na atualidade. A separação entre a mobilização do atrito lateral e a resistência de ponta, possível de ser obtida pelo modelo de Massad quando o ensaio é levado até um nível de deslocamento suficiente, fornece a base teórica necessária para isolar as componentes de rigidez do sistema fundação-solo, ou seja, os parâmetros B e R de Camberfort (1964). A capacidade do modelo matemático de Massad de identificar as parcelas de atrito lateral, parcela de ponta e carga residual aprisionada na ponta, nos ciclos de carga e descarga dos ensaios, surge como um diferencial para o entendimento do comportamento de provas de carga. Conclui-se, portanto, que os modelos estabelecidos por Cambefort (1964) permanecem como relevantes na prática de fundações, permitindo uma comparação entre as premissas de projeto e os resultados de campo.

Uma vez selecionados os ensaios que atenderam às premissas básicas do modelo matemático, os ensaios foram interpretados e individualizadas as parcelas de atrito lateral, resistência de ponta e a carga residual. Em seguida, foram reunidos os parâmetros de Camberfort para solos arenosos e argilosos e estacas cravadas e escavadas e estabelecidas as correlações.

Embora os valores de B e R encontrados tenham se aproximado da faixa de valores publicados na literatura, as correlações ainda têm caráter indicativo. A expectativa de valores de R e B maiores em estacas cravadas não se verificou, causando certa estranheza. O banco de dados será estendido, oportunamente, na tentativa de aumentar a confiabilidade das correlações apresentadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. Proceedings*. 5th Pan American CSMFE, Buenos Aires, v. 1, p. 367-376, 1975.

CAMBEFORT, H. *Essai sur le Comportement em Terrain Homogéne des Pieux Isolés et des Groupes de Pieux.* Annales de L'institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Série: SOLS ET FONDATIONS (44), Paris, 1964.

FONSECA, A. V.; SANTOS, J. A.; ESTEVES, E. C.; MASSAD, F. *Analysis of piles in residual soil from granite considering residual loads.* Solos e Rochas, v.30, p.63 – 80, 2007.

MARTINS, B. N. *Interpretação de provas de carga em estacas pelo modelo matemático de Massad contemplando cargas residuais.* Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UERJ, Rio de Janeiro, 2024.

MASSAD, F. (1992). *"Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais de Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte I".* Revista Solos e Rochas, 15(2):103-115, S. P.

MASSAD, F. (1993). *Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte II.* Revista Solos e Rochas, 16 (2): 93- 112, S. Paulo.

MASSAD, F.; LAZO, G. (1998) *Método Gráfico para Interpretar a Curva Carga Recalque de Provas de Carga Verticais em Estacas Rígidas ou Curtas.* XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, vol III:1407- 1414, Brasília, Brasil.

PEDRA, L. F. O. *Aplicação das equações de Camberfort na previsão do comportamento das estacas carregadas.* Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UERJ, Rio de Janeiro, 2026.

SOUZA, R. N. (2023). *Previsão de curva carga-recalque de estacas com base no Método das Duas Retas.* Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE 10, ABMS, São Paulo.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/50

Desempenho de Modelos Computacionais e Abordagens Semiempíricas na Estimativa de Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua

Vitor Gabriel Silva Santos
Estudante, UNICAMP, Campinas, Brasil, v240721@dac.unicamp.br

Gentil Miranda Júnior
Diretor Técnico, GEBASE, Campinas, Brasil, gentil@gebase.com.br

Paulo José Rocha de Albuquerque
Professor, UNICAMP, Campinas, pjra@unicamp.br

Fernando Feitosa Monteiro
Professor, UNICAMP, Campinas, feitosam@unicamp.br

RESUMO: O presente estudo apresenta uma análise de comparação entre resultados de prova de carga e simulações orientadas utilizando o software RSPile para estaca H.C.M. situada na região de Campinas-SP e de métodos semiempíricos na previsão da capacidade de carga de tal fundação sob condições da estratigrafia local. Utilizando-se do RSPile foi desenvolvida uma modelagem de dimensão finita e orientada considerando o solo local. A estaca com 0,90 m de diâmetro e 17,5 m de comprimento, foi executada em local com 5 horizontes de solo entre camadas de argila siltoarenosa, silte arenoso e silte argiloarenoso. O estudo fez uma comparação dos resultados das simulações computacionais, previsões de metodologias semi-empíricas e resultados de prova de carga. Os resultados foram consistentes e convergentes perante os métodos, destacando eficácia do RSPile na modelagem do comportamento das estacas H.C.M. sobre a estratigrafia local, possibilitando que o estudo de otimização sobre projeto de fundações em auxílio de software juntamente com a base de provas de carga realizadas podem garantir eficiência projetiva, segurança e economia.

PALAVRAS-CHAVE: RSPile, Capacidade de carga, Hélice contínua.

ABSTRACT: This study presents a comparative analysis between static load test results, oriented simulations using the RSPile software for a C.F.A. pile located in the region of Campinas-SP, and semi-empirical methods for predicting the bearing capacity of such foundations under local stratigraphic conditions. Utilizing RSPile, a finite-dimensioned, oriented modeling was developed considering the soil profile. The Pile, with a diameter of 0,90 m and length of 17.5 m, was installed in a site featuring five soil horizons, including layers of sandy silty clay, sandy silt, and clayey sandy silt. The study compared the results of computational simulations, predictions from semi-empirical methodologies, and load test data. The results were consistent and converged across the different methods, highlighting the effectiveness of RSPile in modeling the behavior of CFA piles within the local stratigraphy. This demonstrates that optimization studies for foundation design, supported by software and a database of load tests, can ensure design efficiency, safety, and cost-effectiveness.

KEYWORDS: RSPile, Pile bearing capacity, Continuos flight auger pile

1 INTRODUÇÃO

A aplicação de provas de carga estática (P.C.E.) é fundamental para a determinação da capacidade de carga permitindo, conforme denota Corrêa et. al. (202), a otimização de projetos de fundações por meio de economia de materiais e do ajuste geométrico de elementos estruturais. Segundo Albuquerque e Garcia (2022), o procedimento consiste no carregamento controlado de estacas - sejam de teste ou integralmente da obra -, com monitoramento sistemático de recalque em estágios definidos para validar a resistência real.

Nesse cenário, Alledi et. al (2015) ressaltam que métodos semiempíricos tradicionais, como os de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), frequentemente subestimam a parcela da resistência lateral, o que torna a validação experimental e as simulações computacionais de extrema importância para um refinamento preditivo. Diante de tal necessidade de precisão, o emprego de ferramentas de modelagem numérica, surgem como alternativas robustas para complementaridade à análise geotécnica convencional.

Dessa forma, a modelagem via software RSPile capacita uma poderosa análise estatística ao integrar parâmetros físicos e diretrizes projetivas em ambiente computacional, capaz de simular desde o comportamento individual de elementos, até recalques diferenciais em grupos de estacas. O software atua como um elo entre o ensaio de campo e a economia de execução, provendo dados quantitativos que conferem segurança e eficiência ao design de fundações. Sob tal ótica, o presente artigo investiga a correlação da capacidade de carga última de uma estaca hélice contínua, executada no município de Campinas-SP, confrontando os resultados obtidos por métodos semiepíricos e a modelagem numérica feita no RSPile, frente aos dados reais obtidos por meio de prova de carga estática.

2 METODOLOGIA

O estudo a seguir trata-se de uma obra realizada no município de Campinas sobre o campo de trabalho de um edifício com um modelo construtivo constituído por 3 subsolos, térreo e 24 pavimentos tipo com altura aproximada de 75,0 m de altura. Em vigor de projeto, com o estudo da estratigrafia local, da composição do projeto estrutural com cargas de magnitude elevada nos pilares, da ocorrência de lençol freático a uma profundidade média de 1,0 m além das condições locais de vizinhança contendo edificações de grande porte próximas a obra, foram adotadas fundações em estacas hélice contínua monitorada.

A composição do subsolo na região do edifício, apresenta características comuns a formação Serra Geral em Campinas, caracterizando a região sobre análises geológicas comuns conforme mostra Albuquerque (1996). A estratigrafia demonstrada nos relatórios de sondagem, por sua vez, seguem com uma camada inicial de composta por argila siltoarenosa e silte arenoso com espessuras entre 3,0 e 8,0 m e valores de Nspt entre 15 e 30 golpes, sobreposta por uma camadas de silte argiloarenoso e silte arenoso com espessuras entre 15,0 a 21,0 m de e valores de Nspt de 30 a 40/15 golpes, dessa forma demonstrando um total de 5 (cinco) horizontes distintos conforme as descrições feitas a posteriori.. A figura “X” demonstra a caracterização geológica média na região de Campinas e a figura “X” mostra o perfil médio do solo na região da torre descrita anteriormente.

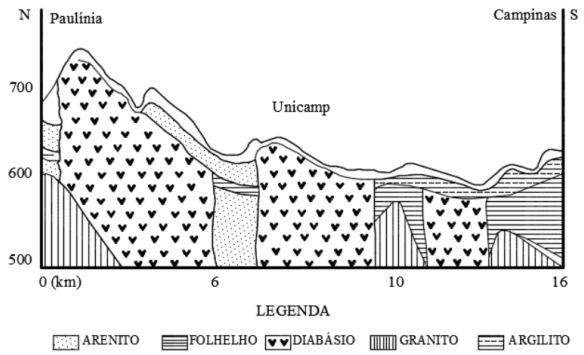


Figura 1. Perfil geológico da região de Campinas (Fonte: Albuquerque, 1996).

L (m)	Nspt	Tipo do solo	
			Cota da sondagem (753,19)
1	-	-	Cota do 2º Subsolo (752,01)
2	10	Argila siltoarenosa	
3	9	Silte arenoso	
4	16	Silte argiloarenoso	Cota do 3º Subsolo (748,95)
5	24		
6	27		
7	33		
8	35		
9	37		
10	15	Silte arenoso	
11	17		
12	21		
13	25	Silte argiloarenoso	
14	36		
15	38		
16	40		
17	46		
18	37/15		Cota da ponta (734,51)
19	40/15		
20	45/15		
21	46/15		

ESTACA TESTE ET.1 E ET.2

Figura 2. Estratigrafia do solo (Fonte: Lima et. al, 2020).

A organização dos dados da base experimental descritos anteriormente, foi realizada de modo a inseri-los no princípio da modelagem computacional feita no software RSPile mostrada na figura e permitir a utilização das equações de métodos semiempíricos para cálculo de capacidade de carga última. Com base no perfil de solo mostrado na figura "x", foi adotada para análise uma estaca hélice contínua de 90 cm de diâmetro e 17,5 m de comprimento utilizada nos estudos de otimização de projeto de fundações realizados por Lima et.al (2020). Unindo todas as informações pertinentes, empregou-se os métodos semiempíricos para cálculo de capacidade de carga propostos por Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) a partir de dados de ensaio SPT.

Perante o software RSPile, em virtude da comparação dos resultados exibidos na modelagem com os métodos semiempíricos de capacidade de carga, utilizou-se os dados de prova de carga especificados por Lima et.al (2020) durante a base experimental realizada em obra para estudo de otimização do projeto de fundações. Toda a instrumentação e seguimento de ensaio de prova de carga realizado por Lima et.al (2020) foram baseados nas diretrizes da ABNT (2006). Lima et.al (2020), descreve que a estaca teste foi executada no nível do 2° subsolo do edifício de modo a se beneficiar da configuração de terraplenagem no terreno gerando menores volumes de corte.

Lima et.al (2020) denota que o solo ao redor da estaca teste foi escavado até uma profundidade de 3,0 m e a instrumentação da estaca se deu em 4 níveis de profundidade ao longo do fuste da estaca, com o primeiro nível de instrumentação em 0,50 m abaixo da face inferior do bloco de coroamento destacado com a atuação de seção de referência, o segundo nível a 3,0 m de profundidade no fuste para verificação do atrito lateral e ao qual correspondeu a posteriori da fase de ensaio o nível de arrasamento da estaca, o terceiro nível a 10,5 m de profundidade ao longo do fuste e o quarto nível em 16,95 m em proximidade a ponta da estaca. O autor descreve ainda que cada nível de instrumentação recebeu dois sensores em posição no eixo central da estaca de ensaio, sensores estes constituídos em barra de aço CA-50 com extensômetros elétricos (*strain gages*) conectados em ponte completa e protegidos mecanicamente com o isolamento elétrico de todo o circuito. A seguir, estão a figura "x" e a figura "x" adaptadas de Lima et.al (2020) demonstrando a base do ensaio realizado na estaca descrita.

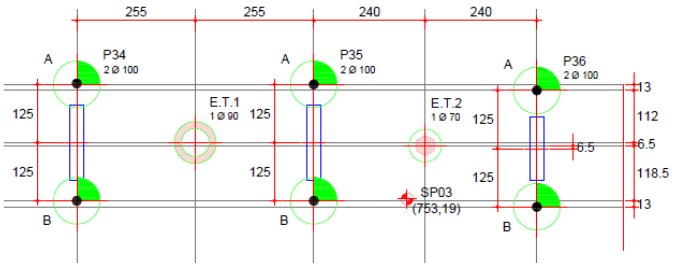


Figura 3. Planta com locação das provas de cargas (Fonte: Lima et. al, 2020).

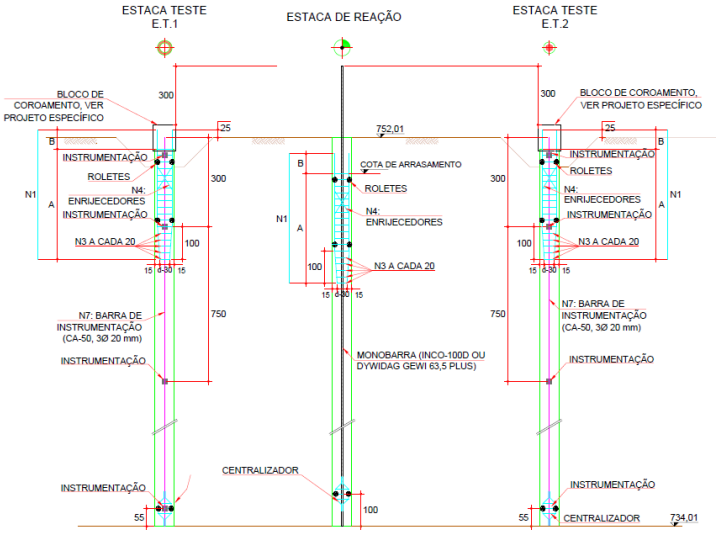


Figura 4. Detalhe da armação e níveis de instrumentação das estacas (Fonte: Lima et. al, 2020).

Em virtude do Software RSPile, foi realizada uma simulação numérica a partir da aplicação dos dados obtidos em campo a partir de utilização simplificada do software para a estaca estudada. Para a análise foi seguido o procedimento da categoria "Bored Pile" disponibilizada no software, possibilitando a utilização de propriedades Nspt do solo denotadas anteriormente na figura "x".

Na aplicação da simulação, os cinco horizontes de solo demonstrados na estratigrafia, foram analisados na categoria "Cohesionless", ou seja, desprezando o caráter coesivo de todas as camadas, mesmo em virtude destes serem constituídos por camadas de argila e camadas de silte. Para o cálculo da capacidade de carga em cada uma das camadas, adotou-se o método fornecido pelo software descrito como "SPT-AASHTO Method" por sua vez denotado pela fórmula de Reese and Wright (1977/1979) esboçado pelas equações 1, 2, 3 e 4. Logo, através dessa configuração, manteve-se esse padrão até o fim da simulação no RSPile.

$$Rl = 2,87\ x\ Nspt \quad \text{para Nspt} \leq 53 \quad (1)$$

$$Rl = 2,11\ x\ (Nspt - 53) + 148,7 \quad \text{para Nspt} > 53 \quad (2)$$

$$Rp = 57,54\ x\ Nspt \quad \text{para Nspt} \leq 75 \quad (3)$$

$$Rrup = Rl + Rp \quad (4)$$

De modo que:
Rl = Resistência Lateral em kN
Rp = Resistência de ponta em kN
Rrup = Resistência de Ruptura (capacidade de carga última) em kN
Nspt = Número de Golpes por camada

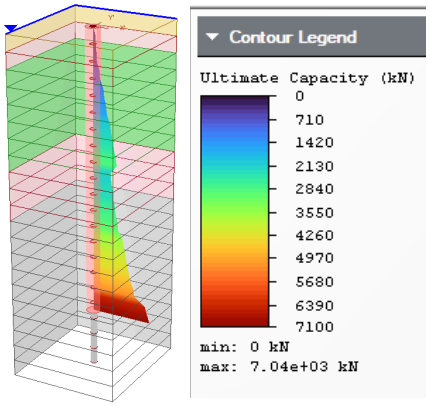


Figura 5. Estaca modelada no RSPile e sua respectiva legenda de capacidade de carga última.

3 RESULTADOS

Por meio da aplicação das informações no software, foram obtidos resultados através de simulação numérica, além dos resultados obtidos por meio da aplicação dos métodos semiempíricos. Todos estes foram comparados com os dados da prova de carga estática de referência no presente estudo. A tabela 1 apresentada a seguir, mostra os valores de resistência lateral (R_L), resistência de ponta (R_P) e capacidade de carga última (Rrup) para cada uma das metodologias descritas anteriormente além da prova de carga estática. A figura "x", demonstra graficamente o resultado obtido no RSPile.

Tabela 1. Valores de resistências obtidos para cada metodologia de cálculo de capacidade de carga.

Classe de solo	RL (kN)	RP (kN)	Rrup (kN)
P.C.E.	5411	1389	6800
Aoki-Velloso	3090	6123	9213
Teixeira	5463	2799	8262
Décourt-Quaresma	5245	1883	7128
RSPile	4293	2745	7038

Para a prova de carga estática, denota-se durante sua execução uma capacidade de carga última de aproximadamente 6800 kN, cuja a maior magnitude de carga provém da resistência lateral sendo de 5426 kN e a resistência de ponta de 1374 kN correspondendo a aproximadamente 20% da resistência total. Para a avaliação de precisão dos métodos semiempíricos, a prova de carga estática foi utilizada como referência, devido às diretrizes de execução e aferição do ensaio normatizadas.

Visando os resultados da simulação numérica, temos um valor de 7038 kN para a carga última, composta por 4293 kN referente à resistência lateral e 2745 kN referente a resistência de ponta compondo 79% e 51% comparadas as resistências lateral e de ponta obtidas na P.C.E respectivamente. Dessa forma, tais valores indicam que a simulação numérica garantiu, dentre os testes feitos, um resultado de parametrização comportamental da estaca contundente comparada a prova de carga estática realizada principalmente em relação a resistência lateral.

Em contraste com os resultados obtidos na prova de carga, temos que o método semiempírico de Aoki-Velloso, demonstrou um valor de 3090 kN para a resistência lateral (57% do valor denotado à P.C.E.), um valor de 6123 kN para a resistência de ponta (441% do valor denotado à PCE), de modo a gerar um valor de resistência final de 9123 kN a prova de carga (134% do valor denotado à PCE).

Já para o método de Décourt-Quaresma, em comparação a prova de carga, temos que este demonstrou um valor de 5245 kN para a resistência lateral (97% do valor denotado à PCE), um valor de 1883 kN para a resistência de ponta (136% do valor denotado à PCE), de modo a gerar um valor de resistência final de 7128 kN a prova de carga (105% do valor denotado à PCE).

Olhando para o método de Teixeira, em comparação a prova de carga, temos que este demonstrou um valor de 5463 kN para a resistência lateral (101% do valor denotado à PCE), um valor superior/inferior de 2799 kN para a resistência de ponta (202% do valor denotado à PCE), de modo a gerar um valor de resistência final de 8262 kN a prova de carga (122% do valor denotado à PCE).

Perante a consolidação dos dados na tabela 1 e denotados acima, observa-se que alguns métodos apresentam uma proximidade perante os resultados obtidos pela P.C.E. seja em seu valor final ou nas parcelas que o compõem, enquanto outros se mostraram caráter mais conservador ou mesmo superestimaram as parcelas de resistência lateral e de ponta, bem como a capacidade de carga última da fundação.

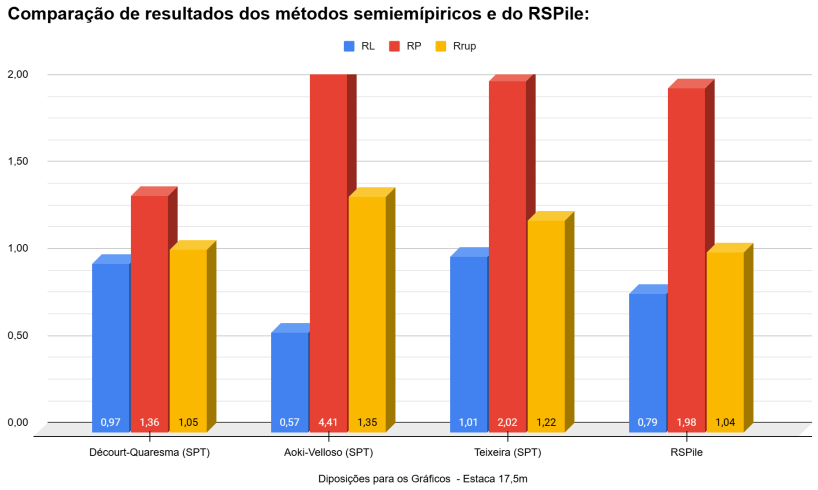


Figura 6. Razão das resistências estimadas e medidas na pesquisa.

A figura 6 oferece uma interpretação das razões de comparação entre as metodologias definidas anteriormente e a P.C.E. fornecendo a acurácia de cada método em relação ao valor obtido experimentalmente pela P.C.E adotando seus respectivos valores como valor de referência (razão igual a 1,0). Dessa forma, valores acima de 1 indicam superestimação, enquanto valores abaixo de 1 representam subestimação da resistência. Observando os resultados perante os métodos empíricos aplicados baseados no ensaio SPT superestimaram a resistência total da estaca (Rrup > 1,0), com destaque para o método de Aoki-Velloso (SPT), cuja razão para Rrup foi a maior entre os métodos avaliados (aproximadamente 4,41) demonstrando um comportamento arrojado perante a formulação original do método.

Já simulação com o software RSPile, houve uma maior proximidade ou até superestimação em relação aos valores medidos. A simulação, apresentou um valor de Rrup superior a 1,04, indicando superestimação da capacidade total da estaca, com contribuição significativa da resistência de ponta (RP ≈ 1,36). Verifica-se nesta simulação, que os parâmetros de resistência do solo, via metodologia empregada pelo software, foram em sua proporcionalidade calibrados contundente mediante a linha de cálculo adotada.

Logo, avalia-se portanto que dos métodos semiempíricos analisados, apresentam a uma variação do comportamento, hora mostrando-se conservador, hora arrojado. As análises computacionais, por sua vez, com a devida calibração, podem fornecer previsões satisfatórias dos valores reais, levando em conta a boa representação do modelo estratigráfico do solo mediante as suas propriedades.

4 CONCLUSÕES

O presente estudo abarcou os resultados extraídos de ensaios de prova de carga estática rápida em estaca hélice contínua monitorada, cuja execução foi realizada no município de Campinas, São Paulo. Para o programa experimental, mediante a prova de carga realizada, a estaca recebeu uma carga axial de compressão possibilitando a elaboração de curvas carga versus deslocamento que juntamente com as formulações semiempíricas de capacidade de carga fundamentadas nos dados de SPT permitiram uma análise comparativa ao modelo computacional reproduzido no software RSPile. Tal análise verificou as metodologias abordadas bem como a fundamentação dos dados obtidos em campo e parametrizados para

lançamento dentro de uma abordagem computacional, permitindo validações eficazes dentro das incertezas e restrições de cada metodologia.

Desse modo, esta pesquisa permitiu uma compreensão sobre o comportamento da estaca hélice contínua monitorada sob carregamento axial e a aplicabilidade dos métodos analisados. A partir dos resultados alcançados, foram obtidas as seguintes conclusões:

- A modelagem computacional com o software RSPile demonstrou elevado potencial satisfatório perante as condições de estratigráficas do solo, permitindo mínimas condições de contorno realistas. Dessa forma a abordagem da simulação realizada no RSPile foi a que demonstrou resultados mais próximos àqueles obtidos na prova de carga estática;
- Os métodos semiempíricos baseados nos ensaios SPT apresentaram uma variação perante bases conservadora e arrojada de acordo com cada método e com a especificação da composição da resistência final perante à prova de carga. O método de Aoki e Velloso (SPT) apresentou a maior razão entre valores estimados e medidos, enquanto o método de Décourt e Quaresma (SPT) demonstrou desempenho relativamente melhor entre os métodos semiempíricos;
- Analisando a razão entre os valores estimados e medidos, constatou-se a validação de uma boa calibração perante os parâmetros de entrada na modelagem computacional destacando a necessidade da inserção minuciosa de cada um dos valores, algo que se destaca como divisor para uma boa modelagem.

Em validade à pesquisa realizada, cabe frisar que as inferências conclusivas obtidas nesta pesquisa possuem aplicabilidade restrita ao cenário analisado, denotando imprescindivelmente a avaliação criteriosa de particularidades de cada abordagem geotécnica de forma individual e pontual conforme os objetos analisados. Não obstante, os dados e conclusões apresentados oferecem contribuições significativas na compreensão do comportamento e desempenho de estacas hélice contínua monitorada, moldando um alicerce firme para desenvolvimento de futuros modelos preditivos de pesquisas voltadas à previsão da capacidade de carga.

AGRADECIMENTOS

Ressalta-se o agradecimento à empresa Rocscience Inc. pela concessão da licença acadêmica que viabilizou as análises computacionais deste estudo. Agradecimentos especiais ao diretor da América Latina, Sr. Raul Demarini, pelo apoio institucional, e ao executivo Sr. Alexandre Ferreira, da L.spot, representante oficial da Rocscience no Brasil, pelo suporte técnico e pela diligente mediação no acesso às ferramentas da plataforma. A colaboração das tais instituições foi essencial para a boa condução das simulações aqui apresentadas. Agradece-se também a disponibilização de dados e direcionamento de pesquisa por parte da equipe da Gebase - Projetos e Consultoria Geotécnica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albuquerque, P. J. R.: "*Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega: Estudo do Comportamento à Compressão em Solo Residual de Diabásio, Através de Provas de Carga Instrumentadas em Profundidade*". Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo (2001).

Albuquerque, P. J. R., Garcia, J. R.: *Engenharia de fundações.* 1st edn. LTC, Rio de Janeiro (2022).

Aoki, N. & Velloso, D. A. *Um método aproximado para estimativa da capacidade de carga de estacas*. In: Panamerican Conference On Soils Mechanics And Foundation Engineering, 5 o , 1975, Buenos Aires, Proceedings...,Buenos Aires, 1975. v.1, p.367-376.

Barbosa, A. I. M., Albertini, M. M.: A*nálise Comparativa de Estimativa de Capacidade de Cargas de Estacas Profundas – métodos aoki-velloso e décourt-quaresma* (2022).

Borjaille Alledi, C. T. D., Minette, E., Albuquerque, P. J. R., & Polido, U. F.: "*Estaca hélice contínua instrumentada: previsão de carga de ruptura por métodos semiempíricos vs. prova de carga.*" Revista Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (2015).

Caputo, H.: "*Mecânica dos Solos*." 8th edn. Capítulo 13: Estacas, estaca hélice contínua monitorada. LTC, Rio de Janeiro (2022).

Décourt, L. & Quaresma, A. R. *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6th, 1978, Rio de Janeiro. Anais..., Rio de Janeiro, 1978. v.1, p.45-53.

Figueiredo, C. M. M., Silva, M. P. S., & Frota, C.: "*Estudo de caso: edificação com fundações em estacas hélice contínua monitorada.*" Estudos Tecnológicos em Engenharia, vol. 11, n.º 1, pp. 29-38 (2015).

de Lima, H.S.M; Corrêa, B.I; Júnior, M.G; de Melo O.E; Rodriguez, G. T; *Otimização da Solução de Fundações em estacas hélice contínua através de provas de carga estatísticas de projeto instrumentadas.* XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (2020).

Monteiro, T. ., Araújo, C. B. C., Aguiar, M. F. P.: *Análise de métodos semi-empíricos nacionais e internacionais para determinação da capacidade de carga axial em estacas tipo raiz* (2018).

Paschoalin Filho, J. A.: "*Estudo do comportamento à tração axial de diferentes tipos de estacas em solo de diabásio da região de Campinas/SP*." Tese (Doutorado), Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola, Campinas (2008).

Rocscience Inc. "*RSPile – Helical Pile Capacity Theory Manual*". Rocscience (2024).

Rocscience Inc. "*RSPile – Axially Loaded Piles Theory Manual*". Rocscience (2022).

Sant'ana, P. H. L.: *Execução de fundações utilizando a estaca hélice contínua monitorada: Estudo de caso em empreendimento habitacional* (2023).

Schmertmann, J. H.: "*Guidelines for Cone Penetration Test (Performance and Design)*". Federal Highway Administration (FHWA), Gainesville, Florida (1978).

Teixeira, A. H. *Projeto e execução de fundações*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3., 1996, São Paulo. Anais…São Paulo, 1996, v. 1. p. 33-50.

Wright S. J., Reese L.C. (1979) - *Design of large diameter bored piles*. Ground Engineering, Vol. 12.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/51

Desempenho de um Radier Estaqueado: Análise Paramétrica e Modelagem 3D

Rodman Raúl Córdova Rodríguez
Doutor em Geotecnia, GEOCOBA, Rio de Janeiro, Brasil, eng.raulcordova@gmail.com

Erland González Leaño
Doutor em Geotecnia, GEOCOBA, Rio de Janeiro, Brasil, gonzalez.erland@gmail.com

Jaime Rodrigo Tamayo Aguilar
Doutorando, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, jrodrigo.tamayo@gmail.com

RESUMO: O estudo avalia a interação solo-estrutura de uma fundação em radier estaqueado sobre um solo argiloso, com foco no comportamento em Estado Limite de Serviço. Foi realizada uma modelagem numérica tridimensional por elementos finitos no *software* Plaxis 3D, considerando um radier circular submetido a carregamento típico de tanques de armazenamento. A capacidade de suporte não é crítica no caso analisado; portanto, o parâmetro decisivo é o controle de recalques. Realizou-se um estudo paramétrico para identificar a influência dos principais fatores de projeto: número de estacas, comprimento das estacas, espaçamento e arranjo ou disposição das estacas no radier. Os resultados indicam que o radier estaqueado apresenta um melhor desempenho em comparação ao radier simples, em termos de recalques totais e diferenciais. Observa-se uma diminuição progressiva dos recalques com o aumento do número de estacas, do comprimento das estacas e do espaçamento entre elas. Todas as variáveis analisadas influenciam diretamente os valores dos recalques máximos e diferenciais, evidenciando sua importância no controle das deformações verticais.

PALAVRAS-CHAVE: Recalques, Radier Estaqueado, Interação Solo-Estrutura.

ABSTRACT: The study assesses the soil–structure interaction of a piled raft foundation on a clayey soil, focusing on Serviceability Limit State (SLS) behavior. A three-dimensional finite element analysis was carried out in Plaxis software, considering a circular raft subjected to the typical loading of storage tanks. Bearing capacity is not critical in the analyzed case; therefore, the decisive design parameter is settlement control. A parametric study was conducted to identify the influence of key design factors: number of piles, pile length, pile spacing, and pile arrangement within the raft. The results indicate that the piled raft foundation performs better than the conventional raft foundation in terms of total and differential settlements. A progressive reduction in settlements is observed with an increase in the number of piles, their length, and their spacing. The piles' layout directly influences both the value and the location of the maximum settlement, highlighting the importance of pile configuration for controlling vertical deformation.

KEYWORDS: Settlement, Piled Raft, Soil-Structure Interaction.

1 INTRODUÇÃO

Fundações em radier estaqueado são amplamente empregadas em estruturas sensíveis a recalques diferenciais, como tanques de armazenamento, prédios, estruturas industriais, estruturas portuárias, dentre outros. O funcionamento de um radier estaqueado baseia-se na mobilização conjunta de capacidade de suporte do radier e das estacas, permitindo a redistribuição de tensões no solo e o controle dos recalques.

O dimensionamento de um radier estaqueado para tanques de armazenamento de combustíveis é governado pelo Estado Limite de Serviço (ELS), sendo o controle de recalques totais e diferenciais um aspecto de extrema relevância, podendo, inclusive, se tornar mais crítico do que a verificação da ruptura por capacidade de carga, a qual, evidentemente, também deve ser atendida com os fatores de segurança pertinentes.

Na bibliografia técnica, diversos estudos sobre radier estaqueado já foram publicados por autores como Poulos et al. (2011), Poulos & Davis (1980), Poulos (2001), Randolph (1983), Poulos & Davis (1968), Poulos (1994), Beer et al. (1991), Leaño (2023), entre outros. O presente trabalho tem como objetivo empregar a modelagem numérica tridimensional como ferramenta para avaliar a influência do número de estacas, comprimento, espaçamento e arranjo geométrico no desempenho em Estado Limite de Serviço (ELS) na interação solo-estrutura de um radier estaqueado circular.

2 MODELAGEM NUMÉRICA

2.1 Caracterização do solo e modelo constitutivo

O radier analisado possui diâmetro de 8,70 m e espessura de 0,30 m, enquanto as estacas apresentam diâmetro de 0,40 m. Foi considerado um carregamento distribuído de 160 kPa atuando sobre o radier, valor compatível com a carga transmitida por um tanque metálico de armazenamento de combustíveis com altura aproximada de 16m. O modelo numérico foi desenvolvido no software Plaxis 3D.

O domínio do modelo foi definido com dimensões de 60 m nas direções horizontais (eixos x e y) e 50 m de profundidade na direção vertical (eixo z), de modo a minimizar a influência das condições de contorno nos resultados da análise. A discretização foi realizada por meio de uma malha tridimensional composta por elementos tetraédricos de 10 nós. O modelo tem condições de contorno restringindo os deslocamentos horizontais nas faces laterais do modelo e os deslocamentos verticais e horizontais na base do domínio.

O solo foi considerado homogêneo e representativo de uma argila normalmente adensada, com comportamento elastoplástico descrito pelo modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. A adoção desse modelo se justifica pelo caráter acadêmico do estudo, cujo foco está na análise paramétrica comparativa, na qual a consistência relativa dos resultados é mais relevante do que a representação detalhada de não linearidades constitutivas mais complexas. A Tabela 1 apresenta os parâmetros adotados para a caracterização do solo.

O radier foi modelado como um elemento estrutural do tipo *plate* com comportamento elástico linear, adotando-se módulo de Young $E = 2{,}0\times10^7$ kPa e coeficiente de Poisson $\upsilon = 0{,}15$. As estacas foram representadas por elementos do tipo *embedded beam* e módulo de Young igual ao adotado para o radier. O presente estudo concentra-se na análise dos recalques do radier estaqueado, uma vez que a capacidade de suporte não se apresenta como condição crítica para o caso analisado. A Figura 1 ilustra o processo de modelação numérica do radier estaqueado no software Plaxis 3D.

Tabela 1. Parâmetros do solo.

Classe de solo	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ_{sat} (kN/m^3)	E' (kPa)	υ'
Argila	10	25	17	5500	0,35

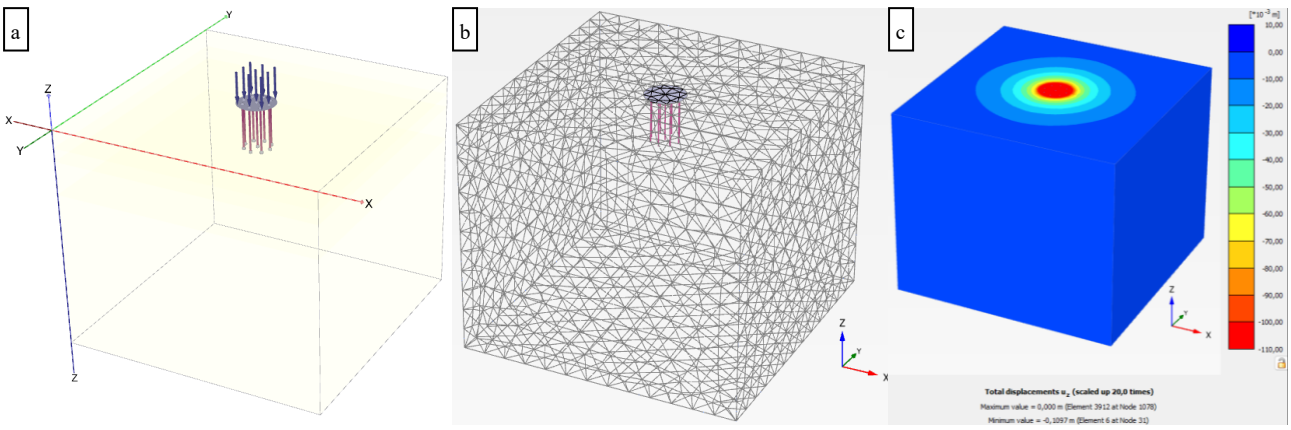


Figura 1. Modelagem 3D do radier estaqueado.
a) Definição da geometria, b) Malha de elementos finitos tetraédricos (10nós) e c) Resultados.

3 ANÁLISE PARAMÉTRICA

3.1 Influência do número de estacas

Foram analisados seis modelos numéricos com o objetivo de avaliar a influência do número de estacas no comportamento do radier. O primeiro modelo corresponde ao radier simples, sem estacas, enquanto os demais modelos consideram radiers estaqueados com 5, 9, 13, 17 e 21 estacas. Os resultados mostram uma redução progressiva do recalque máximo do radier com o aumento do número de estacas. A maior redução ocorre nas primeiras configurações, especialmente entre o radier sem estacas e os casos com 5 e 9 estacas, enquanto a partir de 13 estacas a diminuição do recalque torna-se menos significativa, indicando um aumento da rigidez do radier estaqueado e uma tendência de estabilização do comportamento associada à redistribuição de cargas. A Figura 2, a Tabela 1 e a Figura 3 ilustram os resultados dos recalques obtidos.

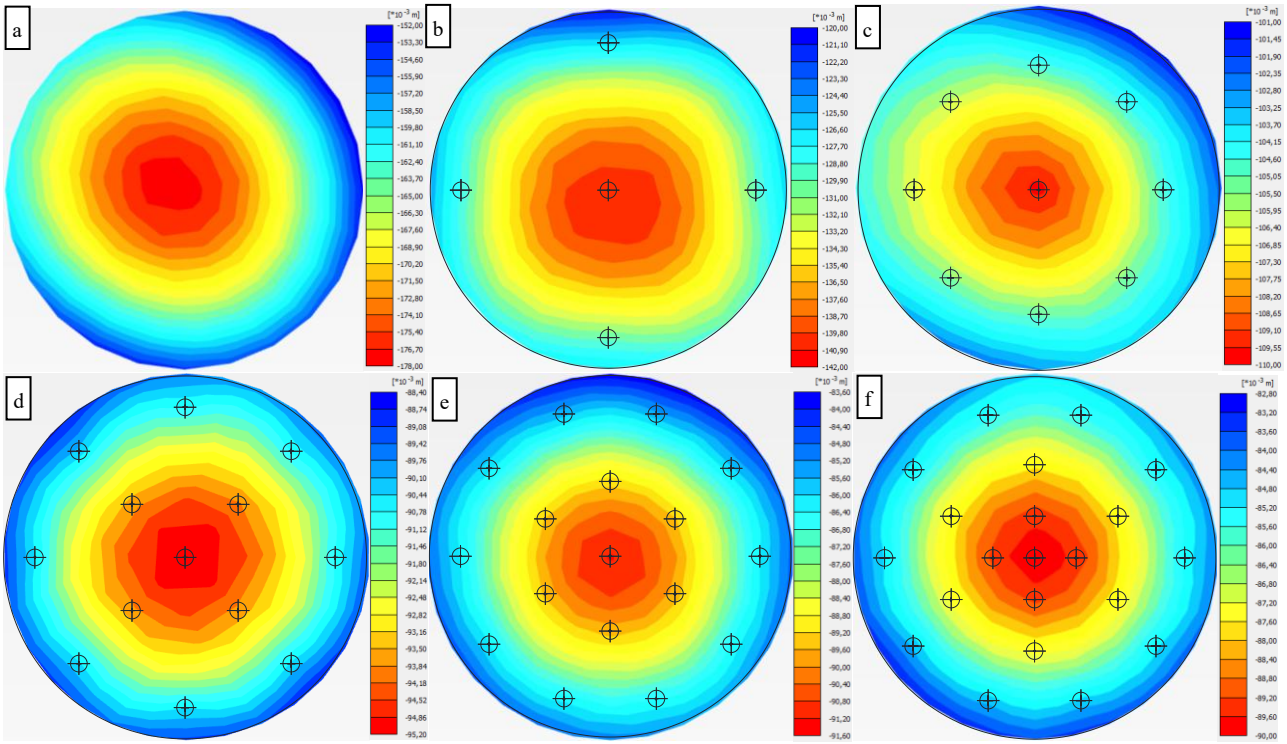


Figura 2. Recalques obtidos no radier simples e estaqueado.
a) Radier simples sem estacas: Uz_{max} = 0,1776 m, b) Radier com 5 estacas: Uz_{max} = 0,1407 m, c) Radier com 9 estacas: Uz_{max} = 0,1097 m, d) Radier com 13 estacas: Uz_{max} = 0,09515 m, e) Radier com 17 estacas: Uz_{max} = 0,09124 m e f) Radier com 21 estacas: Uz_{max} = 0,08980 m.

Tabela 2. Recalques obtidos nos modelos utilizados para analisar a influência do número de estacas.

Quantidade de Estacas	Recalque máximo (mm)	Recalque mínimo (mm)	Recalque diferencial (mm)
0 (radier simples)	177,6	152,2	25,4
5	140,7	120,6	20,1
9	109,7	101,2	8,5
13	95,15	88,70	6,45
17	91,24	83,68	7,56
21	89,80	83,20	6,6

Observa-se na Figura 3 que a redução dos recalques torna-se menos significativa a partir de aproximadamente 13 estacas, evidenciando um comportamento típico de fundações em radier estaqueado, no

qual se observa uma redução progressiva da eficiência associada à adição de novas estacas, conforme discutido por Poulos (2001).

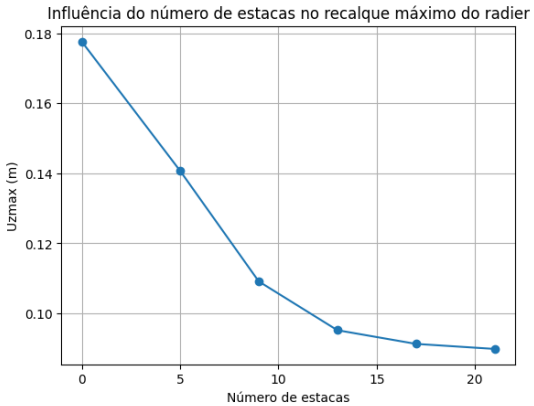


Figura 3. Recalques máximos obtidos nos modelos para analisar a influência do número de estacas.

3.2 Influência do comprimento das estacas

Para analisar a influência do comprimento das estacas, foi considerado um radier estaqueado composto por 17 estacas de 0,40 m de diâmetro, com comprimentos variando entre 6 m e 16 m. Os resultados indicam uma redução progressiva do recalque máximo do radier com o aumento do comprimento das estacas. A maior redução ocorre entre os comprimentos de 6 m e 10 m, evidenciando que o aumento inicial do comprimento das estacas contribui significativamente para o incremento da rigidez do radier estaqueado. Para comprimentos superiores, a redução do recalque torna-se gradualmente menos significativa, indicando uma tendência de estabilização dos recalques, sendo que o aumento do comprimento de 14 m para 16 m resulta em uma redução praticamente desprezível do recalque máximo. A Figura 4, a Tabela 3 e a Figura 5 ilustram os resultados dos recalques obtidos do radier para diferentes comprimentos de estacas, considerando 17 estacas.

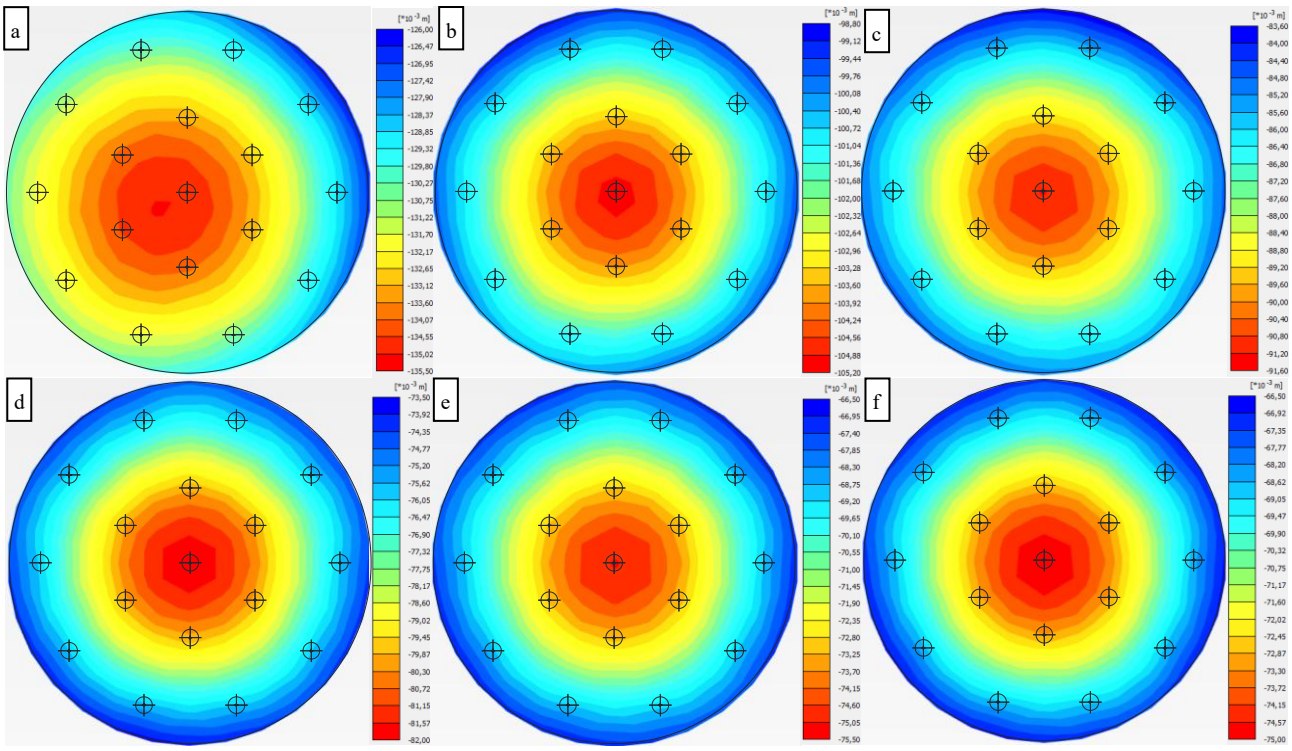


Figura 4. Recalques obtidos no radier para diferentes comprimentos de estacas, considerando 17 estacas. a) L_E = 6 m: Uz_{max} = 0,1351 m, b) L_E = 8 m: Uz_{max} = 0,1051 m, c) L_E = 10 m: Uz_{max} = 0,09124 m, d) L_E = 12 m: Uz_{max} = 0,08194 m, e) L_E = 14 m: Uz_{max} = 0,07510 m e f) L_E = 16 m: Uz_{max} = 0,07495 m.

Tabela 3. Recalques obtidos nos modelos utilizados para analisar a influência do comprimento das estacas.

Comprimento das Estacas (m)	Recalque máximo (mm)	Recalque mínimo (mm)	Recalque diferencial (mm)
6	135,1	126,3	8,8
8	105,1	98,96	6,14
10	91,24	83,68	7,56
12	81,94	73,73	8,21
14	75,10	66,99	8,11
16	74,95	66,76	8,19

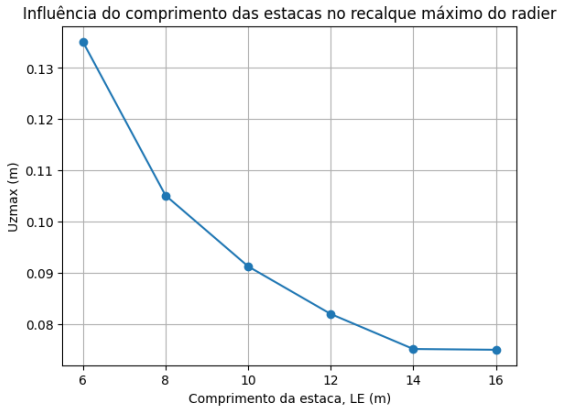


Figura 5. Recalques máximos obtidos nos modelos para analisar a influência do comprimento de estacas.

3.3 Influência do espaçamento

O efeito do espaçamento entre estacas foi analisado considerando um radier estaqueado composto por 13 estacas com diâmetro de 0,40 m. Para essa análise, o espaçamento entre estacas foi variado, adotando-se valores de 2,5D, 3,0D, 3,5D e 4,5D. Além disso, foi estabelecida como premissa que a distância mínima entre a borda do radier e a borda das estacas fosse de pelo menos 1D.

Os resultados são apresentados na Tabela 4 e na Figura 6, evidenciou-se que o aumento do espaçamento resultou em melhoria do desempenho global até determinado limite, associado à redução da sobreposição de bulbos de tensão. Espaçamentos muito reduzidos promovem interferência entre estacas, diminuindo a eficiência individual e diminuindo o efeito de grupo das estacas. A análise do estudo paramétrico revela que a redução dos recalques absolutos e diferenciais é diretamente influenciada pelo incremento do espaçamento entre estacas de 2,5D a 4,5D. Observa-se que, menores espaçamentos (2,5D e 3,0D) resultam em maiores magnitudes de recalque absoluto, atingindo valores de 122,0 mm e 114,2 mm, respectivamente, devido à interação entre os bulbos de tensão das estacas, o cenário de 4,5D apresenta uma otimização do desempenho em termos de recalques, com recalque absoluto máximo reduzido a 96,90 mm. O recalque diferencial também segue essa tendência de mitigação, diminuindo de 11,60 mm para 6,11 mm ao longo da variação estudada, o que mostra a eficácia do aumento do espaçamento para os cenários analisados.

Tabela 4. Recalques obtidos nos modelos utilizados para analisar o espaçamento das estacas.

Espaçamento das Estacas	Recalque máximo (mm)	Recalque mínimo (mm)	Recalque diferencial (mm)
2,5D	121,8	110,4	11,4
3D	114,2	104,9	9,3
3,5D	108,2	101,4	6,8
4,5D	96,9	90,79	6,11

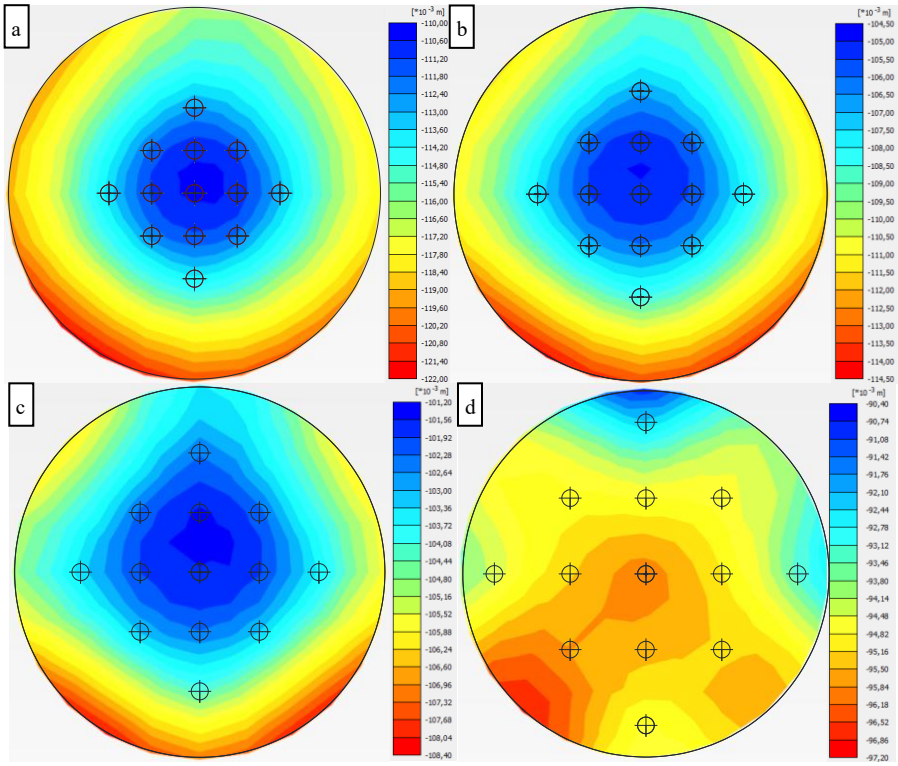


Figura 6. Recalques obtidos no radier para diferentes espaçamentos de estacas, considerando 13 estacas. a) Espaçamento = 2,5D: Uz_{max} = 0,1218 m, b) Espaçamento = 3,0D: Uz_{max} = 0,1142 m, c) Espaçamento = 3,5D: Uz_{max} = 0,1082 m e d) Espaçamento = 4,5D: Uz_{max} = 0,09690 m.

3.4 Influência do layout das estacas

O arranjo geométrico das estacas mostrou influência nos recalques máximos e diferenciais do radier estaqueado. Para avaliar esse efeito, foram analisados três modelos numéricos com 13 estacas e diferentes disposições no radier. O primeiro modelo (a) corresponde a um layout em malha quadrada, composto por uma estaca central e 12 estacas distribuídas com espaçamento de 1,80 m nas duas direções. O segundo modelo (b) considera um arranjo com estaca central e dois anéis concêntricos espaçados radialmente em 1,80 m, contendo 4 estacas no primeiro anel e 8 no segundo. O terceiro modelo (c) é formado por uma estaca central e dois anéis concêntricos também espaçados radialmente em 1,80 m, com seis estacas em cada anel. Os resultados indicam que o modelo (b) apresentou o menor recalque máximo (Uzmax = 0,09515 m), enquanto os modelos (c) e (a) apresentaram valores ligeiramente superiores (Uzmax = 0,09579 m e Uzmax = 0,09690 m, respectivamente).

A análise comparativa entre os layouts também evidencia influência nos recalques diferenciais sob carregamento uniformemente distribuído. O layout (b), caracterizado pela disposição concêntrica com maior concentração relativa de estacas na região interna, apresentou o maior recalque diferencial (6,45 mm), associado a deslocamentos mais pronunciados na região central do radier. Por outro lado, o layout (c) apresentou uma distribuição de recalques mais gradual, resultando em menores recalques diferenciais (4,62 mm). Esse comportamento sugere que determinadas configurações geométricas favorecem uma distribuição de cargas mais eficiente, aumentando a rigidez do radier estaqueado e contribuindo para a redução das solicitações de flexão no radier e consequentemente dos recalques diferenciais.

Observa-se que o layout que apresentou o menor recalque máximo (b) não corresponde necessariamente ao arranjo com menor recalque diferencial. Esse resultado evidencia que o controle do recalque máximo nem sempre implica na minimização do recalque diferencial, sendo necessário avaliar simultaneamente ambos os parâmetros no dimensionamento de radiers estaqueados.

A Figura 7 e a Tabela 5 apresentam os resultados relacionados à influência do layout das estacas.

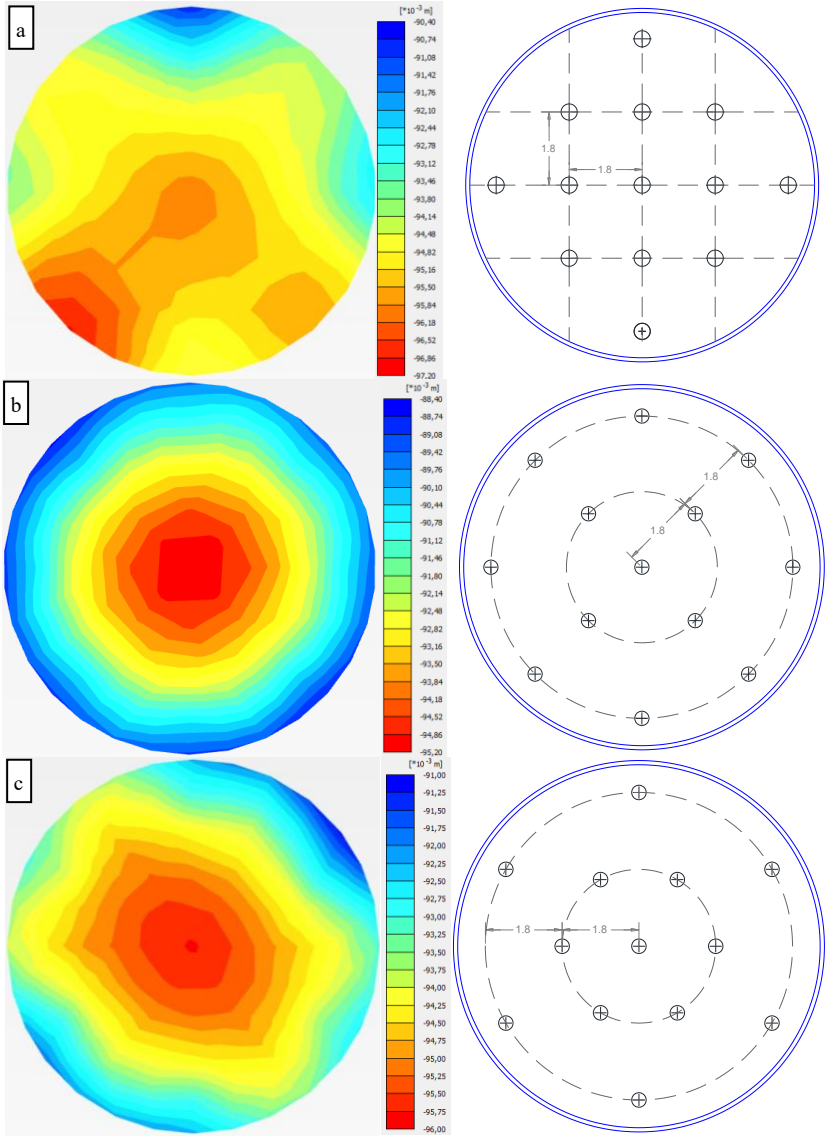


Figura 7. Influência do arranjo geométrico (layout) das estacas nos recalques do radier estaqueado. a) Layout composto por uma estaca central e 12 estacas distribuídas em malha quadrada com espaçamento de 1,80 m entre estacas nas duas direções: Uz_{max} = 0,09690 m, b) Layout com estaca central e dois anéis concêntricos espaçados radialmente em 1,80 m, com 4 estacas no primeiro anel e 8 no segundo: Uz_{max} = 0,09515 m e c) Layout com estaca central e dois anéis concêntricos espaçados radialmente em 1,80 m, contendo seis estacas em cada anel: Uz_{max} = 0,09579 m

Tabela 5. Recalques obtidos nos modelos utilizados para analisar a influência dos layouts.

Layout	Recalque máximo (mm)	Recalque mínimo (mm)	Recalque diferencial (mm)
A	96,90	90,79	6,11
B	95,15	88,70	6,45
C	95,79	91,17	4,62

4 CONCLUSÕES

O comportamento dos recalques em fundações do tipo radier estaqueado é influenciado por múltiplos fatores, destacando-se o número de estacas, seu comprimento, a configuração geométrica adotada e o espaçamento entre elas.

A comparação entre radier simples e radier estaqueado demonstrou redução significativa nos recalques totais e diferenciais com a introdução de estacas.

Observa-se que estacas mais longas contribuem para a redução dos recalques do radier, enquanto estacas mais curtas resultam em deslocamentos verticais mais elevados. Contudo, a partir de determinado comprimento, o incremento adicional do comprimento das estacas apresenta efeito pouco significativo na redução dos recalques.

O aumento do espaçamento entre estacas reduz a interferência entre bulbos de tensão e melhora a eficiência global do sistema estaca-solo.

A análise mostra que o número e o comprimento das estacas influenciam principalmente o recalque absoluto, enquanto o layout e o espaçamento entre as estacas influenciam mais significativamente o recalque diferencial e a eficiência de grupo.

A escolha ótima das variáveis estudadas deve considerar o custo-benefício e controle de recalques diferenciais admissíveis.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro pelo uso da licença acadêmica utilizada na realização das análises numéricas deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Beer, G., Booker, J.R., Carter, J.P. (1991) *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol. 2, pp. 183-191.

Leaño, E. (2023) *Análise numérica e experimental do comportamento de fundações de tanques de combustíveis.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro / PUC-Rio, 317 p.

Poulos, H.G. (1994) *An approximate numerical analysis of pile-raft interaction*, International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 18(2), pp. 73-92.

Poulos, H.G. (2001) *Piled raft foundations - Design and applications*, Geotechnique, Vol. 51(2), pp. 95-113.

Poulos, H.G., Davis, E.H. (1968) *The settlement behaviour of single axially-loaded incompressible piles and piers*, Geotechnique, Vol. 18(3), pp. 351–371.

Poulos, H.G., Davis, E.H. (1980) *Pile Foundation Analysis and Design*. New York: John Wiley & Sons, pp. 397.

Poulos, H.G., Small, J.C., Chow, H. (2011) *Piled raft foundation for tall buildings*, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. 42(2), pp.78-84.

Randolph, M.F. (1983) *Design of piled raft foundations*. CUED/D, Cambridge University, U.K, Vol. 143, pp. 1-22.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/52

Determinação da capacidade de carga em fundações profundas utilizando redes neurais artificias

Lara Stéfany de Oliveira Cruz
Graduada em Eng. Civil, UFMA, Balsas-MA, Brasil, englaracruz@gmail.com

Moisés de Araújo Santos Jacinto
Analista Gestão de Contratos Senior, Vale S.A., Paraupebas-PA, Brasil, moises.jacinto@vale.com

Cláudio Luis de Araujo Neto
Professor, Coordenação do Curso de Engenharia Ambiental e Sanitária, Balsas, Brasil, claudio.neto@ufma.br

Gean Carlos Lopes de Sousa
Professor Associado, UFMA, Imperatriz-MA, Brasil, gean.sousa@ufma.br

RESUMO

Conhecer as características geotécnicas do local que será feita a construção é de suma importância ao engenheiro na hora de elaborar seu projeto, seja ele de grande, médio ou pequeno porte. Por meio de valores de N_{SPT}, o projetista será capaz de calcular a capacidade de carga que o solo suporta. Modelos semiempíricos foram propostos para calcular a capacidade de carga em fundações profundas, porém, foram criados por meio de modelos matemáticos e aproximações, onde esse cálculo nem sempre é preciso. As Redes Neurais Artificiais (RNA), são consideradas um mecanismo capaz de calcular com precisão esses valores, pois utiliza variáveis mais confiáveis. Por esse motivo, o presente estudo tem como objetivo propor a utilização de redes neurais artificiais do tipo MLP para determinar a capacidade de carga de fundações profundas, a partir dos valores de N_{SPT} e profundidade. O banco de dados consistiu de 68 testes de carga, realizados na cidade de Balsas-MA, para os quais estavam disponíveis valores de N_{SPT} e suas respectivas profundidades. Para avaliar os resultados obtidos, foram calculadas as raízes dos erros quadráticos médios e os coeficientes de correlação de Pearson. Os resultados indicaram que o modelo proposto é capaz de determinar a capacidade de carga com pequena taxa de erro (RMSE) e alta correlação com os valores calculados através das fórmulas clássicas da literatura.

PALAVRAS-CHAVE: Capacidade de carga, Fundações Profundas e Redes Neurais Artificiais.

ABSTRACT

Knowing the geotechnical characteristics of the construction site is of utmost importance for the engineer when designing a project, regardless it is large, medium, or small in scale. By using SPT-N values, the designer will be capable of determining the load-bearing capacity of the soil. Semi-empirical models have been proposed to calculate the load-bearing capacity in deep foundations. However, these models are developed based on mathematical frameworks and approximations, where the calculation is not always accurate. Artificial Neural Networks (ANNs) are considered a mechanism capable of accurately calculating these values because they use more reliable variables. For this reason, the present study aims to propose the use of Multi-Layer Perceptron (MLP) artificial neural networks to determine the load-bearing capacity of deep foundations based on N_SPT values and depth. The database compiled from a series of 68 load tests carried out in the city of Balsas-MA, for which N_{SPT} values and their respective depths were available. To evaluate the obtained results, the roots of the mean squared errors (RMSE) and Pearson correlation coefficients were calculated. The results indicated that the proposed model can determine the load-bearing capacity with a small error rate (RMSE) and high correlation with the values calculated using the classical formulas from the literature.

KEYWORDS: Load-Bearing Capacity, Deep Foundations & Artificial Neural Networks.

1 INTRODUÇÃO

Solos, em geral, apresentam características de não linearidade, portanto são variáveis em relação ao seu comportamento sob a ação de um carregamento. Na busca de uma afinidade entre o carregamento-solo, as fundações foram criadas, com o intuito de suportar a carga que a construção aplica no terreno.

Para definir o tipo de fundação é necessário saber a capacidade de carga que o solo, onde será feito a construção, suportará. Nesse contexto, foram criados os métodos semiempíricos e teóricos para determinar esse fator na Construção Civil (Velloso; Lopes, 2011).

Segundo Cintra e Aoki (2010) as formulas teóricas por vezes não conseguirão obter resultados satisfatórios em relação a previsão da capacidade de carga em fundações do tipo estacas, por esse motivo, são utilizados os métodos semiempíricos, pois foram criados com embasamento em correlações empíricas e também nos resultados obtidos in situ, conseguindo assim um resultado mais preciso. Diante disso, os inúmeros métodos semiempíricos foram desenvolvidos com base nos resultados de prova de cargas e de ensaios, como o Standard Penetration Test (SPT), bastante comum no território nacional (Santos, et al., 2017).

De acordo com Velloso e Lopes (2011), os métodos semiempíricos, inicialmente foram desenvolvidos com o intuito de prever recalques em areias, pois havia dificuldade em realizar ensaios desse material em laboratório, logo após passaram a ser aplicados em argilas e por fim nos solos característicos usados na construção civil, como os siltes, areias argilosas, argilas arenosas.

Dessa forma, a utilização dos métodos semiempíricos é de suma importância para prever a capacidade de carga de uma fundação, auxiliando no dimensionamento e passando uma confiabilidade ao projetista e ao executor, além de otimizar os custos na execução (Monteiro, et al., 2017). Os métodos semiempiricos criados por Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996), são os mais utilizados, porém a precisão dos resultados é geralmente, imprecisa, pelo devido fato desses modelos funcionarem com base em aproximações de modelos matemáticos e suposições físicas (Fellenius, 2020). Vale ressaltar que apesar de serem muito utilizados, esses métodos apresentam valores elevados de coeficientes de segurança, elevando assim o custo da fundação.

Em contrapartida, o uso de modelos baseados em aprendizado de máquina, principalmente Redes Neurais Artificiais (RNAs), vem sendo aceito e se mostrando eficazes no que se diz respeito a previsão de valores de capacidade de carga em fundações profundas (Amancio, 2013).

As RNAs, principalmente a do tipo Perceptron Multicamadas (MLP), são capazes de aprender padrões complexos nos dados e realizar previsões precisas, mesmo em ambientes com alta variabilidade e não linearidade. Ao treinar uma RNA com dados de N_{SPT}, profundidade e capacidade de carga conhecidas das fundações profundas, torna-se possível criar um modelo que seja capaz de estimar os valores de capacidade de carga com base nas variáveis fornecidas de forma rápida e precisa (Moreira, et al., 2021).

Nesse contexto, este artigo propõe a utilização de redes neurais artificiais do tipo MLP para determinar a capacidade de carga de fundações profundas, a partir dos valores de N_{SPT} e profundidade, encontrados na cidade de Balsas-MA. Acredita-se que essa abordagem possa contribuir significativamente para a otimização dos processos de projeto e construção de estruturas civis, garantindo maior eficiência e seguranças nas fundações.

2 MÉTODO

2.1 Método de Pesquisa

Para determinar a capacidade de carga de uma fundação profunda, são utilizados métodos semiempíricos, Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996), baseados em aproximação de modelos matemáticos, porém, nem sempre se obtém resultados precisos, por esse motivo o uso de RNA dentro da geotecnia vem crescendo cada vez mais, pois ela consegue resultados mais precisos que auxiliam no momento de executar uma fundação.

Com base nas discussões propostas por Minayo (2014), a pesquisa realizada neste trabalho pode ser classificada por sua metodologia como sendo explicativa, quanto ao seu objetivo, e também quantitativa e

estatística quanto a sua abordagem, para coleta de dados foi utilizado procedimentos baseados em ex-post facto.

Para obter os resultados propostos neste trabalho, foram definidos dois tipos de variáveis, onde a primeira variável foi classificada como dependente, que é aquela onde ocorrerá a modelação para prever os valores que ela irá assumir quando não tiver informações acerca dela. Nesse estudo a variável dependente é a capacidade de carga.

A segunda variável consiste nas características que o usuário do modelo tem como disponível para elaboração do projeto, sendo ela independente, no caso desse trabalho, os dados para essa variável são obtidos dos valores de N_{SPT} e de suas respectivas profundidades.

2.2 Base de dados

Os dados utilizados como segunda variável para o processo de modelagem foram obtidos através de relatórios de ensaios SPT realizados na cidade de Balsas, no estado do Maranhão. De acordo com o IBGE (2022) o município está situado a 243 metros de altitude e tem as seguintes coordenadas geográficas: latitude: -7º 31’ 59’’ S e longitude 46° 2' 6" W e tem uma população de 101.767 habitantes, e compreende uma área territorial de 13.141,637 km². A Figura 1 mostra a localização do município com relação ao Estado do Maranhão.



Figura 1. Localização do município.

Os relatórios foram fornecidos pela empresa Y e tem como coordenadas os seguintes pontos identificados na Figura 2.

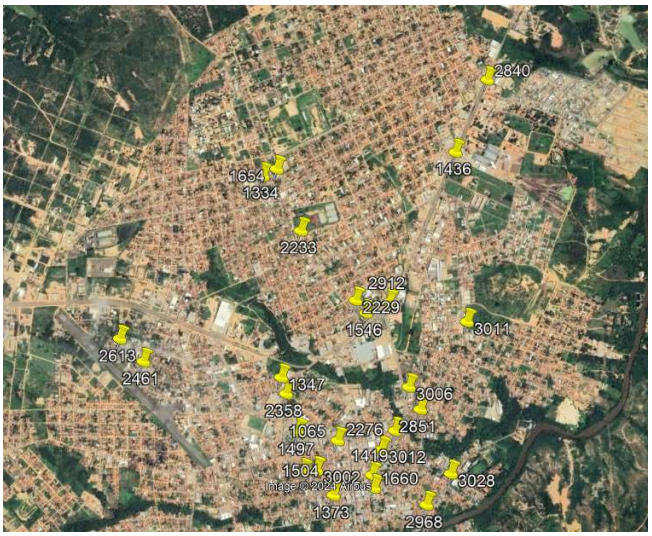


Figura 2. Pontos onde foram realizados os ensaios SPT.

Portanto, ao analisar os 26 relatórios fornecidos pela empresa Y, constatou-se que em determinados ensaios ocorreram a perfuração de mais de um furo por coordenada, totalizando assim 68 furos, onde em cada profundidade de perfuração foi obtido um valor de N_{SPT}, utilizando assim esses dados para a modelagem da rede neural artificial.

2.3 Modelo utilizado

O modelo utilizado na rede foi realizado em três etapas: construção do algoritmo e escolha do tipo de RNA, treinamento e especificações das redes neurais artificiais e por fim, foi realizado o teste da rede.

O tipo de RNA escolhido depende do problema proposto pelo projetista, no caso do estudo em questão, a MLP foi escolhida para determinar os valores de capacidade de carga em fundações profundas. O algoritmo utilizado na rede foi o Backpropagation, que consiste em calcular o erro por meio de foward e backward.

As variáveis utilizadas para o cálculo da capacidade de carga foram: duas entradas, N_{SPT}, e profundidade, uma camada oculta, variando entre 2 a 10 neurônios na camada oculta e uma saída correspondente ao valor da capacidade de carga. A Figura 3 mostra a topologia da rede e a fase de treinamento para a determinação dos valores de capacidade de carga.

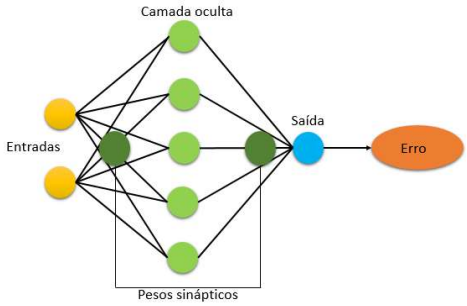


Figura 3. Topologia da rede.

Portanto, o valor previsto pela rede no decorrer de cada loop é então comparado com o valor medido. Como critério de parada da rede foi definido que se o erro de um loop for maior 10^{-7}que o erro de outro loop, se for diferente disso, a rede continua atualizando seus pesos sinápticos.

2.4 Métricas de avaliação

As métricas de avaliação do modelo consistem em análises das características estatísticas tanto na fase de teste quanto na fase de treinamento, elas são baseadas em avaliações através de testes de hipótese, correlação de Pearson e Raiz do Erro Quadrático Médio.

2.4.1 Raiz do erro quadrático médio

Após o cálculo dos valores pelas redes neurais artificiais, foi possível então, calcular a Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE), com base nos resultados da camada de saída e os valores reais. RMSE é matematicamente conhecido como:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} * \sum_{i=1}^{n} (y_i - p_i)^2} \quad (1)$$

O RMSE é uma das métricas essenciais para a avaliação de modelos de previsão por RNA, fornecendo uma medida quantitativa da precisão de suas previsões. Em comparação com outras métricas, como o Erro absoluto médio (MAE), o RMSE é capaz de identificar e penalizar erros maiores (Hodson, 2022).

2.4.2 Correlação de Pearson

A correlação de Pearson foi utilizada para verificar se havia a ocorrência de linearidade entre os valores reais e os previstos. Ela é responsável por quantificar a força e a direção linear entre duas variáveis contínuas, a formula para calcular o coeficiente de correlação de Pearson, é dado por:

$$r = \frac{n(\sum xy) - (\sum x)(\sum y)}{\sqrt{[n\sum x^2 - (\sum x)^2][n\sum y^2 - (\sum y)^2]}} \quad (2)$$

De acordo com Figueiredo Filho et al. (2014), a correlação varia entre -1 e 1, onde o sinal indica a sua direção e o valor a sua magnitude. Se o valor for mais perto de 1, a associação linear entre as variáveis é caracterizada como forte, se for mais próximo de zero, a associação é quase nula.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Um modelo computacional baseado em RNA, cuja finalidade é calcular a capacidade de carga a partir de dados de N_{SPT} e profundidade, foi proposto nesse artigo. Para cada simulação foram utilizados dados dos 68 furos. Cada furo com diferentes profundidades, compondo um total de 709 valores de capacidade de carga. Desse total 68 valores (aproximadamente 10%) foi, aleatoriamente, reservado para teste e o restante utilizado no treino do modelo.

A topologia da rede utilizada consta de uma camada de entrada, uma camada intermediária e uma camada de saída. Simulações foram realizadas para diferentes quantidades de neurônios da camada intermediária e diferentes valores para a taxa de aprendizado. Os resultados de treinamento e teste estão apresentados a seguir em gráficos e nas métricas de avaliação definidas anteriormente.

A taxa de aprendizagem é um hiperparâmetro responsável por controlar a magnitude das atualizações dos pesos durante o treinamento da rede neural. Não existe um critério universal para a definição de seu valor ótimo, sendo sua escolha normalmente realizada de forma empírica por meio de experimentação e validação do desempenho do modelo (HAYKIN, 2009; GOODFELLOW; BENGIO; COURVILLE, 2016)

A topologia da rede utilizada tem a composição de três camadas, sendo: uma de entrada, uma de saída e uma camada oculta. Na primeira simulação foram utilizados 6 neurônios na camada oculta e uma taxa de aprendizado $\mu = 0{,}01$. Os resultados dessa simulação estão apresentados na Tabela 1 e no gráfico da Figura 4.

Tabela 1. Simulação com 6 neurônios.

Métrica	Valor
RMSE	1,94 kN
Correlação	0,93

Na Figura 4 é possível visualizar o quanto os valores estimados pelo modelo se aproximam dos valores desejados.

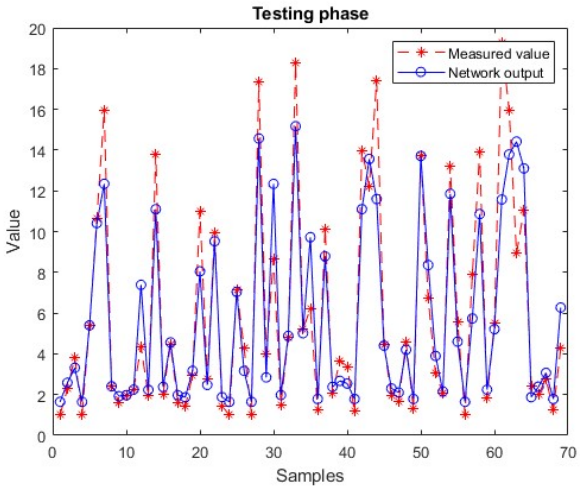


Figura 4. Fase de teste da rede 6 neurônios.

Para a segunda simulação, foi modificado o número de neurônios da camada oculta, fixando em 8 neurônios. Na Tabela 2 estão presentados os valores de erro e correlação obtidos com essa topologia.

Tabela 2. Simulação com 8 neurônios.

Métrica	Valor
RMSE	2,00 kN
Correlação	0,93

Percebe-se que aumentando o número de neurônios da camada oculta o valor do erro obteve um leve aumento, no entanto a correlação permaneceu o mesmo valor. Na Figura 5 é possível observar uma comparação entre os valores obtidos pelo modelo e os reais.

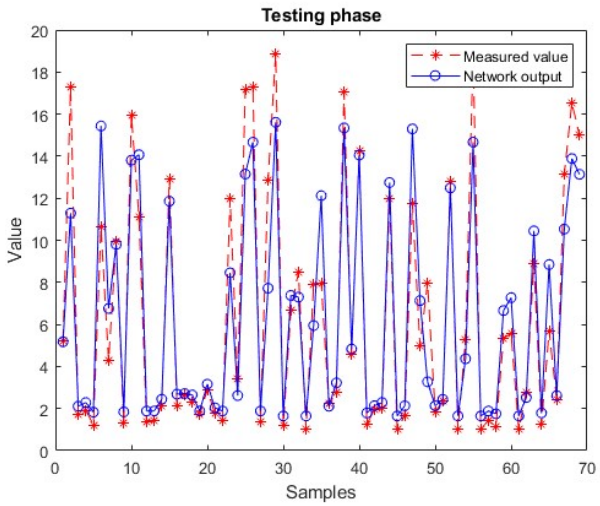


Figura 5: Fase de teste da rede com 8 neurônios.

A fim de se ter uma visualização mais ampla das simulações, foram utilizados valores de simulação para as diferentes taxas de aprendizado e número de neurônios da camada oculta. Inicialmente, fixou-se 2 neurônios na camada oculta e variou-se os valores para taxa de aprendizagem. Na Tabela 3 são apresentados os resultados dessas simulações.

Com 10 neurônios na camada intermediária o melhor resultado obtido foi com a taxa de aprendizagem fixada em 0,5. De modo geral, dentre todas as simulações apresentadas, o melhor resultado foi obtido quando

foi fixado quatro neurônios na camada oculta e 0,2 como taxa de aprendizagem (RMSE = 1,54 e correlação igual 0,95), como exposto na Tabela 3.

Tabela 3. Resultado das simulações.

Número de neurônios na camada oculta	Taxa de Aprendizagem	RMSE	Correlação
2	0,9	1,81110241	0,954929634
4	0,2	1,54966102	0,950414351
6	0,1	1,70121848	0,953344514
8	0,3	2,08928934	0,93844497
10	0,5	1,89046129	0,942592974

8 CONCLUSÕES

As fundações profundas, em geral, dependem de um bom projeto e cálculos precisos quanto ao esforço que irá suportar, todavia, ao utilizar métodos semiempíricos para calcular sua capacidade de carga são necessárias inúmeras variáveis, por outro lado, para o cálculo dessa capacidade por meio de RNA, se faz necessário o uso de apenas duas variáveis.

A fim de determinar os valores dessas capacidades de cargas para diferentes ensaios SPT feitos na cidade de Balsas-MA, foram utilizados nesse trabalho redes neurais artificiais, do tipo MLP, que para apresentar os resultados foram utilizadas métricas estatísticas de avaliação, como RMSE e correlação de Pearson.

Nesse contexto, o modelo neural passou por diversos teste com a quantidade de neurônio na camada oculta variando de 2 a 10, e o o melhor resultado foi obtido quando foi fixado quatro neurônios na camada oculta e 0,2 como taxa de aprendizagem RMSE = 1,54 e correlação de Pearson igual a 0,95.

Esse resultado demonstra que a utilização de RNA pode ajudar na determinação dos valores de capacidades de carga em fundações profundas, porém se o banco de dados fosse maior, o estudo poderia chegar em resultados mais eficazes, melhorando assim o modelo afim de alavancar o seu uso dentro da construção civil para esse tipo de cálculo.

Além disso, o estudo colabora para que ocorram novas investigações quanto aos relatórios SPT fornecidos, por meio deles é possível utilizar modelos de redes neurais artificiais para calcular a distância entre os pontos em estudo e também comparar os resultados obtidos por meio da rede com resultados de capacidade de carga calculados através dos métodos semiempíricos presentes na literatura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Amancio, L. B. (2013). Previsão de Recalques em Fundações Profundas Utilizando Redes Neurais Artificiais do Tipo Perceptron. Tese apresentada ao programa de pós graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de Concentração: Geotecnia.

Cintra, J. C. A.; AOKI, N. Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.

Fellenius, B. H. (2020). Noções básicas de projeto de fundações. British Columbia.

Figueiredo Filho, Dalson Britto; et al. Desvendando os Mistérios do Coeficiente de Correlação de Pearson: O Retorno. Leviathan – Cadernos de Pesquisa Política, n. 8, pp. 66-95, 2014.

Hodson, T. O. Root-mean-square error (RMSE) or mean absolute error (MAE): when to use them or not. 2022. European Geosciences Union. https://doi.org/10.5194/gmd-15-5481-2022

Instituto Brasileiro De Geografia E Estatística (IBGE). Cidades e Estados: IBGE. 2021. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/ma/balsas.html>. Acesso em: 25 de nov. de 2023.

Monteiro, T. M; Araújo, C. B. C. de; Aguiar, M. F. P de. Análise de métodos semiempíricos nacionais e internacionais para determinação da capacidade de carga axial em estacas tipo raiz. Revista Tecnologia, v. 38, n. 2, p. 1-16, dez. 2017.

Moreira, Iago Irteson Pegado; et al. Redes neurais artificiais para previsão de capacidade de carga em estacas do tipo hélice contínua. Brazilian Journal of Development, Curitiba, v. 7, n. 12, p. 112577-112597, dez. 2021.

Santos, M. F. da S., et al. Análise dos perfis de sondagem SPT em Caxias/MA. In: Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia – CONTECC'2017. n° I., 2017, Belém – PA.

Velloso, D. A.; Lopes, F. R. Fundações: Fundações profundas. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

Minayo, M. C. de S. (2014). O desafio do conhecimento, pesquisa qualitativa em saúde. 14. ed. ed. São Paulo: Hucitec. 407. p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/53

Determinação da superfície livre equivalente pela teoria de Meyerhof para cálculo da capacidade de carga do solo da região Oeste do Paraná

Décio Lopes Cardoso
Professor Doutor, Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel, Brasil, deciolc@gmail.com

Robenson Luiz Minski
Vice diretor de gestão de infraestrutura, Instituo Carlos Chagas - ICC - Fiocruz/PR, Curitiba, Brasil, infraestrutura.icc@fiocruz.br

Marivone Zanella Fank
Professora Doutora, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Medianeira, Brasil, marivonefank@utfpr.edu.br

RESUMO: Este trabalho aborda a teoria de Meyerhof, estabelecendo a inclinação β da superfície livre equivalente, necessária para obter os fatores de capacidade de carga de fundações. Determinar a superfície livre equivalente de Meyerhof exige aplicar diferentes valores para a relação $\frac{D}{B}$ entre profundidade e largura da fundação. Dada a grande quantidade de cálculos necessários, foi desenvolvido um algoritmo de computador na linguagem de programação Object Pascal, tendo como variável a relação $\frac{D}{B}$. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento, coesão e ângulo de atrito interno, do solo da região oeste do estado do Paraná foram obtidos por meio de ensaios triaxiais consolidados não drenados no Laboratório de Geotecnia da Universidade Estadual do Oeste do Paraná. Os ensaios foram conduzidos nas pressões confinantes de 31 kPa, 52 kPA e 119 kPa, em corpos de prova nas dimensões 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Os resultados mostraram que, no solo estudado, para a relação $\frac{D}{B}$ igual a 5 o ângulo de inclinação da superfície livre equivalente é 90°, portanto, a partir dessa relação as fundações deverão ser dimensionadas como profundas.

PALAVRAS-CHAVE: fundações, capacidade de carga, Meyerhof.

ABSTRACT: This work addresses Meyerhof's theory, establishing the slope β of the equivalent free surface, necessary to obtain the bearing capacity factors of foundations. Determining Meyerhof's equivalent free surface requires applying different values to the D/B ratio between the depth and width of the foundation. Given the large number of calculations required, a computer algorithm was developed in the Object Pascal programming language, using the D/B ratio as a variable. The shear strength parameters cohesion and internal friction angle of the soil from the western region of the state of Paraná were obtained through consolidated undrained triaxial tests at the Geotechnical Laboratory of the State University of Western Paraná. The tests were conducted at confining pressures of 31 kPa, 52 kPa, and 119 kPa, on specimens with dimensions of 5 cm in diameter and 10 cm in height. The results showed that, in the soil studied, for a D/B ratio equal to 5, the angle of inclination of the equivalent free surface is 90°; therefore, based on this ratio, the foundations should be designed as deep.

KEYWORDS: foundations, load bearing capacity, Meyerhof.

1 INTRODUÇÃO

Os projetos geotécnicos são considerados em dois grupos distintos: a análise dos recalques ou deformações e a análise de estabilidade oi ruptura. Para o primeiro grupo o solo de fundações é caracterizado pelas relações tensão-deformação, empregando-se a teoria da elasticidade. Para a análise de estabilidade, verifica-se o equilíbrio limite pela teoria da plasticidade, desconsiderando a deformabilidade, pois as rupturas ocorrem com grandes deformações (BARATA, 1983).

A análise de estabilidade é abordada de forma mais precisa por Meyerhof, que representa um aperfeiçoamento da teoria de Terzaghi, considerando o atrito em toda a superfície de ruptura, não desprezando a resistência ao cisalhamento do solo acima da base da fundação. Esta teoria é amplamente aceita entre especialistas da área e vários estudos já comprovaram sua validade, conforme VELOSO e LOPES (1997).

Segundo VARGAS (1977), a teoria de ruptura de Meyerhof utiliza os parâmetros coesão e ângulo de atrito interno obtidos em ensaios triaxiais consolidados não drenados, construção do círculo de Mohr, estabelecimento da superfície de ruptura fixando-se a largura e a profundidade da fundação, permitindo finalmente calcular a tensão normal de ruptura e a capacidade de carga da fundação.

Na maioria dos casos, o traçado da superfície de ruptura se dá por meio de curvas complexas. Assim, para tratar o problema de maneira matematicamente mais simples tem-se procurado assimilar tais curvas a retas, círculos e espirais logarítmicas (HACHICH, 1996).

Uma dessas assimilações foi feita por Meyerhof no desenvolvimento de sua teoria para cálculo da capacidade de carga de fundações profundas, a qual, segundo VELOSO e LOPES (1997), generalizou a teoria de Terzaghi (TERZAGHI e PECK, 1987), não desprezando a resistência ao cisalhamento do solo que se encontra acima da base da fundação. A superfície de deslizamento intercepta a superfície do terreno no caso das fundações superficiais e está totalmente contida no solo, ou seja, nas paredes laterais do fuste no caso das fundações profundas.

Considerando a aceitação da teoria de Meyerhof e o baixo uso de fundações diretas na região oeste do estado do Paraná, esta pesquisa procurou uma maneira rápida e eficiente para a determinação da superfície de ruptura em fundações diretas com diferentes relações entre a largura base e a profundidade, por meio do desenvolvimento de um algoritmo de computador na linguagem de programação Object Pascal, tendo com variável a relação $\frac{D}{B}$.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O material de estudo é o solo de ocorrência predominante na região oeste do Paraná, de textura argilosa, classificado pedologicamente como Latossolo vermelho distroférrico e geotecnicamente como A-7-5 (17) pelo Sistema HRB e como CH pelo Sistema Unificado.

A amostragem do solo foi feita no Núcleo Experimental de Engenharia Agrícola da Universidade Estadual do Oeste do Paraná, em vala escavada de 100 cm x 100 cm x 100 cm no fundo da qual talhado e retirado um bloco nas dimensões 40 cm x 40 cm x 40 cm. O bloco amostral foi envolvido inicialmente com papel alumínio, revestido com musselina têxtil e aplicação de parafina fundida, de modo a formar uma tela de proteção para garantir a integridade da amostra. No laboratório o bloco foi mantido em câmara úmida até o momento da confecção dos corpos de prova.

Os corpos de prova foram esculpidos como cilindros de diâmetro 5 cm e altura 10 cm, garantindo a relação recomendada $\frac{D}{H} \geq 2$. Após confeccionados os corpos de prova foram envolvidos em filme PVC, papel filtro e colocados em bandejas plásticas contendo água até $\frac{2}{3}H$ para saturação.

Os ensaios triaxiais consolidados não drenados foram realizados na prensa de compressão triaxial, com deformação controlada (ASTM, 2006), e tomando-se leituras de carga em anel dinamométrico e leituras de deslocamento em LVDT (Linear Variable Differential Transformer), como mostrado na Figura 1. Foram aplicadas pressões confinantes de 32 kPa, 51 kPa e 119 kPa.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento coesão e ângulo de atrito interno, e a massa específica aparente do solo foram inseridos no programa computacional na linguagem Object Pascal (LIMA, 1983), cujo algoritmo foi desenvolvido especificamente para este trabalho.

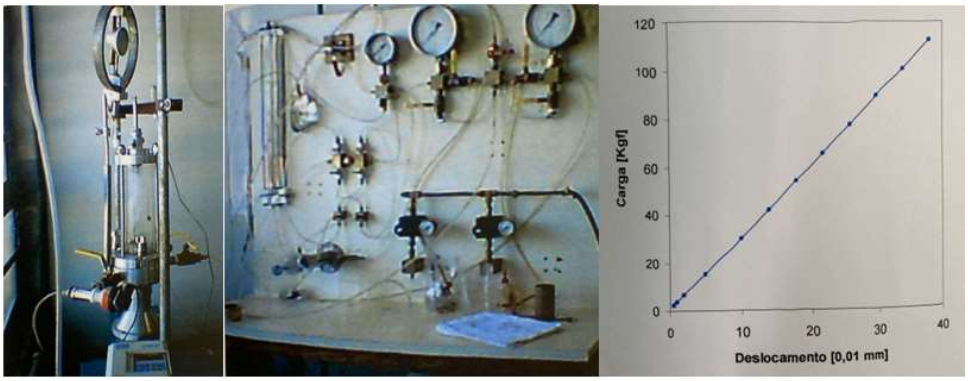


Figura 1. Prensa, painel de reversão e calibração do anel dinamométrico para os ensaios triaxiais.

Tais procedimentos culminaram na obtenção da inclinação da superfície livre equivalente de Meyerhof e no cálculo da capacidade de carga, para diferentes relações entre a largura da base e a profundidade das fundações.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados dos ensaios triaxiais estão mostrados na Tabela 1. Para as pressões confinantes s3 de 32 kPa, 51 kPa e 119 kPa, são mostradas as deformações axiais ε_a e as tensões principais maiores σ_1 .

Tabela 1. Resultados dos ensaios triaxiais

s3	32 kPa	s3	51 kPa	s3	119 kPa
ε_a [%]	σ_1 [kPa]	ε_a [%]	σ_1 [kPa]	ε_a [%]	σ_1 [kPa]
0,00	36,80	0,00	55,76	0,00	124,22
0,10	50,46	0,10	72,31	0,10	142,37
0,20	51,98	0,20	75,32	0,20	145,67
0,30	59,55	0,30	81,33	0,30	152,27
0,39	59,54	0,41	84,34	0,40	155,57
0,49	62,55	0,51	84,34	0,50	157,19
0,59	62,54	0,61	85,83	0,60	160,49
0,69	64,00	0,71	85,81	0,70	162,09
0,79	63,95	0,81	85,78	0,80	165,36
0,89	63,94	0,91	85,74	0,90	166,95
0,99	65,39	1,02	85,71	1,00	166,90
1,48	66,88	1,52	87,15	1,51	166,82
1,97	66,83	2,03	84,07	2,01	168,35
2,47	65,29	2,54	84,02	2,51	165,00
2,96	65,28				
3,45	63,73				
3,94	63,69				
4,44	62,43				

Os valores da Tabela 1 foram plotados em gráfico único tensão-deformação mostrado na Figura 2.

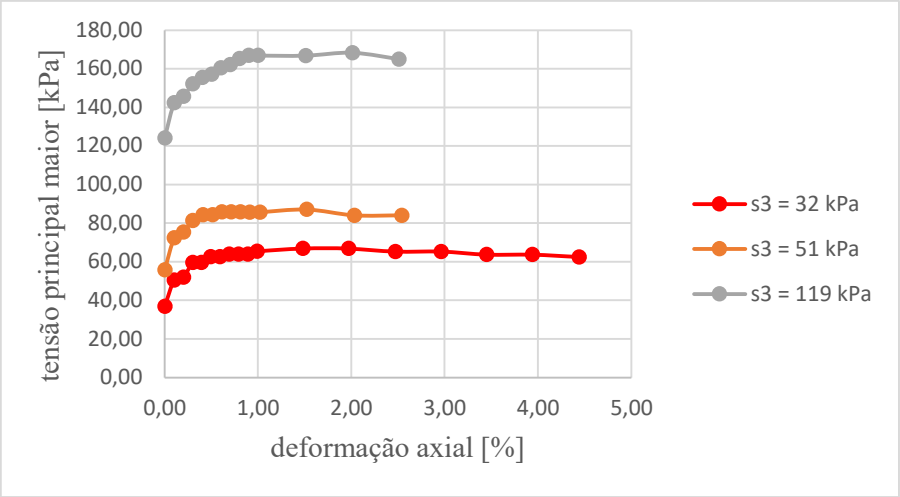


Figura 2. Curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais CU.

O ponto de maior ordenada de cada curva corresponde à tensão principal maior na ruptura (σ_{1f}). Os valores correspondentes às tensões principais menores (pressões confinantes) e às tensões principais maiores na ruptura são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Tensões principais menores e tensões principais maiores na ruptura

tensão principal menor s3 [kPa]	tensão principal maior na ruptura σ_{1f} [kPa]
32	66,88
51	87,15
119	168,35

Os pares ordenados foram plotados no diagrama Tau-Sigma para traçado dos círculos de Mohr e da envoltória de ruptura do solo, como mostrado na Figura 3.

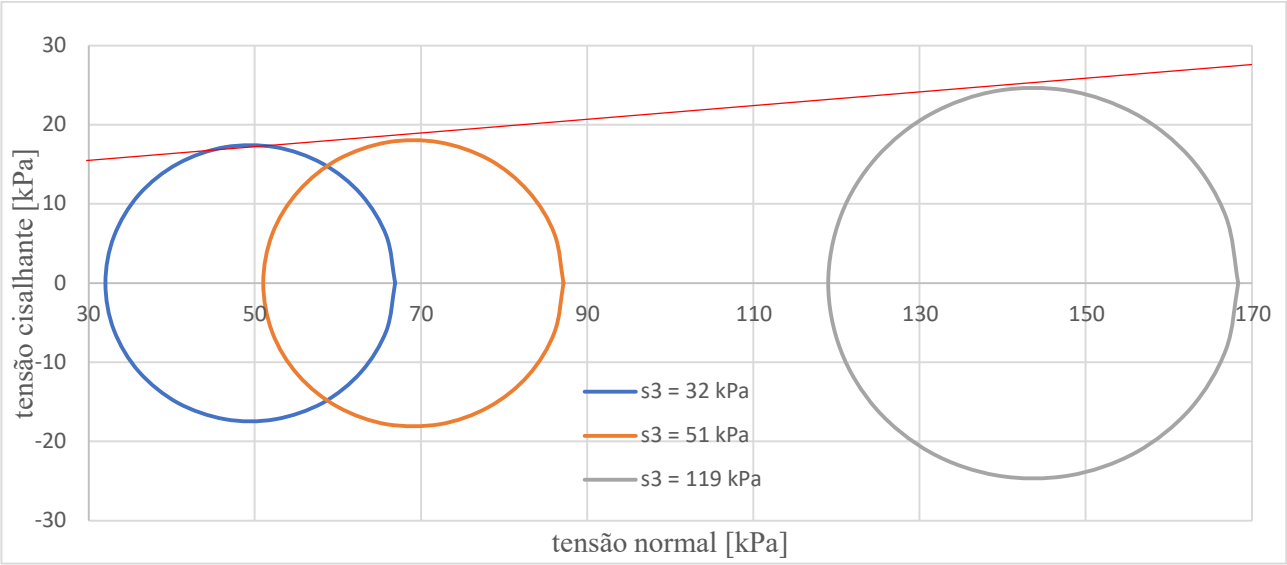


Figura 3. Círculos de Mohr e envoltória de ruptura do solo.

O intercepto da reta envoltória com o eixo das tensões cisalhantes corresponde à coesão c do solo, e o ângulo de inclinação dessa reta corresponde ao ângulo de atrito interno ϕ do solo. Tais parâmetros foram medidos como 14,26 kPa e 3,62°, respectivamente.

Outro parâmetro necessário como input no algoritmo é a massa específica aparente do solo, a qual foi determinada medindo-se o diâmetro e a altura de um corpo de prova e calculando a relação entre a massa e o volume do corpo de prova. Tal procedimento forneceu os seguintes resultados:

corpo de prova para s3 = 32 kPa: $\gamma = 1{,}74\ g/cm^3$
corpo de prova para s3 = 51 kPa: $\gamma = 1{,}66\ g/cm^3$
corpo de prova para s3 = 119 kPa: $\gamma = 1{,}80\ g/cm^3$

Na programação feita na linguagem Object Pascal estipulou-se valores para a profundidade D e para a largura B da base da fundação, e tendo os parâmetros do solo coesão c, ângulo de atrito interno ϕ e massa específica γ, já previamente inseridos no programa, este calcula a inclinação β da superfície livre equivalente de Meyerhof e finalmente a capacidade de carga σ_c da fundação.

Na Figura 4 é mostrada a tela do programa para a última iteração realizada, a qual forneceu o ângulo de inclinação de 89,91°. O valor limitante não pode ser 90°, pois o algoritmo encontraria uma singularidade matemática.

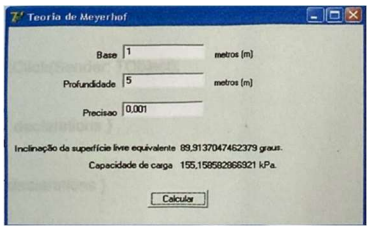


Figura 4. Tela de entrada de dados e impressão dos resultados.

Os resultados da execução do programa são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados da execução do programa Object Pascal

relação da fundação D/B	inclinação da superfície livre equivalente β [°]
0,25	3,15
0,5	6,30
0,75	9,44
1,00	12,58
1,25	15,74
1,50	18,93
1,75	22,16
2,00	25,44
2,25	28,78
2,50	32,2
2,75	35,73
3,00	39,38
3,25	43,19
3,50	47,21
3,75	51,49
4,00	56,14
4,25	61,32
4,50	67,33
4,75	74,98
5,00	89,91

As coordenadas da Tabela 3 foram plotadas na Figura 5.

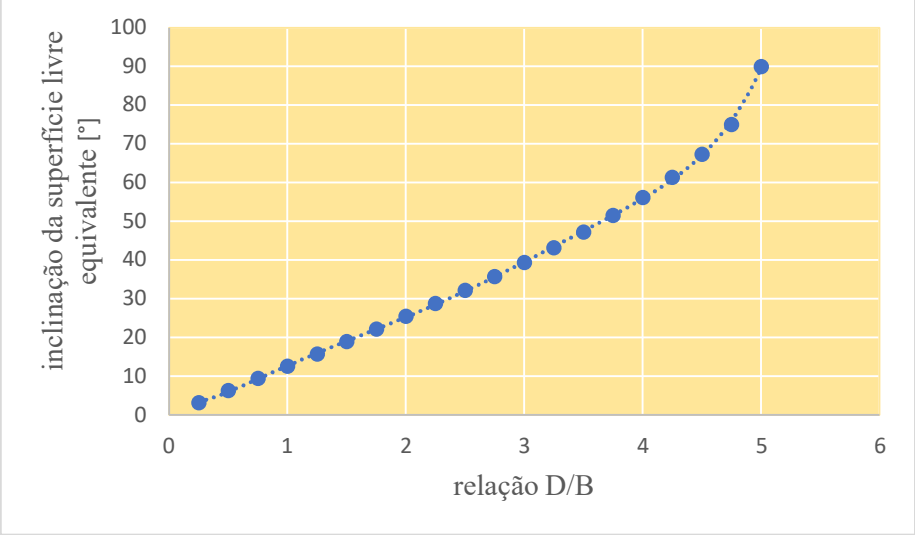


Figura 5. Inclinação da superfície livre equivalente de Meyerhof.

Observa-se comportamento exponencial para a curva, o que significa que para grandes variações iniciais da relação da fundação há pouco acréscimo no ângulo de inclinação. Por exemplo, o intervalo de relação entre 0,25 e 4 correspondente a 80 % do total ocorrem 56,14 % da inclinação, e os restantes 20 % do intervalo, de 4 a 5, ocorrem 33,77 % da inclinação.

A curva mostra ainda que, para o solo estudado, a relação $\frac{D}{B}$ igual a 5 delimita a fronteira entre fundações diretas e fundações profundas.

Os resultados do cálculo da capacidade de carga da fundação são mostrados na Tabela 4.

Tabela 4. Capacidade de carga da fundação

B [m]	D [m]	σ_c [kPa]
1,0	0,5	97,00
1,5	1,0	104,42
1,5	1,5	113,04
2,0	1,5	111,07
2,5	2,0	117,42
3,0	2,0	116,38
3,5	2,5	122,72
4,0	3,0	128,95
4,5	3,0	128,33
5,0	3,5	134,55

4 CONCLUSÃO

O algoritmo desenvolvido para aplicação da teoria de Meyerhof para cálculo da capacidade de carga de fundações do solo da região oeste do estado do Paraná apontou a relação $\frac{D}{B}$ igual a 5 como valor que delimita a fronteira entre fundações diretas e fundações profundas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM International (2006). ASTM D2166: Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil.

Barata, F.E. (1983) Propriedades mecânicas dos solos. Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos LTDA, 1983.

Hachich, W. Fundações – teoria e prática. São Paulo: Pini, 1996.

Lima, V.L.S. Linguagem Pascal. Rio de Janeiro: Campus, 1983.

Meyerhof, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. Géotechnique, v. 2, n. 4, p. 301-332, 1951.

Terzaghi, K., Peck, R.B. (1948) Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 685 p.

Vargas, M. Introdução à mecânica dos solos. São Paulo: Mcgraw-Hill do Brasil, Ed. USP, 1977.

Velloso, D. e Lopes, F.R. Fundações. 2ª edição. Rio de janeiro: COPPE/UFRJ, 1997.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/54

Dimensionamento de Fundações de Poços de Petróleo Submarinos

Bruno Sergio Pimentel de Souza
Engenheiro de Petróleo, Petrobras, Macaé, Brasil, brunosergio@petrobras.com.br

Ricardo Magalhães Pioli
Engenheiro de Petróleo, Petrobras, Vitória, Brasil, ricardopioli@petrobras.com.br

João Marcos Bastos Vieira
Engenheiro de Petróleo, Petrobras, Macaé, Brasil, joao.m.vieira@petrobras.com.br

Fabio Sawada Cutrim
Engenheiro de Petróleo, Petrobras, Rio de Janeiro, Brasil, fabiosawada@petrobras.com.br

Lucio Flavio Rocha Carvalho
Engenheiro Geotécnico, Petrobras, Rio de Janeiro, Brasil, lucio.flavio@petrobras.com.br

Rafael Dias
Engenheiro de Petróleo, Petrobras, Rio de Janeiro, Brasil, rafael_dias@petrobras.com.br

Edgard Gurgel do Amaral Arduíno
Engenheiro de Petróleo, Petrobras, Rio de Janeiro, Brasil, edgard.gurgel@petrobras.com.br

Paulo Michel Drubi de Queiroz Pinheiro
Engenheiro de Petróleo, Petrobras, Rio de Janeiro, Brasil, drubi@petrobras.com.br

RESUMO: A fundação de poços de petróleo submarinos desempenha papel fundamental na integridade estrutural e na segurança das operações de perfuração e produção, sendo responsável por suportar os carregamentos ao longo de todo o ciclo de vida do poço. Este artigo apresenta uma revisão dos principais tipos de fundações de poços submarinos atualmente utilizados no Brasil, com foco nos métodos de início de poço perfurado e cimentado, jateado e Base Torpedo. São discutidos os critérios de projeto e as metodologias de cálculo da capacidade de carga axial, considerando a interação solo–condutor, as características geotécnicas do solo marinho e as particularidades operacionais associadas a cada método de instalação. O trabalho se fundamenta em práticas consolidadas da indústria, normas técnicas e referências bibliográficas recentes, destacando a influência dos parâmetros operacionais e do efeito de ganho de resistência do solo ao longo do tempo. Ao final, é apresentado um estudo de caso representativo de poço submarino perfurado no Brasil, no qual são comparadas as soluções de fundação quanto à capacidade de carga, requisitos operacionais e implicações no projeto, evidenciando os principais fatores que orientam a escolha do método mais adequado.

PALAVRAS-CHAVE: Fundação, Condutor, Integridade de Poço, Poço Submarino, Geotecnia Offshore

ABSTRACT: Subsea well foundations play a fundamental role in structural integrity and operational safety throughout drilling and production activities, as they are responsible for supporting axial loads over the entire life cycle of the well. This paper presents a review of the main types of subsea well foundations currently used in Brazil, focusing on drill-and-grouted, jetted, and Torpedo Base conductor installation methods. Design criteria and methodologies for axial bearing capacity calculation are discussed, considering soil–conductor interaction, marine soil geotechnical characteristics, and the specific operational aspects associated with each installation technique. The study is based on consolidated industry practices, technical standards, and recent bibliographic references, highlighting the influence of operational parameters and soil strength gain over time on foundation performance. Finally, a representative case study of Brazilian offshore wells is presented,

comparing foundation solutions in terms of bearing capacity, operational requirements, and design implications, emphasizing the key factors that govern the selection of the most suitable method to ensure offshore operational reliability and safety.

KEYWORDS: Foundation, Conductor Casing, Well Integrity, Subsea Well, Offshore Geotechnics

1 INTRODUÇÃO

De forma análoga à engenharia civil, a fundação de um poço de petróleo desempenha papel igualmente essencial, embora inserida em um contexto significativamente distinto em termos de escala, ambiente e complexidade operacional. A perfuração de um poço consiste, de forma macro e bastante resumida, em um processo, repetido quantas vezes forem necessárias, de perfurar, revestir o trecho perfurado e cimentar o revestimento. Cada ciclo destes corresponde a uma fase do poço (Rocha & Azevedo, 2019).Em poços submarinos, a fundação é constituída pelo revestimento condutor e pelo revestimento de superfície (API RP 96), instalados nas duas fases iniciais da construção do poço. Esses elementos são responsáveis por suportar as cargas provenientes do peso próprio dos revestimentos subsequentes, dos equipamentos de perfuração e completação, equipamentos submarinos, esforços térmicos durante a produção/injeção, bem como esforços laterais associados a correntes marinhas, vibrações derivadas dos movimentos da unidade de perfuração e à interação solo–estrutura. Neste artigo serão abordados apenas os carregamentos axiais, assim como a capacidade de carga axial, embora em projeto seja necessário avaliar os carregamentos laterais oriundos da conexão com a sonda de perfuração e a vida a fadiga dos elementos da cabeça de poço e condutor.

Assim como ocorre na construção civil, falhas no dimensionamento das fundações de poços de petróleo podem resultar em consequências severas. No caso dos poços submarinos, tais falhas não se limitam a danos estruturais ou custos de reparo, podendo acarretar a perda da integridade do poço, atrasos significativos nas operações, prejuízos financeiros expressivos e, em situações mais críticas, impactos ambientais e riscos à segurança operacional. Ademais, diferentemente de muitas estruturas civis, intervenções corretivas em poços submarinos são ão extremamente dispendiosas, quando não inviáveis. Nesse contexto, o correto dimensionamento das fundações constitui um dos aspectos mais críticos da engenharia de perfuração, sendo determinante para a confiabilidade e a segurança das operações ao longo de toda a vida útil do poço. O projeto dessas fundações deve considerar não apenas os carregamentos previstos, mas também as características geotécnicas do solo marinho, os métodos de instalação disponíveis, os limites operacionais das unidades de perfuração e os custos associados a cada solução.

Importante ressaltar que há uma diferença no contexto de características geotécnicas em cenário *offshore* quando comparado com o *onshore*. Neste último, em geral os ensaios geotécnicos são executados nas locações onde serão construídas as fundações, ou a poucos metros destas. No caso *offshore* as campanhas geotécnicas acontecem em um momento do projeto de desenvolvimento da produção de um campo em que as locações dos poços ainda não têm coordenadas definitivas, além disso, não seria viável economicamente na maioria dos casos executar um ensaio de piezocone para cada poço, equipamento submarino, duto, âncora etc. Dessa forma, em geral trabalha-se com correlações distantes na ordem de quilômetro das locações, definidas pela área de Geologia por meio de dados sísmicos. Isso traz uma incerteza inerente aos projetos de fundações de poços, quanto a representatividade dos dados geotécnicos nas locações.

Neste artigo são apresentados os principais tipos de fundações de poços submarinos, bem como os critérios e metodologias de dimensionamento atualmente utilizados na indústria, com base em práticas consolidadas, normas técnicas e referências bibliográficas recentes. Este trabalho não tem a pretensão de esgotar o tema, mas dar uma visão geral de uma aplicação prática do tema de fundações para além da construção civil. Ao final também será apresentado um estudo de caso comparando os possíveis tipos de início de poço (tipo de fundação) na etapa de projeto.

2 FUNDAÇÕES DE POÇOS SUBMARINOS

O tipo de fundação de um poço é definido, fundamentalmente, a partir do método de instalação do revestimento condutor – operação conhecida também como início de poço, por se tratar da primeira etapa da construção de um poço. Esse revestimento é o primeiro elemento estrutural instalado no poço e, em conjunto com o revestimento subsequente (de superfície), deverão suportar todas as cargas atuantes ao longo da vida

útil do poço. O método selecionado para o início do poço depende de diversos fatores, tais como os carregamentos previstos, a competência e o perfil estratigráfico do solo marinho, os custos associados à operação e os limites operacionais da unidade de perfuração. A seguir, são apresentados os principais tipos de início de poço, ou fundações, empregados em poços submarinos. A Figura 1 ilustra o esquemático típico de um poço de petróleo com destaque para a fundação (condutor e revestimento de superfície). São apresentadas as colunas de revestimento, e os equipamentos submarinos[1] podem ser representados pela cabeça de poço (*wellhead*)

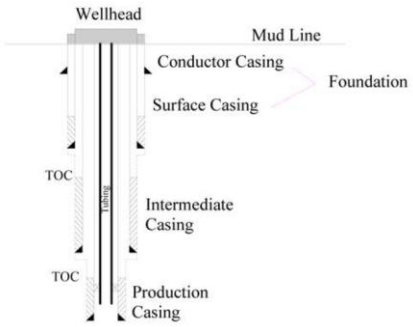


Figura 1. Diagrama esquemático de um poço submarino (Cutrim et al., 2021)

2.1 Perfurado e cimentado

O método perfurado e cimentado (*drill and grouted – D&G*) é o método convencional de início de poço, onde inicialmente é descida uma coluna de perfuração com uma broca com diâmetro ligeiramente maior que o diâmetro do revestimento condutor e perfurada a primeira fase do poço. Em seguida, o revestimento condutor é descido até a profundidade definida e realiza-se a sua cimentação, promovendo o preenchimento do espaço anular entre o condutor e o solo com pasta de cimento e aguarda-se a sua cura. Em algumas situações é possível apoiar o revestimento no fundo do poço e desconectar a ferramenta de instalação, dispensando a necessidade de aguardar pega com a coluna conectada da sonda ao poço, o que reduz em aproximadamente 12 horas o tempo da operação.

Commented [PP1]: Outra opçao seria colocar "é realizada a..." e "é aguardada a sua..."

Na construção de um poço, o maior custo operacional está associado à diária da sonda de perfuração. Assim, esse método, por demandar maior tempo de operação em função das manobras[2] de coluna de perfuração, descida de revestimento e cimentação, é geralmente o de maior custo. Por outro lado, trata-se da solução que proporciona maior robustez estrutural, uma vez que o condutor costuma apresentar maiores extensões e conta com a bainha (ou calda) de cimento (mistura de cimento e água apenas) na interface com o solo, o que resulta em maior aderência e maior capacidade de carga. A Figura 2 ilustra as operações associadas à execução de um condutor perfurado e cimentado.

Commented [PP2]: Algum motivo especial para deixarmos de fora os aditivos que usamos em casos de influxo, por exemplo?

[1] Equipamentos submarinos: Equipamentos de cabeça de poço, BOP (Blowout Preventer), BAP (Base Adaptadora de Produção), ANM (Árvore de Natal Molhada), *capping* etc.

[2] Manobras (ou *trips*): Entradas e retiradas de coluna no poço.

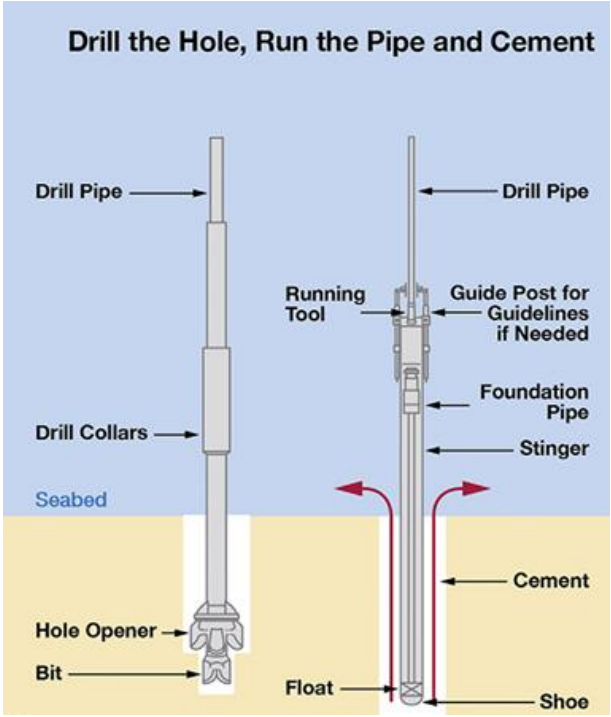


Figura 2. Condutor perfurado e cimentado (Aird, 2019).

Embora esse tipo de início de poço seja o mais robusto, além de ser o mais custoso, apresenta também alguns limites operacionais. Um condutor muito extenso, por exemplo, demanda uma perfuração mais longa, dificultando o controle de verticalidade no poço, principalmente em cenários de afloramentos de rocha inclinados em subsuperfície, que poderiam direcionar a broca lateralmente. Adicionalmente, com respeito à segurança das pessoas, a operação se torna mais longa, com maior quantidade de movimentações de carga de tubulares de grande peso e diâmetro no *drill floor*. Comprimentos típicos de condutores cimentados podem variar de 45 a 96 metros a depender da configuração e da locação do poço.

2.2 Jateado

No método jateado, o revestimento condutor é descido juntamente com uma coluna de perfuração da fase seguinte em seu interior. A broca realiza a escavação do solo por meio da potência hidráulica promovida pela vazão de água do mar através dos jatos de broca (orifícios na extremidade da broca que direcionam o fluxo e imprimem maior velocidade, para fins de limpeza e remoção de cascalhos da perfuração), enquanto o retorno do material escavado ocorre pela região anular entre a coluna de perfuração e o interior do condutor, sendo despejado diretamente no fundo do mar. Após o posicionamento do condutor na profundidade desejada, um mandril é desconectado da ferramenta de jateamento, permitindo o prosseguimento da perfuração da segunda fase do poço. O método do jateamento é descrito por Akers (2008) com alguns estudos de caso. O procedimento está ilustrado na Figura 3. Como nesse método a perfuração e a instalação do revestimento condutor são feitos simultaneamente por meio do jateamento, ele tende a ser mais econômico quando comparado ao método perfurado e cimentado. No entanto, sua robustez estrutural no que tange à capacidade de carga é, em geral, inferior ao condutor cimentado. O método apresenta limitações quanto à extensão máxima a ser jateada, uma vez que à medida que a profundidade de jateamento aumenta, maior a dificuldade de superar

o atrito lateral na interface com o solo, o que pode restringir sua aplicação em determinados cenários com respeito a competência do solo marinho.

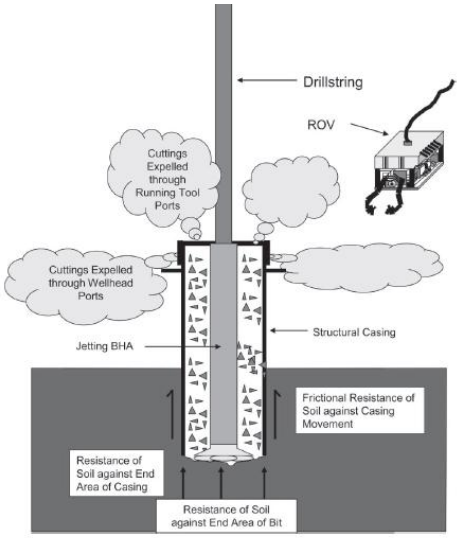


Figura 3. Jateamento do condutor (Akers, 2008).

A literatura especializada (e.g., Beck, Jackson e Hamilton, 1991; Jeanjean, 2002; Akers, 2008; Zhou et al., 2016; Mackenzie et al., 2012) destaca dois aspectos fundamentais para o sucesso da operação de jateamento: a estimativa da capacidade axial do conjunto solo-condutor ao longo do tempo e o controle dos parâmetros operacionais envolvidos na instalação — notadamente, o peso aplicado durante o jateamento, a vazão dos jatos e a quantidade de reciprocações do revestimento (movimentações axiais ascendentes e descendentes para reduzir o atrito lateral solo-condutor e favorecer o avanço). Esses fatores são interdependentes e influenciam diretamente na performance final da fundação quanto à capacidade de carga. Beck, Jackson e Hamilton (1991) enfatizam, por exemplo, a importância do controle da vazão do fluido de jateamento, evitando a formação de mistura de solo com alto teor de umidade na interface solo-condutor, condição que compromete tanto a capacidade de carga inicial como também o ganho de capacidade de carga no tempo. Akers (2008) fornece recomendações práticas para o controle operacional, enquanto Zhou et al. (2016) propõem metodologia para determinar a vazão limite visando otimização do processo e Jeanjean (2002) propõe um limite de peso a ser arriado de forma a evitar a flambagem do condutor e da coluna de perfuração durante o jateamento, além de propor também metodologia para estimativa do ganho de capacidade de carga no tempo. Mackenzie et al. (2012), por sua vez, observam que o aumento excessivo de reciprocações pode reduzir significativamente a resistência final do condutor.

2.3 Base Torpedo

A Base Torpedo (BT) é uma solução inspirada nas estacas torpedo utilizadas em sistemas de ancoragem e corresponde a um projeto patenteado pela Petrobras. A principal vantagem desse método é que sua instalação não é realizada por uma sonda de perfuração, mas por uma embarcação bem menor e dedicada, usada de modo geral para operações de ancoragem, cujos custos diários são significativamente menores. Além disso, é possível embarcar mais de uma BT em uma única campanha, viabilizando a execução de múltiplas instalações de condutor tipo BT com maior eficiência logística.

A Base Torpedo consiste em um revestimento condutor dotado de aletas soldadas ao longo de sua superfície lateral e de uma ponteira de cimento em sua extremidade inferior (Figura 4a e 4b). O conjunto é lançado da embarcação (Figura 4c), por queda livre ou com velocidade controlada, contendo em seu interior um elemento denominado “martelo”, cuja função é percutir a base após o lançamento, permitindo que o sistema atinja a profundidade final desejada, caso esta não seja alcançada apenas com a energia de lançamento.

Assim como o condutor jateado esse método de início de poço tem capacidade axial inferior ao perfurado e cimentado, pois a base torpedo possui dimensões limitadas (cerca de 21m de comprimento) a fim de permitir seu transporte ao porto por modal rodoviário e, por fim, o lançamento via barco.





(a) (b) (c)

Figura 4. (a) Conjunto da Base Torpedo visão inferior, (b) Conjunto Base Torpedo visão superior com destaque das aletas e (c) lançamento da Base Torpedo via barco.

No presente artigo serão tratados apenas os três tipos de fundações supracitados por serem os que tem sido utilizado no Brasil. No entanto, um outro tipo comum na indústria é o condutor cravado que se assemelha uma estaca cravada para jaquetas (plataformas fixas) e é instalado com martelo hidráulico submarino.

3 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO

A norma ISO 3421 (2022) *Petroleum and natural gas industries — Drilling and production equipment — Offshore conductor design, setting depth and installation* é o primeiro documento normativo que trata especificamente sobre o dimensionamento de condutores *offshore* e métodos de instalação. Resistência, estabilidade e fadiga são os aspectos que devem ser atendidos em projetos resultando na definição de comprimento, diâmetro, espessura e grau do aço do condutor. Nesse tópico serão tratados apenas a definição de resistência (ou capacidade de carga axial) para cada tipo de condutor e os carregamentos previstos, a fim de atender a seguinte equação:

$$F_{axial} \leq Q/FS \quad (1)$$

Onde F_{axial} são todos os carregamentos axiais previstos, Q a capacidade de carga axial e FS um fator de segurança de projeto.

3.1 Capacidade de carga axial

De acordo com Cunha (1998) o solo circundante ao condutor pode ser modelado pelo Método de Winkler Modificado, comportando-se como molas t-z não-lineares. O cálculo de capacidade de carga dos condutores será dado pela integração das molas t-z conforme proposto na API RP 2GEO (2014). A capacidade total de uma estaca é obtida pela soma das parcelas de resistência lateral e resistência de ponta, conforme Eq. 2. Porém, no caso de condutores, a resistência de ponta pode ser desconsiderada uma vez que, na perfuração da fase seguinte, a extremidade inferior do condutor é cortada pela broca sobrando apenas o atrito lateral, resultando na Eq. 3, onde A_{lat} é a área da superfície lateral do condutor e f(z) é o fator de atrito de cada mola t-z.

$$Q_{total} = Q_{lat} + Q_{ponta} = Q_{lat} \quad (2)$$

$$Q_{lat} = f(z).A_{lat} \quad (3)$$

Ou seja, a resistência do condutor será dada essencialmente pelo atrito lateral com a formação e a ruptura se dará na interface solo-condutor. Dessa forma, é possível aplicar o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Eq. 4) e estimar a capacidade de carga a partir da geometria e dos dados de solo.

$$\tau = c + \sigma.\tan\varphi \quad (4)$$

No caso de argilas moles, ou solos coesivos, assume-se que qualquer variação na tensão confinante irá gerar um aumento na poropressão, a envoltória de Mohr-Coulomb será dada pelo valor da coesão sendo a própria resistência ao cisalhamento não drenada (S_u). Portanto, o valor do fator de atrito f(z) é representado pela Eq. 5, onde α definido como fator de adesão do solo representando uma fração da resistência não-drenada intacta do solo (Chen et al., 2025).

$$f(z) = \tau(z) = c = \alpha.S_u \quad (5)$$

Para areias, ou solos não-coesivos, eliminando a coesão da Eq. 4, tem-se

que: $$f(z) = \tau(z) = \sigma_h.\tan\varphi = K\sigma_v.\tan\varphi \quad (6)$$

onde K é o coeficiente de empuxo, e σ_h e σ_v as tensões in situ horizontal e vertical (ou sobrecarga), respectivamente. Reorganizando a Eq. 6 e inserindo um fator de adesão para areias $\beta = K.\tan\varphi$, obtém-se:

$$f(z) = \beta.\ \sigma_v(z) \quad (7)$$

Finalmente, a capacidade de carga pode ser obtida substituindo os valores de f(z) das Eq. 5 e/ou 7 na Eq. 2:

$$Q = \int f(z).A_{lat}dz = \pi DL \int f(z)dz \quad (8)$$ onde D é o diâmetro do condutor e L seu comprimento.

Aqui vale destacar que a maioria das perfurações de poço no Brasil são em águas profundas e ultraprofundas, onde o solo é predominantemente argila mole, portanto, a maioria dos trabalhos voltados para o tema de fundação de poços considera preferencialmente a Eq. 5. As regiões que possuem solos arenosos se apresentam em lentes ou camadas mais delgadas.

Como já mencionado anteriormente, apesar de existir uma metodologia clara para o cálculo de capacidade de carga, cada método de início de poço deve apresentar particularidades associadas às operações de instalação e ao comportamento do solo.

3.1.1 Perfurado e cimentado

A primeira particularidade da aplicação da Eq. 8 para o condutor cimentado é que o diâmetro utilizado é o de poço aberto, que irá corresponder à bainha de cimento em contato com o solo. Diâmetros típicos são de 36 pol (0,914m) e 42 pol (1,067m), para uso de condutores de 30 pol (0,762m) e 36 pol, respectivamente. Nessa abordagem assume-se que a bainha de cimento possui geometria de um cilindro perfeito, o que não é esperado na prática, devido às irregularidades e tortuosidades da perfuração, ou ainda, devido a possibilidade de migração de pasta de cimento para o interior da formação em caso de presença de falhas geológicas ou de uma eventual ruptura hidráulica do solo durante o posicionamento da pasta no anular. Portanto, existe um grau de conservadorismo na estimativa da capacidade de carga. O fator de adesão (α) possui valores próximos de um, conforme sugere a API RP 2GEO, embora o texto se refira a estacas cravadas. Jinbo et al. (2023) realizou uma análise bayesiana através de dados reais de campo avaliando as máximas cargas suportadas em poços com nenhum recalque observado e comparando com a estimativa teórica. O resultado encontrado mostrou uma aderência ao previsto com um fator de adesão para argilas em torno de 0,93, próximo do valor recomendado na API RP 2GEO.

3.1.2 Jateado

Jeanjean (2002) demostrou que a capacidade de carga do condutor jateado é dependente do tempo, através de testes de carga em três locações distintas em tempos distintos. A variação do fator de adesão do

condutor ao solo com o tempo, conhecido também como "*setup*", proposto pelo autor para argilas no Golfo do México (GoM) é dado pela equação abaixo:

$$\Delta\alpha = 0{,}055.[2 + \log(t)] \quad (9)$$

A ISO 3421 (2022) apresenta equações similares calibradas para outras regiões do mundo e Bergh et al. (2024) propõe uma nova calibração para a Bacia de Santos, na costa brasileira, embasada por dados de diversos poços jateados testados axialmente até a ruptura. Zakeri et al. (2014) mostra que o ganho da capacidade de carga no tempo está associado ao adensamento do solo assim como a efeitos de tixotropia. Foram realizados ensaios em centrífugas extrapolando o resultado encontrado antes por Jeanjean (2002) de 10 para 1000 dias em argilas fabricadas em laboratório à base de caolim com propriedades similares ao GoM. Nesse mesmo trabalho Zakeri propõe uma faixa de valores admissíveis do peso a ser descarregado no conjunto (denominado peso sobre broca ou "*weight on bit*") de forma que não ocorra flambagem nem da coluna de perfuração nem do revestimento condutor e que se tenha avanço adequado durante o jateamento. Uma vazão excessiva também pode criar uma região amolgada muito maior, reduzindo sua capacidade de carga imediata e seu ganho com o tempo, ou ainda criar um canal de percolação de fluido externo ao condutor, que não é o desejável. Ou seja, pode-se perceber que tanto a eficiência operacional na instalação do condutor quanto a sua capacidade de carga final são fortemente dependentes dos parâmetros operacionais utilizados na operação de jateamento (vazão, peso sobre broca e reciprocações).

3.1.3 Base torpedo

Diferentemente do condutor cimentado e do jateado, a base torpedo possui pouca influência da operação, onde sua cravação dependente basicamente da velocidade que atinge o leito marinho e das propriedades do solo. O modelo de cravação mais comumente utilizado para estimativa da profundidade de cravada, é o de True (1974), que leva em conta a segunda lei de Newton, a geometria da base torpedo, dados da argila e a velocidade de impacto. Este modelo estima a desaceleração de um projétil que atinge o solo a uma dada velocidade até sua parada completa.

O cálculo de capacidade de carga segue o proposto por Sousa (2017) onde as tensões geradas na cravação são estimadas pelo método de expansão de cavidades estabelecida pela DNV-GL (2015). Nesta metodologia, a tixotropia não é considerada sendo apenas a dissipação do excesso de poropressão levada em conta no *setup* do solo. A formulação final apresentada pelo autor assume que o fator de atrito lateral f(t) é uma parcela da tensão efetiva ao redor do condutor, a qual é dependente da profundidade (h) do raio do condutor (r_0) e da taxa de adensamento (U), conforme equação 10:

$$f(t) = \beta.\sigma_{ef}(h, r_0, U) \quad (10)$$

onde σ_{ef} é dado por:

$$\sigma_{ef}(h, r_0, U) = K_0\sigma'_0(h) + \Delta\sigma_0(h,r) - (1-U).\Delta u_0(h,r) \quad (11)$$

em que K_0 é o coeficiente de empuxo lateral, σ'_0 é a tensão efetiva vertical, $\Delta\sigma_0$ é a variação da tensão radial, Δu_0 é a variação de poro pressão. Whittle (1987), determinou empiricamente uma função tempo dependente da taxa de adensamento e da razão de sobreadensamento (OCR).

O parâmetro β da Eq. 10 pode ser calibrado a partir de um tempo suficiente grande, ou seja 100% de adensamento, e o atrito lateral ser calculado conforme a formulação contida na API RP 2GEO, assim:

$$\beta(h) = \alpha(h).Su(h)/ \sigma_{ef}(h, r_0, U=1) \quad (12)$$

Chen et al. (2025) estabeleceu uma comparação entre os métodos perfurado e cimentado, jateado e cravado. A base torpedo não foi abordada por ser uma solução utilizada exclusivamente pela Petrobras no

Brasil. Os autores apresentam as vantagens e desvantagens de cada método assim como o cálculo de capacidade de carga axial.

4 ESTUDO DE CASO

4.1 Perfurado e cimentado

Admitindo um poço com configuração típica da Bacia de Campos (Figura 5a), apresenta-se a seguir um exemplo de dimensionamento de fundação para início de poço cimentado e perfurado, considerando o perfil Su da Figura 5b.



(a) (b)

Figura 5. (a) Configuração típica de poços da Bacia de Campos, (b) Resisttência ao cisalhamento não drenada para a locação.

Inicialmente, realiza-se o dimensionamento preliminar da fundação, admitindo-se como critério que a capacidade axial do sistema solo-condutor, obtida pela Eq. (8), seja superior ao máximo carregamento previsto para a vida útil do poço (Tabela 1). Neste cenário, estimou-se que 48 m de condutor cimentado, com capacidade axial igual a 1142 kips (5080 kN), são suficientes para suportar todos os carregamentos previstos, incluindo o cenário mais crítico correspondente à instalação da coluna de produção 1121 kips (4986 kN).

Tabela 1 – Carregamentos estimados para uma configuração típica da Bacia de Campos.

1. Instalação do revestimento condutor	8. Retirada de BOP de perfuração
2. Instalação do revestimento de superfície	9. Instalação da BAP
3. Instalação do BOP de perfuração	10. Instalação de BOP de perfuração
4. Troca de fluido de perfuração	11. Instalação da coluna de produção
5. Instalação do revestimento de produção	12. Retirada de BOP de perfuração
6. Troca de fluido de perfuração	13. Instalação da ANM
7. Troca para fluido de completação	14. Carregamento de produção

Após a instalação do revestimento de superfície, este passa a compor a fundação do poço contribuindo, portanto, com a resistência axial. No entanto, caso não haja cimento em toda extensão do revestimento de superfície, é ncessário realizar um análise de tensões no trecho não-cimentado, conforme preconizado pela API RP 96. Um exemplo desta análise é expresso em Cutrim et al. (2021).

Um particularidade do dimensionamento geotécnico de poços, em comparação às fundações de obras civis convencionais, é que a estrutura de fundação de poços submarinos é submetida a etapas de carregamento e descarregamento, enquanto em estruturas convencionais espera-se sempre acréscimo de carregamento ao

longo da construção. Neste cenário o estado final da estrutura não necessariamente será o de maior solicitação da fundação e aspectos do comportamento histerético do solo podem influenciar na análise estrutural, uma vez que o recalque obtido no sistema de fundação impacta diretamente na análise de tensões do revestimento subsequente. Ademais, em poços produtores, os elementos de fundação podem ser submetidos tanto a carregamentos axiais descendentes, por exemplo, durante as etapas de construção, quanto carregamentos ascendentes durante a fase de produção consequência do carregamento térmico.

4.2 Jateado

Para esse método de início de poço o projeto consiste em estimar o comprimento do condutor apenas para suportar os carregamentos até a finalização da construção da fase 2 do poço. Neste contexto, o elemento principal de fundação torna-se o revestimento de superfície completamente cimentado, admitindo-se que devido a sua extensão (que pode chegar até em torno de 1400 m), sua capacidade axial é suficientemente alta para suportar todos os carregamentos do poço. Os carregamentos previstos até a conclusão da etapa da fase 2 são basicamento peso próprio do conjunto da primeira fase e da segunda fase, chegando até 230 kips (1010 kN), aproximadamente.

A primeira etapa para a estimativa do comprimento do condutor consiste em admitir que a capacidade do solo inicial, após conclusão da operação de jateamento, será no mínimo igual ao peso do conjunto da fase 1. Caso não se obtenha esse valor, não é possível continuar com a perfuração, pois aconteceria o solapamento da cabeça do poço. Em seguida, estima-se o tempo em que o primeiro carregamento irá ocorrer sobre o condutor, adotando-se esse como o tempo disponível para ganho de capacidade de carga por efeito *setup*. Por fim, adotando-se a metodologia apresentada no item 3.1.2 calcula-se o comprimento mínimo necessário para suportar os carregamentos indicados no parágrafo anterior. Neste cenário, estimou-se um comprimento mínimo de 35 m para suportar todos os carregamentos até a conclusão da fase 2 admitindo-se dois dias após a conclusão da operação de jateamento. A Figura 6 ilustra a curva de recuperação de capacidade de carga axial no tempo.

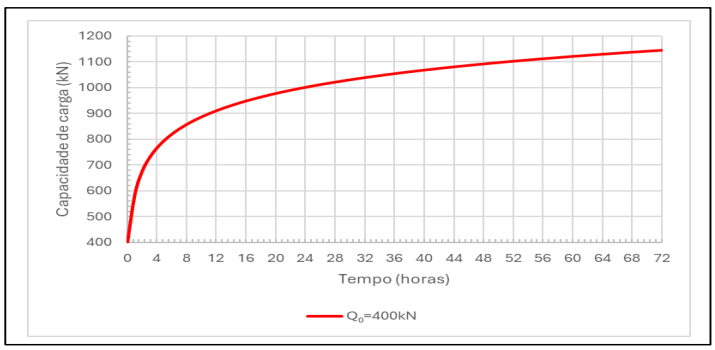


Figura 6. Capacidade de carga do condutor jateado ao longo do tempo.

4.3 Base Torpedo

O início de poço com base torpedo é, provavelmente, o método mais disruptivo entre as alternativas consideradas. Diferentemente dos métodos citados anteriormente, nos quais há necessidade de utilização de navio-sonda para a execução da operação, a instalação de bases torpedo pode ser realizada com embarcações de menor porte e custo significativamente reduzido como os AHTS (*Anchor Handling Tug Supply*), o que representa uma vantagem economica e operacional relevante.

As premissas de projeto seguem abordagem semelhante ao início de poço jateado, no qual estima-se a capacidade de carga necessária para a conclusão da fase 2. Porém, a filosofia de projeto difere um pouco uma vez que a geometria da base torpedo é fixa (comprimento, diâmetro e aletas), dessa forma, avalia-se com base

nas propriedades de solo se a base torpedo é compatível com as cargas estimadas para o poço. Neste contexto, determina-se o tempo mínimo necessário entre o lançamento do equipamento e o início da intervenção com sonda. De modo análogo ao que ocorre na operação de jateamento, o processo de cravação da base torpedo no solo também gera redução da resistência na interface solo-condutor, especialmente devido ao excesso de poropressão gerado pós cravação. Assim, estima-se o tempo mínimo para que a interface solo-base torpedo recupere capacidade de carga axial para suportar os carregamentos indicados no item anterior do condutor jateado. Para a determinação desse tempo mínimo utiliza-se a metodologia descrita no item 3.1.3.

A Figura 7 apresenta a evolução da capacidade de carga axial ao longo do tempo para uma base torpedo de 30" diâmetro externo combinada com 4 aletas principais (Figura 4) e para um solo com características de comportamento silto-argiloso, indicando que o lançamento do equipamento deve ocorrer com, pelo menos, 60 dias de antecedência em relação ao início da intervenção com sonda. Esse prazo é necessário para viabilizar a instalação do revestimento de superfície e, em sequência, deve-se prosseguir para o aguardo da pega da pasta de cimento com controle de tração, uma vez que o sistema de base torpedo não possui, neste contexto, capacidade para suportar o peso flutuado do conjunto. Para tal, seria necessário lançamento com 180 dias de antecedência.

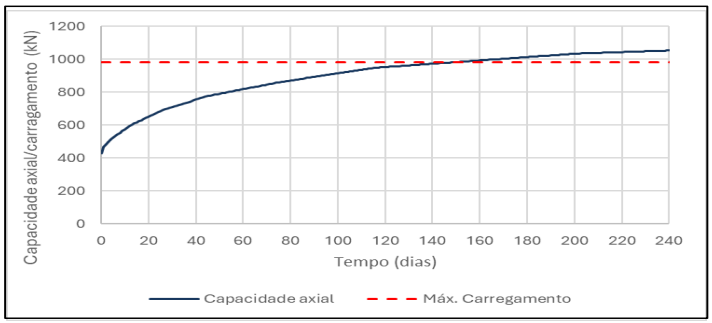


Figura 7. Capacidade de carga axial da base torpedo ao longo do tempo.

6 CONCLUSÕES

O tema de fundações de poços pode ser tão extenso quanto se queira, e cada tipo de fundação apresenta especificidades próprias, tanto do ponto de vista geotécnico quanto operacional. Ademais, os critérios de projeto e as práticas operacionais podem variar entre operadoras. Neste contexto, este trabalho se propôs a apresentar uma visão consolidada dos principais tipos de fundações atualmente utilizados em poços *offshore* no Brasil pela Petrobras, com ênfase nos critérios de dimensionamento e no cálculo da capacidade de carga axial, buscando contribuir para uma melhor compreensão dos fatores que influenciam a escolha e o desempenho dessas soluções.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Petrobras por permitir o compartilhamento das práticas de projeto de fundações de poços *offshore* e pelos dados gerados nesse trabalho. Agradecem também a ABMS pela organização do COBRAMSEG 2026 e pela aprovação deste artigo. As opiniões contidas nesse artigo são de responsabilidade apenas dos autores.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aird, P., (2019) Deepwater Drilling, Elsevier

Akers, T. J., (2008), Jetting of Structural Casing in Deepwater Environments: Job Design and Operational Practices: SPE Drilling & Completion, v. 23, no. 01, p. 29-40.

API RP 96, (2013), Recommended Practice, Deepwater Well Design and Construction: American Petroleum Institute.
API RP 2GEO, (2014), Recommended Practice, Geotechnical & Foundation Design Considerations: American Petroleum Institute.
Beck, R. D., Jackson C. D., and T. Hamilton, (1991), Reliable deepwater structural casing installation using controlled jetting. Dallas, Texas: Society of Petroleum Engineers, Oct.
Bergh, M. M., Cutrim, F. S., Souza, B. S. P., Souza, C. O., Dias, R., Arduino, E. G. A., Resende, D. L., Pioli,
R. M., Pinto, T. S., (2024), Jetting Running Tools and Wellhead Systems Development Opportunities Based in Pre-Salt Lessons Learned, in Proceedings Offshore Technology Conference

Carvalho, L. F. R. Análise de incertezas na determinação da resistência não drenada em argilas marinhas muito
moles utilizando ensaios CPTU. 2023. 89 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023

Chen, J., Cutrim, Ng, P. X., Yuhan, Z., Zhuo, W., Fansheng, M., F.S., Souza, B.S.P., (2025), Deepwater Subsea Well Conductor Design, in Proceedings International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG)

Chen, J., Cutrim, F.S., Souza, C. O., Souza, B.S.P., Hu, S., Newlin, J. A., Arturo, N. V. C., Junior, N. M., (2023), Axial Resistance of Dill & Grouted Well Conductors in Deepwater Clays Base on Operational Experience, in Proceedings Offshore Technology Conference

Cutrim, F. S., Souza, C. O., Souza, B. S. P., (2021), Wellhead Movement Analysis and Surface Casing Integrity in Pre-Salt Wells, in Proceedings Offshore Technology Conference
DNV-GL. Rességuier, S. , Heulin, K., 2015, Set-up Study of Torpedo Piles, Technical Report, 2014-1586, Rev 01 Jeanjean, P., (2002), Innovative Design Method for Deepwater Surface Casings, in Proceedings SPE Annual
Technical Conference and Exhibition.

Mackenzie, B., Francis, M., Garrett, I., Teggart, B., (2012), Conductor Jetting Experiences in Deepwater
Offshore Ghana - An Investigation into Geotechnical and Operational Influences on Success, And Establishment of Future Best Practice. Presented at the Offshore Site Investigation and Geotechnics: Integrated Technologies - Present and Future, London, UK, September 2012.

Nogueira, E. F., Borges, A. T., Junior, C. J. M., and Machado, R. D., (2005), Torpedo Base - A New Conductor Installation Process, in Proceedings Offshore Technology Conference
Rocha, L. A. S, Azevedo, C. T., (2019), Projetos de Poços de Petróleo, 3. ed. rev. e ampl. – Rio de Janeiro: Interciência: PETROBRAS
Sousa, J. R. M, Genzani, R. B. C.; Porto, E. C.; Borges, A. T.; Nogueira, E. F.; Ellwanger, G. B. (2007), On the Axial Holding Capacity of Torpedo Bases in Clay. OMAE2017, Tromdhein, Norway

True, D. G., (1974), Rapid Penetration into Seafloor Soils, in Proceedings Offshore Technology Conference

Wittle, A, J., (1987) A constitutive model for overconsolidated clays with application to the cyclic loading of friction pile, tese de doutorado, Massachusetts Institute of Technology.
Zakeri, A., Liedtke, E., Clukey, E., and Jeanjean, P., (2014), Long-term axial capacity of deepwater jetted piles: Géotechnique, v. 64, no. 12, p. 966-980.
Zhou, B., Yang, J., Liu, Z. et al. (2016), Model and Experimental Study on Jetting Flow Rate for Installing Surface Conductor in Deep-Water. Applied Ocean Research 60: 155–163.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/55

Efeito Set Up em Estacas Metálicas Cravadas com Martelos Vibratórios e de Impacto – Caso de Obra

Marina Didier Amorim
Doutoranda em Geotecnia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, marinadamorim@gmail.com

Alexandre Duarte Gusmão
Professor titular, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, alexandreduartegusmao@gmail.com

Gilmar de Brito Maia
Diretor de Projetos, Gusmão Engenheiros Associados, Recife, Brasil, gilmar@gusmao.eng.br

Sílvio Romero Ferreira
Professor titular, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, sr.mf@hotmail.com

RESUMO: Fundações com estacas metálicas da cidade do Recife têm sido bastante utilizadas devido à necessidade atingir grandes profundidades (acima de 40 metros) tanto pela necessidade de resistir a elevados esforços de vento, como devido a configuração do subsolo, que possui camadas de argila mole e camadas resistentes intermediárias. Tem por objetivo analisar o comportamento de estacas metálicas em solos de Formação Sedimentar, considerando a influência do tempo de cravação das estacas e o processo de cravação de estacas com martelo vibratório e de impacto. São descritos e validados dois métodos de avaliação para deste efeito: Skov e Denver (1988) e Gusmão (2022). É apresentado um caso de obra com fundação em estacas metálicas com seção decrescente com a profundidade, com realização de Ensaios de Carregamento Dinâmico e Provas de Carga Estática. Resultados indicaram que o ganho de capacidade de carga pode atingir até 50% após 30 dias e tende à estabilização em cerca de 60 dias. E também que as estacas cravadas com martelo de impacto apresentaram uma capacidade de carga cerca de 20% superior às cravadas com martelo vibratório.

PALAVRAS-CHAVE: Efeito Set Up, Estacas metálicas, Fundação, Martelo Vibratório, Martelo de Impacto.

ABSTRACT: Steel pile foundations in the city of Recife have been widely used due to the need to reach great depths (above 40 meters), both to resist high wind loads and because of the local subsoil configuration, which consists of layers of soft clay interspersed with intermediate resistant layers. The objective of this study is to analyze the behavior of steel piles in sedimentary formation soils, considering the influence of the time after pile driving and the pile installation process using vibratory hammers and impact hammers. Two evaluation methods for this effect are described and validated: Skov and Denver (1988) and Gusmão (2022). A case study is presented involving a project with steel pile foundations with a section decreasing with depth, including the execution of Dynamic Load Tests and Static Load Tests. The results indicated that the gain in load-bearing capacity can reach up to 50% after 30 days, tending to stabilize at around 60 days. A comparison between the two types of hammers showed that piles driven with an impact hammer presented a load capacity approximately 20% higher than those driven with a vibratory hammer.

KEYWORDS: Set Up Effect, Steel piles, Foundation, Vibratory Hammer, Impact Hammer

1 INTRODUÇÃO

A cidade do Recife apresenta duas paisagens distintas: os morros e a planície. O núcleo urbanho central do Recife assenta sobre a planície aluvionar de origem flúvio-marinha em torno da qual se eleva, ao norte, ao sul e a oeste, a formação Barreiras. A leste, desenvolve-se o litoral oceânico, que, defendido pelos cordões arrecifes, propociou condições favoráveis ao estabelecimento dos portos comerciais (FERREIRA, 1982). A

maior parte da ocupação urbana e das obras de grande porte se localizam na planície e em torno de 50% da área da planície podem ser encontrados depósitos de argila mole (GUSMÃO FILHO, 1998). A presença de depósitos de argila mole, favorece o uso de estacas pré-moldadas de concreto e de aço, as quais, são soluções de fundações largamente utilizadas na referida cidade (GUSMÃO et al., 2005). A utilização de estacas de perfil metálico tem crescido no Brasil com a disponibilização no mercado de grande variedade de bitolas em aço com limite de escoamento de 345 MPa. Essa oferta de bitolas permitiu a utilização de estacas longas constituídas de perfis com peso de aço decrescente com a profundidade, conforme relata Gusmão et al. (2006).

Usualmente as estacas metálicas têm a ponta paralisada em substrato competente ou no impenetrável à percussão, mobilizando elevada resistência de ponta. Nas estacas longas o atrito lateral é significativo e precisa ser adequadamente estimado, principalmente ao dimensionar estaqueamento em perfil metálico com seção de aço decrescente com a profundidade. (POLIDO et al., 2019).

A NBR 6122 (ABNT, 2019) exige a execução de provas de carga estáticas de desempenho, no decorrer do estaqueamento, em obras com um número de estacas superior a 100, que é o caso das obras do Recife.

As estacas metálicas podem ser cravadas com a utilização de martelos de queda livre, martelos hidráulicos, martelos a diesel, martelos pneumáticos e martelos vibratórios. A escolha de um ou outro martelo depende, principalmente, das características do solo, do comprimento da estaca e do nível de ruído e vibração (GERDAU, 2015). A cravação com martelo hidráulico, é o processo mais utilizado na cidade do Recife. O martelo vibratório usa contrapesos giratórios para criar vibração na estaca, a vibração de alta velocidade faz com que o solo "liquefaça" e a estaca deslize no solo com menos esforço (BURGOS, 2019).

2 CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

A capacidade de carga das estacas, em sua grande maioria, é calculada através de métodos semiempíricos onde são somadas a resistência lateral e de ponta baseados em ensaios SPT. A resistência lateral, por muitas vezes, é subestimada, pois não considera o ganho de resistência do solo como tempo, efeito *set up* (SOARES, 2006). Velloso e Lopes (2010), ao citar Vésic (1977), afirmam que as estacas cravadas em solos granulares, pouco a medianamente compactos, causam uma densificação ou aumento na compacidade destes solos, na medida em que o volume da estaca introduzido no terreno acarreta uma redução do índice de vazios. Já as estacas cravadas em solos argilosos saturados, devido à baixa permeabilidade, causam, num primeiro momento, um deslocamento do solo praticamente igual ao volume da estaca. Na região afetada, há um aumento nas poropressões e um amolgamento do solo.

Após a execução da estaca, os excessos de propropressão dissipam-se num processo de adensamento radial e há uma recuperação parcial da estrutura do solo, chamada de recuperação tixotrópica. Se o solo for pouco sensível e, portanto, sem uma perda considerável de resistência pelo amolgamento, o adensamento pode compensar o efeito do amolgamento e tem-se no final do processo, um solo melhorado. Se o solo for muito sensível, pode-se ter, no final do processo, um solo enfraquecido.

2.1 Métodos de Avaliação do Efeito *Set Up*

2.1.1 Método Skov e Denver (1988)

Skov e Denver (1988) desenvolveram um método para previsão do aumento da capacidade de carga das estacas como tempo, os autores estabelecem que o efeito *set up* em estacas cravadas, para qualquer tipo de solo, evolui proporcionalmente como logaritmo do tempo através da expressão 1:

$$Q(t) = Q_0\,[1 + A\log\left(\frac{t}{to}\right)] \qquad (1)$$

Q_0 = carga obtida no tempo t_0;
Q(t) = carga final obtida no tempo;
A = coeficiente adimensional empírico em função do tipo de solo;
t = dias após cravação;
t_0 = dia inicial, quando tem terreno argiloso, adotar valor igual a 1.

Os autores sugerem valores de A=0,2 para solos arenosos e A=0,6 para solos argilosos considerando intervalo inicial de tempo pós cravação para t0 = 0,5 dia (solos arenosos) e t0 = 1 dia (solos argilosos) quando então o ganho de resistência como logaritmo do tempo apresenta comportamento logarítmico linear.

2.1.2 Método Gusmão (2022)

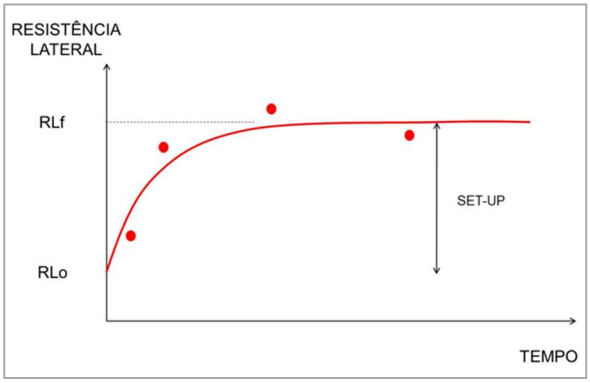
Em 2022, Gusmão apresentou um método para previsão do efeito *set up*, que toma por base um banco de dados de resultados de ECD realizados em vários estágios de tempo após cravação das estacas representado pela equação 2 utilizando a equação 3. O método proposto é empírico e baseado em uma curva exponencial.

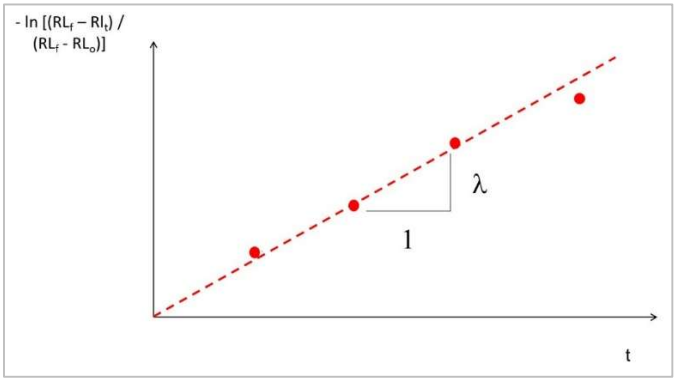
O autor enfatiza que escolheu um modelo exponencial para representar o efeito *set up*, visto que comportamento de uma curva exponencial se assemelha ao comportamento da resistência lateral de uma estaca ao longo do tempo: existe um ganho de resistência lateral, porém, este ganho tende a se estabilizar.

$$RL_{Total} = [RL_F - (RL_F - RL_0)^{-(\lambda.t)}] \quad (2)$$

RL_T = resistência lateral calculada;
RL_F = maior resistência lateral obtida no ensaio PDA acrescida de 1 unidade de carga;
RL_0 = menor resistência lateral obtida no ensaio PDA;
λ = inclinação da reta apresentada na Equação 11 e Figuras 4 e 5;
t = tempo em dias que deseja obter a RLtotal.

$$(\lambda.t) = -\ln\left[\frac{(RL_F - RL_T)}{(RL_F - RL_0)}\right] \quad (3)$$





Figuras 1 e 2. Modelo Gusmão (2022). Fonte: Gusmão (2022)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Uma empresa de consultoria geotécnica da região forneceu seu acervo para desenvolvimento do trabalho, portanto, foi selecionada uma obra da Região Metropolitana do Recife com solução de fundação estacas metálicas com perfis laminados com seção variável com a profundidade em que existiram três campanhas de Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD) em diferentes tempos após cravação das estacas, duas Provas de Carga Estáticas (PCE) e em que a cravação das estacas foi realizada através de dois equipamentos: martelo vibratório e martelo de impacto.

O um empreendimento é formado por 2 Torres com com 36 lajes cada, cargas verticais permanentes entre 3.901 a 19.772 kN, além cargas verticais e momentos decorrentes da ação do vento na estrutura. A Figura 3 mostra um perfil geotécnico simplificado baseado na campanha inicial de prospecção geotécnica que continha 11 sondagens a percussão. A avaliação da capacidade de cargas das estacas foi feita através dos Métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978, 1982. Além disso, foi considerado um acréscimo de 15% da carga admissível para cenário de vento, como estabelecido pela NBR 6122 (ABNT 2019). As características das estacas utilizadas no projeto e seus quantitativos iniciais, estão apresentados na Tabela 1.

PROF. (m)	TIPO DE SOLO	NSPTmédio (golpes/0,3m)
0 – 3,00	AREIA	10
3,0 – 4,0	FRAGMENTOS DE ROCHA	40
4,0 – 7,0	AREIA SILTOSA	15
7,0 – 11,5	ARGILA ORGÂNICA SILTOSA	9
11,5 – 22,0	AREIA	8
22,0 – 26,5	AREIA	30
26,5 – 37,5	ARGILA ORGÂNICA	5
37,5 – 41,5	AREIA SILTO-ARGILOSA	21
41,5 – 45,5	AREIA	40

Figura 3. Perfil geotécnico simplificado do terreno do empreendimento

Tabela 1. Características das estacas e quantitativos iniciais de projeto

Tipo	Quanti-dade	Seção Transversal	Carga Adm. (kN)	Comp. Unitário (m)	Comp.Total (m)
Tipo A	156	18m (HP-310x125) + 12m (HP-310x93) + 12m (HP-310x79)	2.200	42,00	6.552,00
Tipo B	47	18m (HP-310x110) +12m (HP-310x93) +12m (HP-310x79)	1.900	42,00	11.974,00
Tipo C	13	16m (HP-310x93) +24m (HP-310x79)	1.550	40,00	520,00

O projeto de fundações previu a realização de dez ECD e duas PCE, uma em cada torre. A cravação das estacas se iniciou com o martelo vibratório ICE 28RF, montado em torre. Foi a primeira obra a utilizar martelo vibratório para cravação de estacas metálicas compostas por perfis laminados da cidade de Recife. Inicialmente, foi realizada uma PCE na estaca P1B-E08 e seis ECD em estacas piloto, como indicados na Tabela 2 e na Figura 3.

Tabela 2. Resultados ECD (Estacas piloto – Torre B)

Estaca	**Tipo**	**Comp. Unitário (m)**	**Tempo entre cravação e ensaio (dias)**	**RMX* (kN)**	**Tipo de martelo**
P8B-E01	A	42,00	0	1.870	Vibratório
P6B-E05	A	42,00	2	2.110	Vibratório
P1B-E01	B	42,00	10	3.880	Vibratório
P10B-E03	A	42,00	15	2.240	Vibratório
P12B-E02	B	42,00	17	3.370	Vibratório
P4B-E03	B	42,00	25	2.990	Vibratório

*Resistência Máxima do Ensaio.

Após os ensaios nas estacas piloto, foram executadas duas PCE, com resultados na Figura 4. Primeiro, foi executada a PCE da Torre B, que a estaca havia sido cravada 42 m com martelo vibratório. Como o resultado não havia sido satisfatório, acrescentou 6 m de comprimento na estaca da PCE da Torre A, que foram cravados com martelo de impacto (90 kN). Ou seja, aumentou o comprimento da estaca e alterou o método de cravação como tentativa de aumentar a resistência da estaca. Os resultados das duas PCE mostraram

novamente não satisfatórios, pois ambas as estacas atingiram 3.080 kN, com recalques significativos, o aumento do comprimento não trouxe ganho expressivo de resistência.

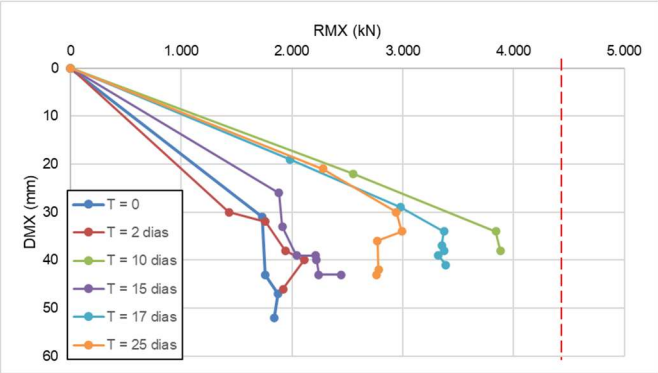


Figura 4. Resultados ECD (Estacas piloto – Torre B)

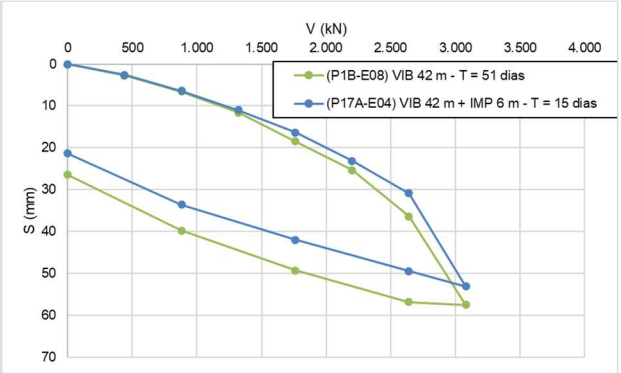


Figura 5. Resultados PCE.

Os resultados dos ECD das estacas piloto da Torre B mostram que ao sobrepor os resultados dos ensaios é notório o aumento da capacidade de carga das estacas e da rigidez com o passar do tempo e apesar da capacidade de carga das estacas ter aumentado, não se conseguiu mobilizar a carga de ruptura de projeto.

Foram, então, realizada uma segunda e terceira campanhas de PDA, adotando um comprimento maior e inserindo o martelo de impacto de 90 kN, logo após recravação das estacas e após 9 dias da cravação, com os resultados indicados na Tabela 3. Após 8 dias, apesar de ter existido um aumento de carga correspondente a 24%, continuava não satisfatório.

Tabela 3. Resultados ECD (2ª e 3ª campanhas)

Estaca	Tipo	Com. Unitário (m)	Tempo entre cravação e ensaio (dias)	RMX (kN)	Tempo entre cravação e ensaio (dias)	RMX (kN)
P8B-E08	A	44,0	1	2.547	9	3.042
P12B-E07	A	44,0	1	2.422	9	3.285
P4B-E04	B	47,0	1	2.299	9	2.813
P1B-E10	A	46,0	1	2.390	9	3.121
P6B-E01	B	47,0	1	2.062	9	2.561
P9B-E05	B	46,0	1	1.800	9	2.008

Foram realizadas 2 sondagens mistas para verificar o material da ponta das estacas. Foi encontrada uma camada de seixos rolados e angulosos, extremamente fraturados que corresponde a um material da ponta das estacas mais fraco do que os índices de resistência N_{SPT}. Outro fator que interfere nos resultados dos ensaios é que ensaios com grandes profundidades necessitam de uma energia maior para mobilizar a carga.

Como aumentar o comprimento não foi uma medida efetiva para obter capacidade de carga nas estacas, foi adotada uma solução com reforços nos blocos, introduzindo uma estaca Tipo D, com 42 m, sendo composta por 18 m (W-250x80) + 24 m (W-250x62), acrescentando 58 estacas de reforço na Torre A e 34 na Torre B.

Por fim, decidiu aguardar um tempo de cravação em torno de 50 dias para realizar os quatro ensaios PDA da Torre A. Com resultados apresentados na Figura 6. Após os 50 dias, as estacas obtiveram uma resistência aproximadamente de 4.358 kN, que era resistência mobilizada do projeto inicial. Nota-se que apesar de maior tempo entre cravação e ensaio (69 dias), a estaca cravada apenas com martelo vibratório apresentou menor resistência mobilizada. Comparando apenas os ensaios com tempos equivalentes, 50 e 51 dias, percebe-se que a utilização apenas do martelo de impacto, mesmo com menor comprimento de estaca, conseguiu mobilizar uma resistência maior.

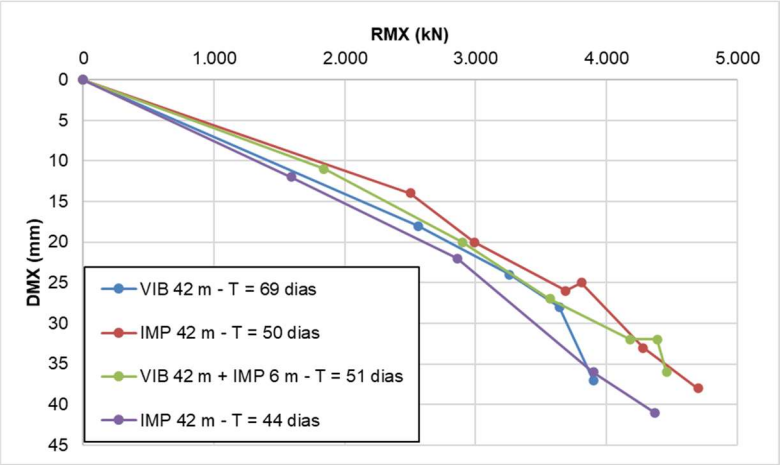


Figura 6. Resultados ECD.

4 APLICAÇÕES E RESULTADOS

4.1 Aplicação Método Skov e Denver (1988)

Foi feita uma aplicação do Método Skov e Denver (1988) dos resultados de ECD e PCE da obra. Foram separados seis ensaios realizados apenas nas estacas cravadas com martelo vibratório com diferentes tempos entre cravação e execução de ensaio. No relatório dos ECD da obra são fornecidos os resultados das análises CAPWAP, contendo as resistências laterais e de ponta separadas. Para obter a curva da equação 1, precisaria apenas obter o valor do coeficiente A, pois os demais valores, foram extraídos dos resultados dos ECD. O valor médio de A encontrado foi 1,37. Com este valor, pode-se obter a curva para as estacas cravadas com martelo vibratório aplicando o Método Skov e Denver (1988). O mesmo procedimento foi realizado para as estacas cravadas 42 a 48 m por martelo de impacto. Utilizando-se o valor médio de A (0,648) e aplicando à equação 1, foi encontrada a curva que mostra os valores da resistência lateral ao longo do tempo para o Método de Skov e Denver (1988) para as estacas cravadas pelo martelo de impacto. A média para encontrar o valor de A foi entre os resultados correspondentes aos tempos de cravação diferente de 1 dia.

Percebe-se tanto pelos gráficos aplicados, como pelos valores apresentados nos quadros “Set up x tempo” que o modelo se encaixa com os valores medidos até certo ponto. Pelo fato deste modelo ser logarítmico, o ganho de capacidade de carga nunca estabiliza. Portanto, será apresentado no próximo item a aplicação do modelo exponencial de Gusmão (2022). Para analisar a eficiência da cravação das estacas com martelo vibratório *versus* de impacto, foram sobrepostos os gráficos 6 e 7 do Modelo de Skov e Denver (1988) para os dois os martelos. Percebe-se que a resistência mobilizada pelo martelo de impacto é maior que do vibratório. Para um período de 30 dias depois da cravação das estacas, o ganho de carga é da ordem de 20% a mais. A figura 7 mostra esta sobreposição.

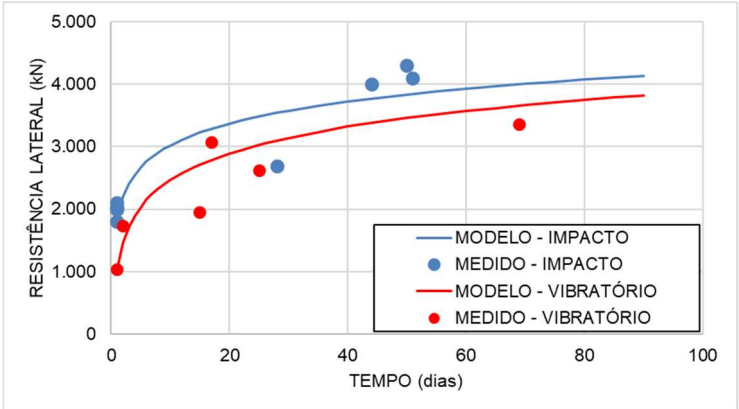


Figura 7. Martelo vibratório x Martelo de impacto (Skov e Denver, 1988)
Fonte: Gusmão (2022) modificado pela Autora (2026)

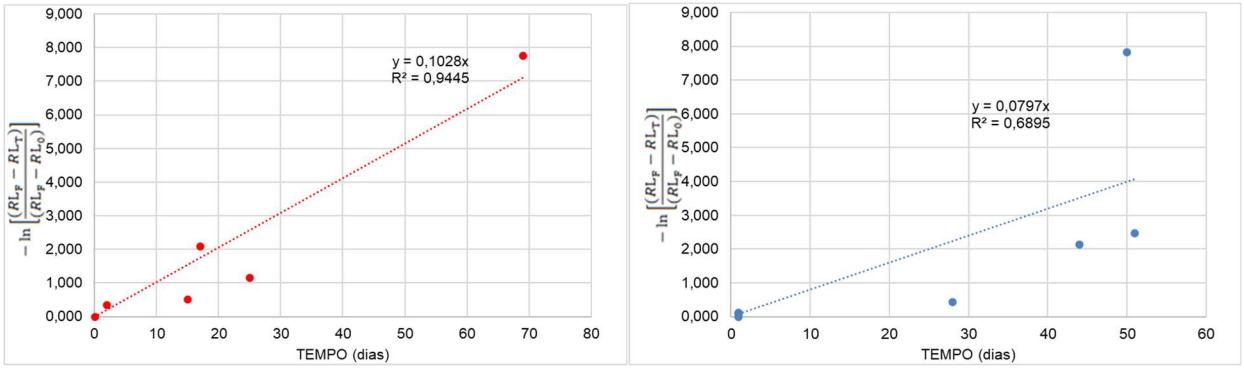
4.1.2 Aplicação do Método Gusmão (2022)

Para validação do Método Gusmão (2022) foram utilizados mesmos ensaios PDA de martelo vibratório e de martelo de impacto aplicados ao método anterior. A tabela 4 apresenta os dados para obtenção de λ. Os valores encontrados na terceira coluna, foram marcados no eixo Y de um gráfico ao longo do tempo, mostrado na Figura 7. Em seguida, foi traçada a linha de tendência do gráfico, onde a inclinação desta linha representa λ. Uma vez obtidos os λ, foi utilizada a equação 2 para traçar a curva do modelo Gusmão (2022) correspondente aos resultados dos ECD de martelo vibratório apresentado na Figura 8 em vermelho e do martelo de impacto na Figura 9 em azul.

Ao visualizar a Figura 10 é notório que o Método Exponencial Gusmão (2022) representa um modelo de previsão do efeito *set up* bastante satisfatório. As curvas se sobrepõem com os resultados de ECD e existe uma estabilização da carga das estacas. Nota-se que a partir de 60 dias já existe esta estabilização.

Tabela 4. Dados para obtenção de λ para Martelo Vibratório (esquerda) e Martelo de impacto (direita).
Fonte: Gusmão (2022) modificado pela Autora (2026)

Tempo entre cravação e ensaio (dias)	**R_L (kN)**	$-\ln\left[\frac{(RL_F - RL_T)}{(RL_F - RL_0)}\right]$	**Tempo entre cravação e ensaio (dias)**	**R_L (kN)**	$-\ln\left[\frac{(RL_F - RL_T)}{(RL_F - RL_0)}\right]$
1	1.040	0,000	1	2028	0,097
2	1.730	0,354	1	2023	0,094
15	1.960	0,506	1	1991	0,081
17	3.070	2,089	50	4304	7,827
25	2.620	1,145	51	4094	2,475
69	3.356	7,748	44	4006	2,127



Figuras 8 e 9. Dados para obtenção do λ: Martelo Vibratório (esquerda) e Impacto (direita)

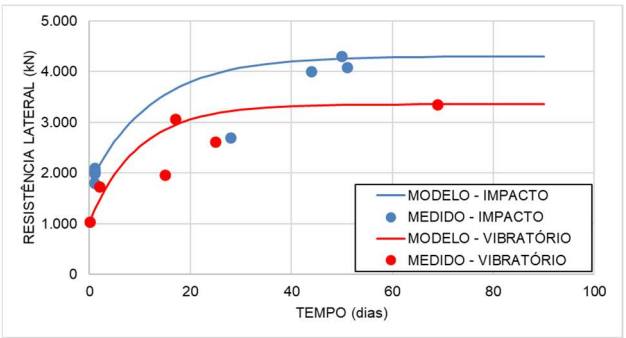


Figura 10. Martelo vibratório x Martelo de impacto (Gusmão, 2022)
Fonte: Gusmão (2022) modificado pela Autora (2026)

E para comparar a eficiência da cravação dos dois tipos de martelo para este Método, também foram sobrepostas as curvas obtidas do martelo de impacto e vibratório. Da mesma forma que no Método anterior, é

visível que as estacas que foram cravadas utilizando o martelo de impacto a capacidade de carga foi da ordem de 20% a mais.

5 CONCLUSÕES

É importante estimar o ganho de capacidade de carga das estacas com o tempo em solos argilosos, visto que as estacas metálicas de grandes comprimentos são executadas na maioria das vezes em solos moles. O efeito set up pode ser estimado utilizando o Método Gusmão (2022), validado, até então, por meio de resultados de PDA realizados em uma obra da cidade do Recife. As curvas estimadas da resistência lateral ao longo do tempo do Método Gusmão (2022) se demonstraram coerentes com os valores medidos em campo.

O tempo de cravação das estacas metálicas influencia significativamente a capacidade de carga, com um ganho de até 50% após 30 dias de cravação. A utilização de martelo vibratório para cravação de estacas metálicas pode resultar em uma capacidade de carga menor do que a obtida com martelo de impacto, em torno de 20% de diferença. Estimar a capacidade de carga final das estacas através de ensaios realizados logo após a cravação das estacas pode evitar a utilização de estacas de reforço e consequentemente evitar custos adicionais na obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122: *Projeto e execução de fundações*. RJ

BURGOS, R. D. F. et al., *Vibração Gerada na Cravação de Estacas: Comparação de Métodos de Previsão Através da Metodologia PRISMA***.** In: 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo. *Anais...* São Paulo. 2019.

FERREIRA, S. R. M. *Compressibilidade de uma argila orgânica mole do Recife*, Rio de Janeiro, Dissertação Mestrado, Rio de Janeiro, 1982.

GERDAU. *Manual de Estacas Metálicas da Coletânea do Uso do Aço da Gerdau***.** 8ª ed. 2015

GUSMÃO ENGENHEIROS ASSOCIADOS LTDA – Acervo técnico de 1990 a 2024. Recife, 2024.

GUSMÃO FILHO, J. A. *Fundações do conhecimento geológico à prática de engenharia*. Ed. Universitária, da UFPE, Recife, 1998.

GUSMÃO, A.D. et al. *Geotecnia no Nordeste.* Recife, PE: Editora Universitária, 2005.

GUSMÃO, A. D. *Efeito set-up em estacas metálicas***.** In Workshop Problemas, Soluções e Inovações – Cravação de estacas no Brasil. Belo Horizonte. 2022

GUSMÃO A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A.; MAIA, G. B.; ALEIXO, L. *Otimização de fundações com estacas de perfis laminados*. In: COBRAMSEG 2006, Curitiba. Anais... 2006. v.2., p. 1161-1165.

POLIDO, U. F. et al. *Capacidade de Carga Geotécnica de Estacas de Perfil Metálico com Base em Provas de Carga à Compressão*. In: SEFE 9, São Paulo. *Anais...* São Paulo. 2019.

SOARES, F. L. *Análise de Provas de Carga Estática em Estacas Pré-moldadas Instrumentadas em Depósitos Argiloso*. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Pernambuco. 2006.

SKOV, R. e DENVER, H. (1988). *Time-Dependent of Bearing Capacity of Piles*, Proc. 3rd Int. Conf. App. Stress Wave Theory to Piles, Ottawa.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. *Fundações Vol. 2*. Nova Edição. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 2010.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/56

Ensayo de carga lateral en pilotes y analisis de la interacción suelo-pilote en arcilla de baja plasticidad

Dr. Ing. Alejandro Quiñonez
Orientador, FIUNA, Asunción, Paraguay, rquinonez@ing.una.py

Ing, Mauricio García Escribá
Estudiante, FIUNA, Asunción, Paraguay, mgarciaesciba@fiuna.edu.py

Ing. Oliver Vuyk Duré
Estudiante, FIUNA, Asunción, Paraguay, olivervuyk@fiuna.edu.py

MSc. Ing. Christian Vecca
Orientador, FIUNA, Asunción, Paraguay, crvecca@gmail.com

MSc. Ing. Nicolás Zabrodiec
Orientador, FIUNA, Asunción, Paraguay, nicozabro@gmail.com

Ing. Miguel Paats
Orientador, FIUNA, Asunción, Paraguay, mpaats9@hotmail.com

RESUMEN: En el presente trabajo se analizó la interacción suelo-pilote bajo la acción de una carga horizontal mediante un estudio experimental orientado a caracterizar el comportamiento geotécnico del sistema. Se realizó un ensayo de carga lateral in situ conforme a la ASTM D3966, sobre dos pilotes de hormigón armado de 45 cm de diámetro y 6 m de profundidad, separados 1 m entre sí, ubicados en el Campo Experimental CITEC–FIUNA (Paraguay), en un suelo arcilloso de baja plasticidad. La carga fue aplicada mediante gato hidráulico y los desplazamientos horizontales se registraron con tres relojes comparadores dispuestos en las caras opuestas de las cabezas de los pilotes; la fuerza aplicada se controló mediante manómetro y celda de carga. Se efectuaron predicciones teóricas y simulaciones numéricas para comparar la respuesta experimental con modelos analíticos, tales como el método de Broms y sowftwares especializados con formulaciones P-Y incorporadas. Durante el ensayo se produjo una falla estructural del hormigón en uno de los pilotes al alcanzar 84,3 kN, antes de la falla por desplazamiento global. Los resultados obtenidos muestran coherencia con las estimaciones previas y aportan información relevante para la calibración de modelos de comportamiento lateral en suelos arcillosos.

PALABRAS CLAVE: Interacción Suelo-Pilote, ensayo de carga lateral, pilote de hormigón armado, arcilla, método de broms.

ABSTRACT: In the present study, the soil–pile interaction under horizontal loading was analyzed through an experimental investigation aimed at characterizing the geotechnical behavior of the system. An in situ lateral load test was conducted in accordance with ASTM D3966 on two reinforced concrete piles, 45 cm in diameter and 6 m in length, spaced 1 m apart, located at the CITEC–FIUNA Experimental Field (Paraguay), in a low-plasticity clay soil. The load was applied using a hydraulic jack, and horizontal displacements were recorded with three dial gauges positioned on opposite faces of the pile heads; the applied load was monitored using a pressure gauge and a load cell. Theoretical predictions and numerical simulations were performed to compare the experimental response with analytical models, such as the method proposed by Bengt Broms, as well as specialized software incorporating p–y formulations. During the test, structural failure of the concrete occurred in one of the piles at 84,3 kN, prior to global displacement failure. The results show good agreement with prior estimates and provide relevant information for calibrating lateral pile behavior models in clay soils.

1 INTRODUCCION

La respuesta de un pilote sometido a cargas laterales está gobernada por un fenómeno de interacción suelo-estructura inherentemente complejo, en el cual la resistencia y la rigidez movilizadas dependen tanto de las características del pilote como del comportamiento del suelo que lo rodea. A diferencia de los problemas de carga vertical, la solicitación lateral induce deformaciones diferenciales a lo largo de la profundidad, con una movilización progresiva de la resistencia del suelo y una respuesta que no puede describirse mediante relaciones lineales simples. La rigidez del medio varía con la profundidad, con el nivel de deformación alcanzado y con las propiedades geotécnicas del suelo, las cuales suelen presentar una marcada heterogeneidad y estratificación en condiciones reales de obra.

Esta dependencia del comportamiento respecto del estado de deformación dificulta la representación del sistema suelo-pilote mediante modelos simplificados o parámetros únicos, ya que pequeñas variaciones en la rigidez del suelo o en las hipótesis adoptadas pueden generar diferencias significativas en los desplazamientos y esfuerzos internos estimados. En consecuencia, la predicción teórica del comportamiento lateral de pilotes presenta un grado de incertidumbre mayor que el asociado a otros tipos de solicitación, especialmente cuando el diseño está controlado por criterios de servicio, como desplazamientos o rotaciones admisibles.

En este contexto, los ensayos de carga lateral realizados directamente en campo son importantes como referencia experimental, al permitir la observación directa de la respuesta real del sistema suelo-pilote bajo condiciones representativas. Estas pruebas proporcionan información confiable sobre la relación entre carga lateral y desplazamiento, la rigidez inicial del sistema y su evolución con el incremento de la carga, así como sobre la influencia de la estratigrafía del suelo en el comportamiento global del pilote. De este modo, los ensayos experimentales no solo permiten evaluar la capacidad y las deformaciones producidas en el pilote ensayado, sino que constituyen una base esencial para el contraste y la validación de los modelos de análisis utilizados en la práctica profesional, contribuyendo a una mejor comprensión del comportamiento lateral de pilotes y a la reducción de la incertidumbre en su diseño.

2 METODOLOGÍA

2.1 Descripción General y Antecedentes del Sitio de Ensayo

Para la prueba de carga lateral, se analizarán pilotes ya construidos con fines académicos para la tesis de maestría “Estudio experimental de la fricción lateral en pilotes excavados” (2021) realizada por el Msc. Ing. Christian Vecca; cuyo objetivo general fue realizar un estudio de la fricción lateral en pilotes excavados y su contribución a la resistencia total del pilote; en donde estos pilotes, denominados P1 y P2, fueron diseñados y construidos para ser pilotes de reacción en una prueba de carga vertical, en la que recibieron una carga a tracción y no llegaron a la falla.

P1 y P2 son pilotes perforados y tienen un diámetro de 45 cm, una longitud efectiva de 6 m y por encima cuentan con un cabezal de 50x70x100 [cm]. Están separados entre sí una distancia de 1 m. Para su construcción se utilizó un hormigón dosificado en planta con una resistencia característica de diseño de 25 MPa. Se añadió un plastificante en la obra para aumentar la fluidez, resultando en un asentamiento mayor. El acero utilizado tenía una resistencia característica de 500 MPa[1]. Cada pilote cuenta con 6 barras longitudinales de 16 mm y estribos helicoidales de 6 mm cada 20 cm.

[1] Corresponde a un acero de dureza natural grado ADN 500, cuyas propiedades mecánicas cumplen con las normativas regionales para armaduras de hormigón armado.

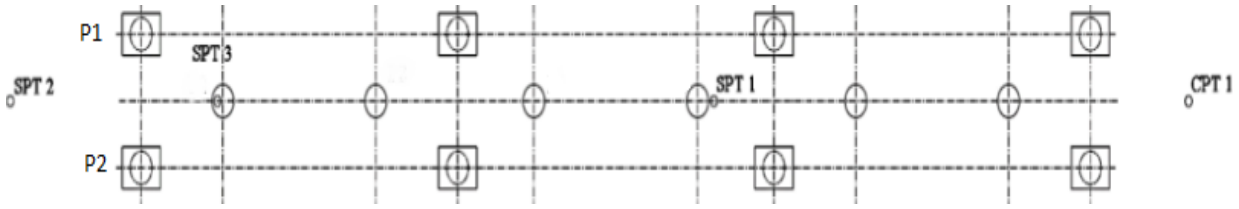


Figura 1: Esquema general de los pilotes existentes y ubicación de los sondeos, fuente Vecca, 2021.

2.2 Estudios Geotécnicos

Para la caracterización del suelo, se han utilizado los estudios de suelo existentes del campo experimental en cuestión (SPT y CPTU). El suelo consiste en una arcilla arenosa rojiza y homogénea, de baja plasticidad (ver Tabla 1). También se dispuso de un estudio CPT existente2, útil para determinar y contrastar el parámetro S_u (ver Tabla 2).

Tabla 1: Valores de N_{SPT} en el sitio de ensayo

Estrato	Descripción del suelo	Profundidad (m)	N_{SPT} P1	N_{SPT} P2	N_{SPT} P3
1	Arcilla arenosa de color marrón rojizo, baja consistencia	0,50 - 2,00	4 - 6	4 - 5	0 - 1
2	Arcilla arenosa marrón rojiza, consistencia media	2,00 - 4,00	4 - 10	5 - 8	2 - 7
3	Arcilla arenosa marrón rojiza, medianamente firme	4,00 - 6,50	6 - 10	7 - 13	7 - 14
4	Arcilla arenosa muy firme	6,50 - 8,50	30 - >50	15 - 40	3 - 15
5	Estrato competente (muy firme a duro)	> 8,50	—	> 50	12 - >50

Tabla 2: Valores de CPT1 en el sitio de ensayo

Prof (m)	q_c (kPa)	q_c (MPa)	S_u (kPa)
0	0	0	0,00
1	1040	1,04	34,07
2	900	0,9	28,80
3	2000	2	64,87
4	2600	2,6	84,27
5	3000	3	97,00
6	3000	3	96,40

2.3 Procedimiento del Ensayo

Para este ensayo, se toma como guía de diseño la norma ASTM D3966 - 07, la cual establece los métodos de prueba estándar para medir la deflexión lateral de cimentaciones profundas (pilotes) sometidas a cargas laterales. Estos métodos son aplicables a pilotes individuales o grupos de pilotes. En el caso específico de un ensayo con un par de pilotes enfrentados, se define que ambos podrán ser instrumentados para evaluar su interacción bajo carga lateral. En esta norma se expone la instrumentación y procedimientos específicos para

[2] El ensayo de penetración de cono (CPT) fue ejecutado siguiendo los lineamientos de la norma ASTM D5778, permitiendo una lectura continua de la resistencia de punta (q_c) y la fricción lateral (f_s).

pilotes enfrentados, planteándose un esquema muy similar al que podemos obtener en el campo experimental CITEC[3].

El esquema consiste en la aplicación de una carga lateral por un gato entre los cabezales enfrentados, empujándose mutuamente uno al otro por medio de un gato hidráulico. Sobre los instrumentos necesarios para la realización de este ensayo, se sugieren manómetros, relojes comparadores, transductores de desplazamiento lineal; para un sistema de cargas con magnitudes superiores a 980 kN es obligatorio colocar una celda de carga, mas no así para cargas menores. La norma también propone un procedimiento de carga estándar (Procedimiento A) con registro de intervalos conforme a la cláusula indicada (lecturas inmediatamente antes/ después de cada incremento y disminución; lecturas intermedias cada 5 minutos; durante carga total lecturas cada ≥ 15 min; lecturas a 15 y 30 min tras descarga; si ocurre falla registrar inmediatamente antes de la primera disminución). El programa de escalones de carga utilizado consistió en los siguientes escalones de carga: 1.º escalón: 24,5 kN; 2.º escalón: 49,0 kN; 3.º escalón: 73,5 kN; 4.º escalón: 98,0 kN (carga de diseño, según modelos teóricos aplicados previamente), planificación para continuar hasta 196 kN si las condiciones lo permitían.

2.4 Instrumentación y Disposición de Equipos

Los instrumentos utilizados fueron un gato hidráulico, extensores de carga, un manómetro, una celda de carga con su lector electrónico, relojes comparadores con sus soportes, placas para distribución de carga y perfiles de acero para establecer los apoyos de estos equipos.

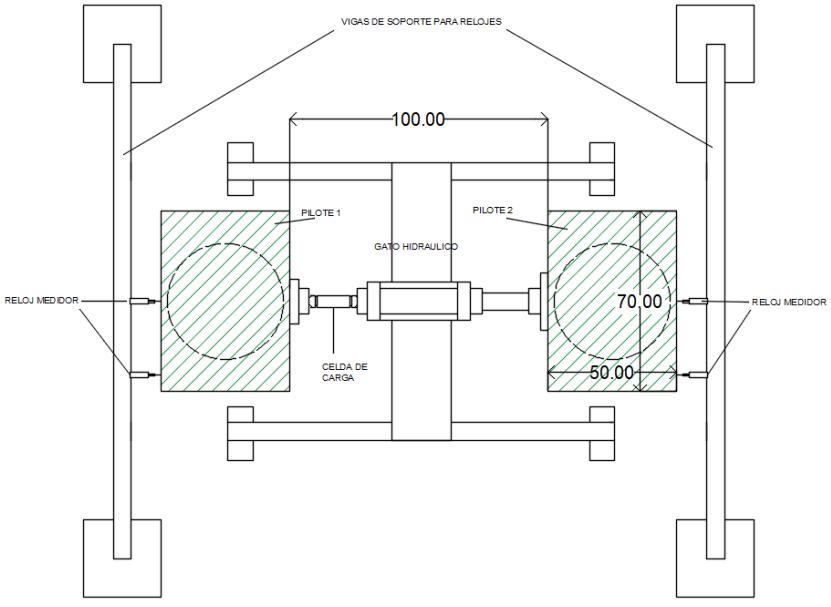


Figura 2: Esquema final de ensayo, fuente propia.

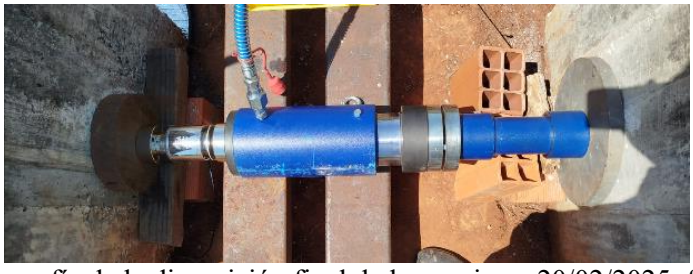


Figura 3: Fotografía de la disposición final de los equipos, 20/02/2025; fuente propia.

[3] La configuración de pilotes enfrentados permite aprovechar la reacción de un pilote contra el otro, eliminando la necesidad de un sistema de anclaje externo o vigas de reacción adicionales.



Figura 4: Fotografía del montaje de los relojes comparadores, 20/02/2025; fuente propia.

Para la lectura de las deformaciones, se han colocado tres relojes comparadores en cada cara posterior de cada cabezal. Estos estaban dispuestos de forma simétrica o espejo, con la intención de medir idénticamente a cada pilote y también de advertir cualquier asimetría o aplicación descentrada de la carga. Al pilote P1 se le asignó dos relojes comparadores analógicos y uno digital (lecturas P1A1, P1A2 y P1D1 respectivamente) y al pilote P2, dos relojes comparadores digitales y uno analógico (lecturas P1A1, P1A2 y P1D1 respectivamente). Este sistema de referencia facilitó y ordenó las lecturas obtenidas.

3 RESULTADOS DEL ENSAYO

3.1 Registro de Lecturas

En esta sección se detallan los datos obtenidos durante la ejecución del ensayo de carga estática in situ, realizado en el campo experimental del CITEC. El proceso de recolección de datos se llevó a cabo de manera sistemática, registrando las deformaciones y la carga aplicada en intervalos de tiempo controlados.

Una vez finalizada la etapa de recolección de datos en campo, se procedió a la sistematización y procesamiento de las lecturas de carga y deformación. Este procedimiento permitió transformar los registros tabulares en curvas de comportamiento mecánico, facilitando la identificación de la carga crítica y los patrones de asentamiento.

A continuación, una serie de gráficos de las deformaciones en mm para un conjunto de 3 (tres) relojes comparadores obtenidas en cada pilote, en la cual se aprecia la diferencia en desplazamientos de los cabezales de los mismos[4].

Tabla 3: Resultados obtenidos en el ensayo.

Nº	1			2			3				Falla
Carga	24,5 kN			49 kN			73,5 kN				84,3 kN
P1A1	0,79	1,83	1,85	2,97	3,92	4,11	11,8	14,9	15,6	16,3	34,02
P1A2	0,64	0,68	0,7	2,47	3,27	3,44	9,97	12,6	13,2	13,8	<25
P1D1	0,79	0,83	0,85	3,02	4	4,2	12	15	15,1	16,4	34,96
P2D1	0,92	0,98	1	3,2	3,56	3,71	8,49	9,99	10,2	10,6	13,22
P2D2	0,77	0,83	0,84	2,72	3,05	3,17	7,28	8,57	8,81	9,07	11,4
P2A1	0,93	1	1,01	3,22	3,6	3,74	8,57	10,1	10,3	10,7	13,31

[4] Esta divergencia puede atribuirse a ligeras variaciones en la compactación local del suelo circundante a cada pilote o a la anisotropía propia del depósito arcilloso en el campo experimental.

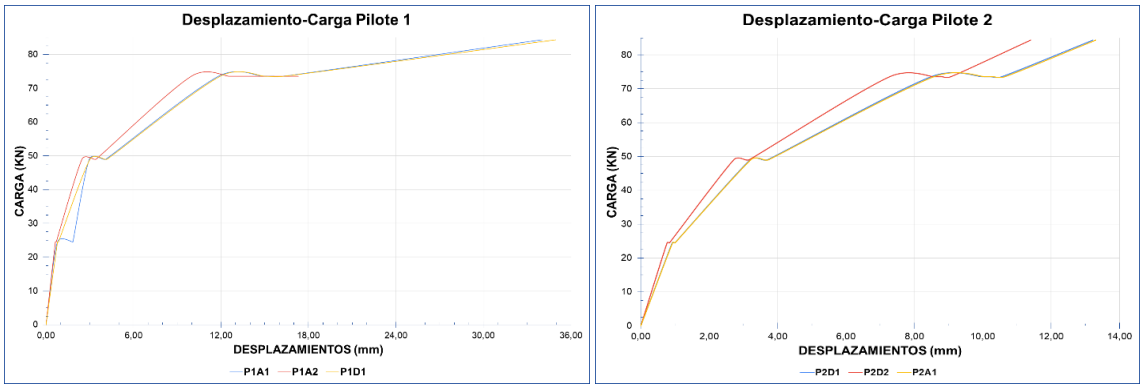


Figura 5: Grafico Desplazamiento-Carga de relojes, a la izquierda el Pilote 1 y a la derecha el Pilote 2

4 MODELOS TEÓRICOS

4.1 Datos de entrada

El análisis teórico se realizó considerando un pilote de hormigón armado de 0,45 m de diámetro y 6,0 m de longitud, con condición de cabeza libre. El momento de inercia fue calculado a partir de la geometría nominal de la sección[5], adoptándose inicialmente un comportamiento lineal elástico.

En primer lugar se estimó el momento resustente M_y según la hipótesis elástica, considerando el módulo resistente compuesto del hormigón y del acero, se obtuvo M_y = 120 kN.m. Posterior a eso, se obtuvo el valor de M_y a partir del equilibrio simplificado de fuerzas internas resultando un valor de M_y =80 kN.m; valor adoptado para el análisis comparativo por representar de forma más realista el mecanismo de falla observado. La resistencia al corte no drenado se definió mediante correlaciones empíricas basadas en resultados N_{SPT} y CPTu, adoptándose valores representativos de S_u=52 kPa y S_u=67 kPa para la realización de los modelos comparativos, ambos provenientes de relaciones con los estudios N_{SPT} y CPTu respectivamente.

$$M_y = S * F_{eq} \quad (1)$$

$$M_y = A_s * z * F_y \quad (2)$$

$$S_u = N_k * N_{60} \quad (3)$$

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (4)$$

4.2 Resultados según el método de Broms

Se obtuvieron los siguientes valores de carga última según el método de Broms[6]:

Tabla 4: Resultados de la carga última según el método de Broms.

M_y [kN.m]	S_u [kPa]	Q_u [kN]
80	60	72,9
120	60	97,2

[5] Se utilizó el momento de inercia de la sección bruta (I_g), asumiendo que para los niveles de carga de servicio el hormigón se mantiene mayoritariamente sin fisurar en la zona de máximos momentos.

[6] El método de Broms asume un comportamiento rígido-plástico del suelo, por lo que sus resultados suelen ser más conservadores en comparación con modelos que consideran la rigidez variable del terreno.

4.3 Resultados mediante formulación p–y

El pilote fue modelado mediante curvas p–y para arcillas bajo carga estática, implementadas en el software especializado (LAP), con métodos p-y incorporados, según la formulación propuesta por Matlock (1970) y posteriormente adoptada por la API RP-2A para el análisis de pilotes sometidos a cargas laterales. Se evaluaron los resultados con la inserción de los parámetros geotécnicos definidos previamente, con ciertos ajustes y las mismas condiciones geométricas y estructurales consideradas en el análisis de Broms.

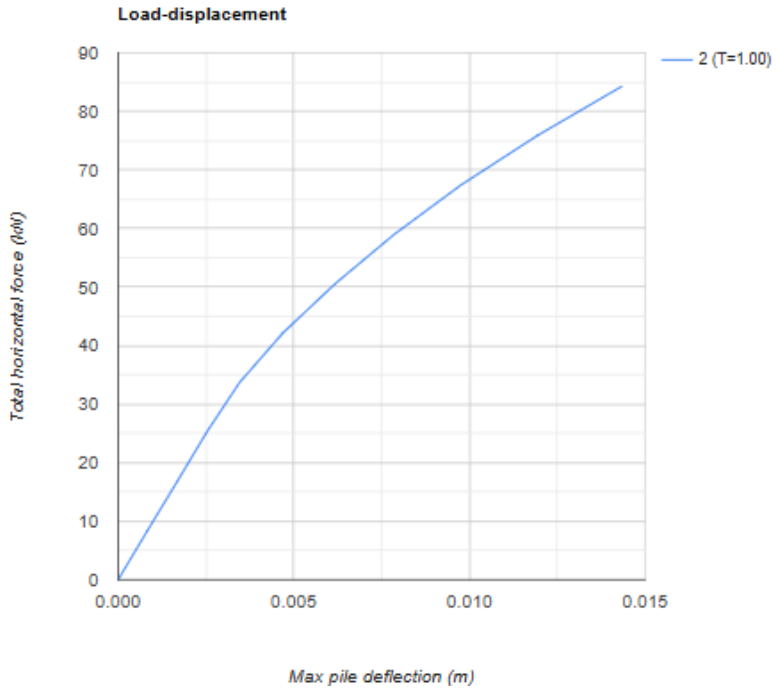


Figura 6: Grafico representativo del modelo, método Arcillas API con S_u=70 kPa; fuente propia.

5 CONCLUSIONES

5.1 Respecto a las Condiciones y Resultados Logrados en Campo

Las mediciones de desplazamiento en los relojes instalados a la misma altura arrojaron lecturas muy similares en ambos pilotes, lo que permite concluir que la carga lateral fue aplicada de manera centrada y sin presencia de torsión o inclinación en el eje de carga. Asimismo, se observó que los relojes superiores registraron mayores desplazamientos que los inferiores, tendencia que es consistente con el comportamiento flexional esperado en un sistema empotrado-libre, donde la deflexión máxima ocurre en el punto superior.

La relación carga-desplazamiento no fue lineal, describiendo una curva de rigidez decreciente. A partir de las 73,5 kN se detectó un incremento acentuado en los desplazamientos, lo cual sugiere la formación de una rótula plástica en las inmediaciones de la profundidad crítica, en concordancia con los fundamentos teóricos. Al alcanzar una carga de 84,3 kN, se produjo una rotura abrupta en la unión pilote-cabezal del pilote nro. 1, marcando el colapso del sistema. Este punto de falla fue identificado por un ruido característico de rotura y una caída súbita de la carga registrada en la celda.

En términos generales, el comportamiento global observado coincide con lo esperado en pilotes excavados en arcillas de baja plasticidad. Inicialmente, la resistencia proviene de la cohesión no drenada del suelo, pero al tratarse de un pilote largo, la respuesta final del sistema pasa a estar controlada por la resistencia a la flexión del elemento estructural, la cual termina condicionando el colapso global.

5.2 Respecto al Diseño Analítico y Método Numérico Implementado

Para el diseño de pilotes sometidos a carga lateral, resulta acertado y conveniente utilizar el método de equilibrio de fuerzas internas para la obtención del momento último de la sección.

El método empírico para la obtención de la resistencia al corte no drenada C_u o S_u, proporcionó un valor fiable para un diseño rápido y simplificado del sistema. La aplicación del modelo computacional (LAP) a través del método de Arcillas API con S_u = 70kPa, valor promedio dado por la correlación con los resultados del estudio CPTu, es coherente con los resultados obtenidos en campo.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a los orientadores por la excelente predisposición, el constante apoyo técnico y la valiosa guía académica brindada durante todas las etapas de esta investigación. Asimismo, extendemos nuestro agradecimiento a la FIUNA por facilitar el espacio y los equipos necesarios para la realización de los ensayos experimentales.

BIBLIOGRAFÍA

ACI Committee 318 (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*. American Concrete Institute.

American Petroleum Institute (2014). *API RP 2GEO: Geotechnical and Foundation Design Considerations.* American Petroleum Institute, Washington.

ASTM International (2018). ASTM D3966: *Standard Test Method for Deep Foundations Under Lateral Load*. West Conshohocken, PA.

Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. 5th ed. McGraw-Hill.

Das, B. M. (2019). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. 8ª ed. Cengage Learning.

LAP Geocalcs (s. f.). *Manual de Usuario LAP*.

Lunne, T., Robertson, P. K., Powell, J. J. M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Blackie Academic & Professional.

Pfeil, W. (2009). *Hormigón armado*. 12ª ed. Gustavo Gili.

Poulos, H. G., Davis, E. H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. John Wiley & Sons.

Reese, L. C., Cox, W. R., Grubbs, B. R. (1974). Field testing of laterally loaded piles in sand. *Géotechnique*, 24(2), p. 147–163.

Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), p. 151–158.

Robertson, P. K. (2010). Soil behaviour type from the CPT: An update. *Geotechnical Engineering Journal*, 47(3), p. 191–206.

Schnaid, F. (2000). *In Situ Testing in Geomechanics: The Main Tests*. Rotterdam: A.A. Balkema.

Vecca Vallejos, C. R. (2021). *Estudio experimental de la fricción lateral en pilotes excavados*. Tesis de maestría. Universidad Nacional de Asunción, Paraguay.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/57

Estabilização do Aterro do km 63 da Rodovia Fernão Dias

Werner Bilfinger
Engenheiro, Vecttor Projetos Ltda., São Paulo, Brasil, werner@vecttor.com.br

Danielle Mie Kawamura
Engenheira, Vecttor Projetos Ltda., São Paulo, Brasil, danielle@vecttor.com.br

Bruno Szpigel Dzialoszynski
Engenheiro, Vecttor Projetos Ltda., São Paulo, Brasil, bruno@vecttor.com.br

Clara Naoko Takaki
Engenheira, Vecttor Projetos Ltda., São Paulo, Brasil, clara@vecttor.com.br

RESUMO: O artigo apresenta o caso de obra de estabilização de contenção e talude em aterro construídos na altura do km 63/SP da duplicação da Rodovia Fernão Dias, na região de Mairiporã. A obra original incluía cortina atirantada em maciço de aterro em seção de meia encosta que, após alguns anos, mostrou sinais de movimentação, e levou à implantação de um reforço, com tirantes adicionais, terraplenagem e fundação em estacas tipo raiz. Novos sinais de movimentação levaram à implementação de medidas de estabilização emergenciais, incluindo rebaixamento do lençol freático com poços profundos, e o desenvolvimento e implementação de solução de estabilização robusta. O artigo apresenta a evolução do modelo geológico-geotécnico, resultados das campanhas de investigação, das retroanálises realizadas e a solução de estabilização implantada com sucesso. Inclui resultados de instrumentação, com marcos superficiais, indicadores de nível de água, piezômetros e inclinômetros.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes; Contenção; Cortina atirantada; Aterro.

ABSTRACT: The paper presents a case study of a retaining structure and embankment slope stabilization project carried out at km 63 of Highway SP-063 (Fernão Dias Highway), in the Mairiporã region. The original works included an embankment and an anchored retaining structure which, after a few years, showed signs of movement, leading to the implementation of a reinforcement intervention with additional anchors and root pile foundations. Further signs of movement subsequently required the implementation of emergency stabilization measures, including groundwater lowering using deep wells, as well as the development and construction of a robust stabilization solution. The paper describes the evolution of the geological–geotechnical model, the results of the site investigation campaigns and back-analyses performed, and the stabilization solution successfully implemented. It also includes monitoring results including superficial displacements, water level indicators, piezometers, and inclinometers.

KEYWORDS: Slope Stability; Retaining structure; Anchored retaining structure; Embankment.

1. INTRODUÇÃO

Este artigo apresenta o histórico da obra de estabilização do km 63 da Rodovia Fernão Dias, próximo a Mairiporã, São Paulo. Desde a duplicação da rodovia, finalizada em 2002, o local vinha sofrendo movimentações significativas, tendo sido objeto de obras de reforço da contenção inicialmente construída no local. Novas movimentações levaram à necessidade de obras de emergência, para evitar a interrupção da rodovia, e implantação de solução definitiva mais robusta. O artigo apresenta o histórico do local, a evolução do modelo geológico-geotécnico, resultados das campanhas de investigação, das retroanálises realizadas e a solução de estabilização implantada. Incluem-se também resultados de instrumentação, com marcos superficiais, indicadores de nível de água, piezômetros e inclinômetros.

2. HISTÓRICO DO LOCAL

Em 1961 a rodovia foi inaugurada em pista simples. De 1990 a 2002 a rodovia foi duplicada, mantendo-se em grande parte o traçado. A duplicação foi realizada através de aumento de cortes e aterros. Na região da instabilização ora discutida a duplicação envolveu a implantação de uma cortina atirantada.

No período chuvoso de 2009/2010 foi observada a ocorrência de trincas e movimentações na pista, além de deformações na cortina atirantada (ver Figura 1(a)), levando à implantação de instrumentação, realização de investigações geotécnicas e ao desenvolvimento de projeto de reforço da cortina atirantada, implantado entre 2012 e 2013, que incluiu tirantes adicionais e reforço da fundação do paramento em estaca raiz, apoiadas em rocha / solo de alteração. Também foi executado reaterro com bermas intermediárias e instalados drenos horizontais profundos (DHPs) ao longo do talude de jusante.

Após alguns anos de operação, foram detectadas novas movimentações, ilustradas na Figura 1(b); o mapeamento de trincas associado é ilustrado na Figura 2. As movimentações levaram à realização de medidas emergenciais no período chuvoso de 2016/2017, incluindo rebaixamento emergencial do lençol freático com poços profundos e instalação de DHPs longos no pé do talude, adequação da drenagem superficial, realização de testes e alívio em alguns tirantes na cortina atirantada e instalação de instrumentação adicional. Em paralelo foi realizada campanha de investigações complementar através de sondagens mistas.



(a) (b)

Figura 1 – Fotografias do histórico de movimentações. (a) Foto de trincas na pista em maio de 2010. (b) Foto da base da contenção 09/2016, notar “descolamento” da canaleta.

As investigações adicionais e o monitoramento realizados nesse período apoiaram o diagnóstico da instabilização, a concepção do projeto e as obras de estabilização descritas neste artigo, que foram implantadas entre 2018 e 2019.

3. GEOLOGIA LOCAL E EVOLUÇÃO DO CONHECIMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O subsolo do local da obra consiste de aterros sobrepostos a um perfil de alteração de solo de alteração de granito milonitizado. Localmente foi identificado colúvio e aluvião entre o aterro e o solo de alteração, principalmente na porção mais central do talude. Regionalmente, a obra se localiza na encosta da margem direita do rio Juqueri na borda de corpo de Granito Mairiporã, com ocorrência de falhamento paralelo ao rio Juqueri (CPRM, 2019).

Ao longo do histórico descrito de movimentações e instabilizações, foram realizadas algumas campanhas de investigação geológico-geotécnicas, resumidas na Figura 2, que também apresenta o mapeamento de trincas e instabilizações superficiais em 2016/2017.

Baseado nas campanhas de investigação foi possível estabelecer um modelo geológico-geotécnico do local, ilustrado em seção transversal na Figura 3. A figura também ilustra o diagnóstico e a retroanálise da instabilização discutidos adiante.

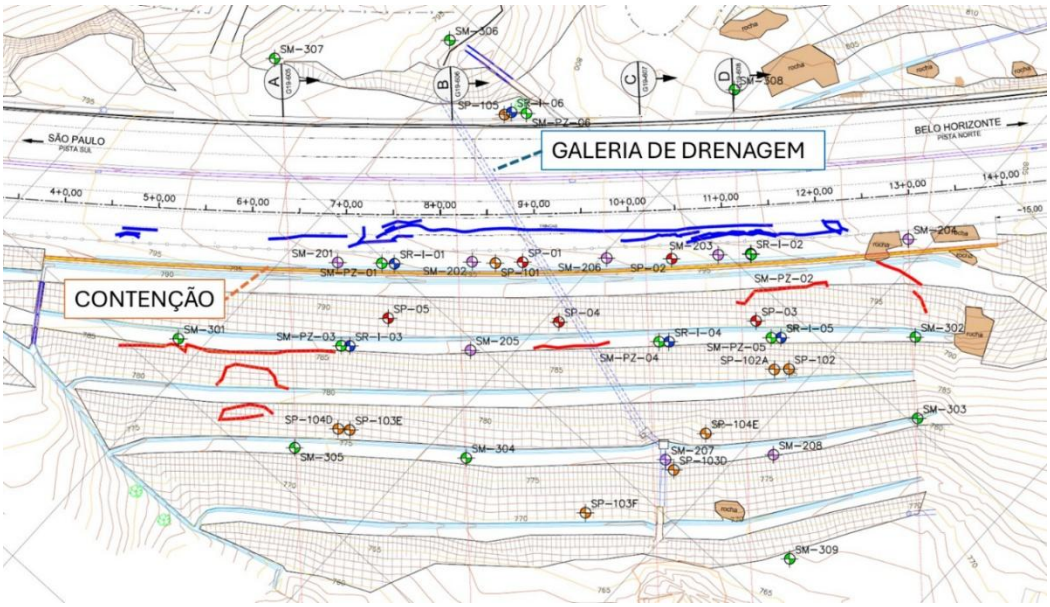
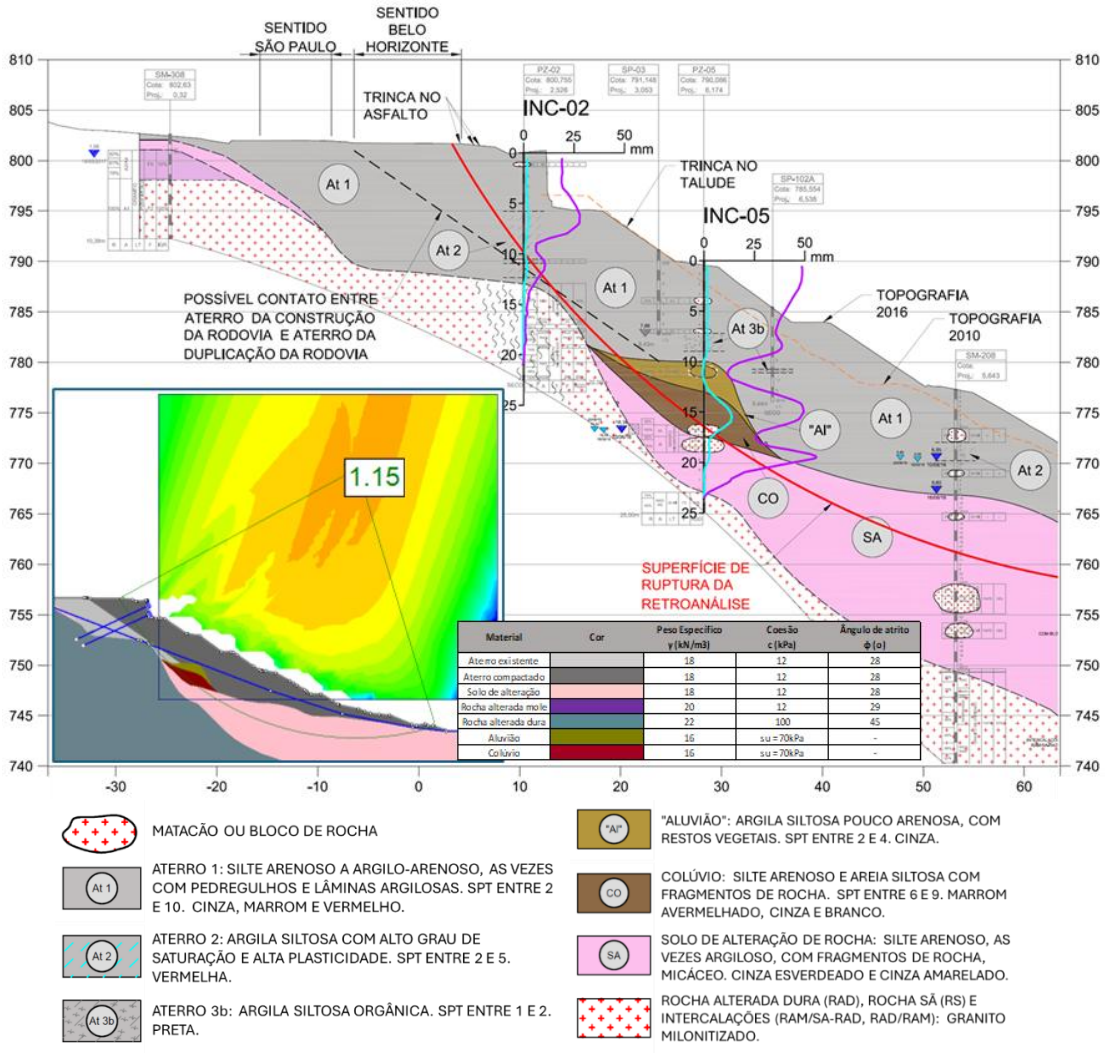


Figura 2 – Locação das investigações geológico-geotécnicas e mapeamento de trincas (azul) e escorregamentos superficiais (vermelho) em 2016/2017.



Material	Cor	Peso Específico γ (kN/m3)	Coesão c (kPa)	Ângulo de atrito Φ (o)
Aterro existente		18	12	28
Aterro compactado		18	12	28
Solo de alteração		18	12	28
Rocha alterada mole		20	12	29
Rocha alterada dura		22	100	45
Aluvião		16	su = 70kPa	-
Colúvio		16	su = 70kPa	-

Figura 3 – Seção geológico-geotécnica típica e interpretação de superfície de ruptura segundo leituras de 2 inclinômetros (a montante e a jusante da contenção existente) e retroanálise.

O aterro existente foi construído em diversas épocas e etapas, com diversos tipos de controle e material, mostrando variabilidade de natureza e compacidade. O material predominante é um silte argilo-arenoso / areno-argiloso, com índices N_{SPT} de 2 a 10. Contudo, foram identificadas zonas com pedregulhos e zonas maiores de aterro em argila de alta plasticidade, e, localmente, até argila orgânica muito mole. Os aterros estão apoiados diretamente sobre a rocha do embasamento ou em solo residual. Também identificou-se, localmente, colúvio e aluviões associados a um antigo talvegue local, sobre o qual o aterro foi construído.

As investigações e avaliações realizadas indicaram que o fluxo d'água no maciço ocorre de forma complexa, condicionada por caminhos e direções preferenciais de percolação associados a estruturas geológicas e a heterogeneidades do aterro.

A posição do topo rochoso de granito milonitizado é variável, chegando a 6m de desnível entre sondagens distantes 3m, em possível associação a estruturas geológicas, bem como processos de alteração particulares. De forma semelhante, os índices N_{SPT} medidos no solo de alteração não mostram tendência sistemática de crescimento com a profundidade, chegando a ocorrer trechos onde foi atingido impenetrável sucedidos por trechos com baixos índices N_{SPT}.

Ocorre a presença de matacões de dimensão variável, de decímetros, até ~5m, tanto no corpo de aterro – provavelmente lançados sem controle durante sua execução – quanto no solo de alteração.

Perdas d'água em sondagens e consumos de material de pré-filtro em poços emergenciais indicaram a provável presença de vazios no contato do solo de alteração com o topo rochoso, e nas "bordas" dos matacões. Tais vazios foram interpretados como associados a caminhos preferenciais de fluxo, com energia suficiente para transportar material.

4. DIAGNÓSTICO DOS MECANISMOS DE INSTABILIZAÇÃO

A Figura 3 ilustra a interpretação das deformações em seção geológico-geotécnica representativa, com base em leituras de dois inclinômetros, um a montante e outro a jusante da contenção existente; no canto inferior é apresentado exemplo de uma das retroanálises realizadas, para a mesma seção.

O mecanismo de instabilização se manifestou em superfície como movimentações na cortina atirantada existente, na canaleta no pé da cortina, bem como trincas na pista e no talude. As trincas na pista se distribuíam de forma praticamente contínua na pista, a montante da cortina atirantada existente, (ver Figura 2) sugerindo uma movimentação global, de maior proporção. As trincas no talude apresentavam distribuição heterogênea e descontínua, sugerindo movimentações locais, ou secundárias.

Como ilustrado na Figura 3, a jusante da contenção observavam-se oscilações ao longo do perfil de deslocamentos ao longo da profundidade do INC-5 em padrão pouco usual, e diferente do INC-2. O inclinômetro INC-5 apresentava pouco embutimento em rocha (em "material indeslocável"), dificultando a sua interpretação. Considerando o modelo geológico e o conjunto dos instrumentos, interpretou-se região de concentração de deslocamentos a profundidades de cerca de 19m. A região na qual foram identificados deslocamentos não se limitou aos aterros existentes, mas também envolveu o solo residual subjacente.

Com base em tais avaliações foi inferida uma geometria potencial para a superfície de escorregamento da instabilização. Foram realizadas retroanálise a partir de análises de equilíbrio limite com auxílio do software Slide 6 (Rocscience, 2026), buscando reproduzir superfície de escorregamento compatível com tal cinemática. Como a instabilidade se caracterizou por movimentações progressivas e não por ruína completa, foi assumido que o fator de segurança do talude estaria entre 1,0 e 1,2. As análises de estabilidade foram realizadas considerando superfícies potenciais de ruptura circulares e não circulares, utilizando o método de Spencer, para diversas seções geológico-geotécnicas (na Figura 3 é ilustrado um exemplo).

5. SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO

Devido às significativas complexidades associadas ao maciço instabilizado, foi concebida uma solução que buscou cobrir as incertezas e possíveis mecanismos existentes de forma robusta, incluindo a introdução de elementos ativos de reforço próximos à crista, remoção de massa ativa do talude por terraplenagem, rebaixamento / controle do nível d'água com drenagem profunda, injeções com calda de cimento, e melhorias na drenagem superficial, conforme ilustrado na Figura 4.

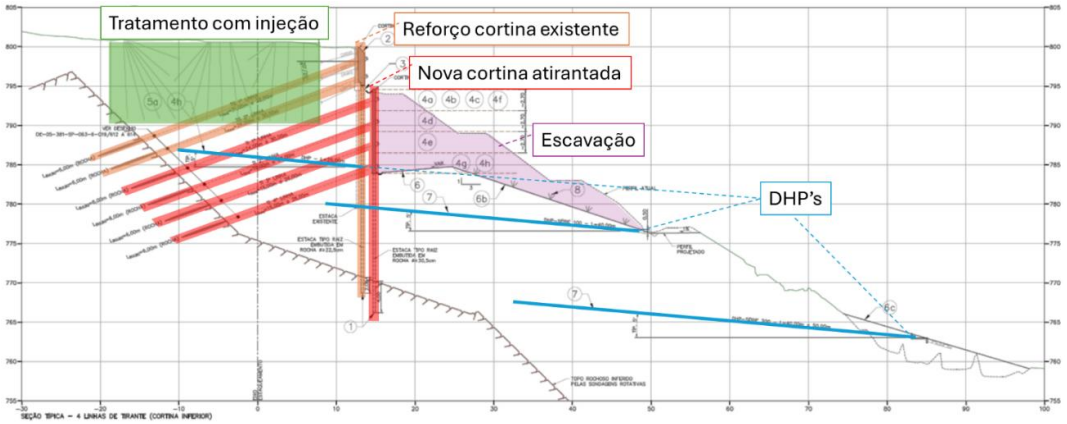


Figura 4 – Seção típica esquemática da solução de estabilização implantada.

A solução de contenção incluiu o reforço da cortina atirantada existente – Cortina Superior - com 2 linhas de tirantes, integrados por meio de contrafortes e novas fundações em estaca raiz embutidas em rocha. Foi implementada uma nova cortina atirantada – Cortina Inferior - com 8m a 10m de altura e 3 a 4 linhas de tirantes, com cargas entre 650kN e 850kN, respectivamente, com espaçamento de cerca de 2,5m na horizontal.

A Cortina Inferior foi implementada em escavação próxima ao pé da Cortina Superior, viabilizando a terraplenagem para redução da massa ativa do talude. A fundação desta cortina consiste também de estacas raiz embutidas em rocha. A Figura 5 apresenta fotos da obra e contenção finalizada.



(a) (b)

Figura 5 – Fotos da contenção. (a) Cortina Superior com reforço com contrafortes em execução e (b) Contenção finalizada, incluindo Cortina Superior e Cortina Inferior.

Também foi reforçado o sistema de drenagem profunda, com instalação e recuperação de DHPs nas cortinas e ao longo do talude. Os DHPs foram instalados com comprimentos de 25m até 50m, e após os trabalhos de injeção descritos adiante, para garantir sua integridade. Complementarmente, foram implementadas melhorias na drenagem superficial, com recuperação de dispositivos existentes e implantação de novas descidas hidráulicas e caixas de dissipação.

Como ação complementar, foi executado tratamento com injeções de calda de cimento sob toda a pista de rolamento, para o preenchimento de vazios existentes / eventualmente existentes no subsolo sob rodovia, visando mitigar riscos de subsidências e recalques. As injeções foram realizadas em 2 fases, com um total de 10m de profundidade. A 1ª fase foi executada nos 5m superiores, com pressão máxima equivalente ao peso próprio da coluna. A 2ª fase foi executada de baixo para cima, com pressão máxima definida por furos exploratórios. A execução das injeções foi realizada com controle de volume e pressão, além de inspeção de DHPs, talude e de galeria de drenagem em tubo ARMCO revestido existente no local.

O efeito estabilizante da solução no talude foi verificado com base em análises e estabilidade por equilíbrio limite segundo superfícies críticas locais e globais. Os fatores de segurança mínimos foram definidos

de forma específica para diferentes superfícies críticas em função de envolverem a pista de rolamento, ou moradias a jusante do talude, com base na norma NBR 11682 (ABNT, 2009).

Foram realizadas análises de período construtivo considerando as contribuições do rebaixamento emergencial com poços de bombeamento. Para as análises da condição definitiva / de longo prazo tal contribuição foi desprezada, e foi levado em conta apenas o efeito dos DHPs. A Figura 6 exemplifica os resultados obtidos, para uma das análises realizadas, na mesma seção da retroanálise ilustrada na Figura 3

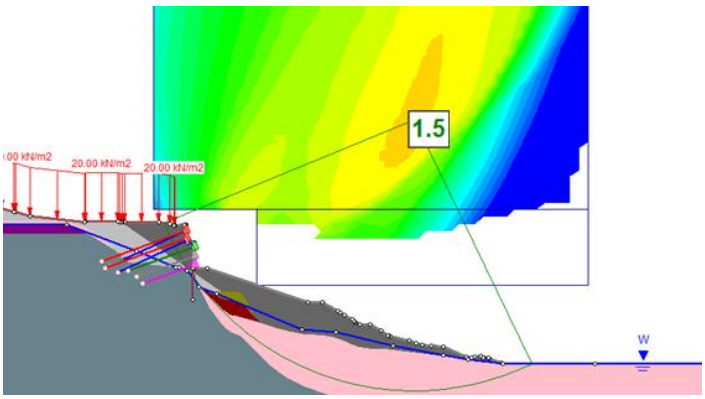


Figura 6 – Exemplo de análise de estabilidade para verificação do projeto.

Os comprimentos de ancoragem dos tirantes em solo foram estimados com base em Habib (1989) e Dias e Yassuda (1996), e em rocha com base em prescrições da NBR 5629 (ABNT, 2006), vigente à época. Os comprimentos foram posteriormente confirmados pelos ensaios de recebimento.

As fundações da cortina em estaca raiz embutida em rocha foram dimensionadas utilizando metodologias de cálculo de estacas em rocha conforme metodologia proposta na AASHTO (2002) e atendendo a NBR 6122 (ABNT, 2010). Face às incertezas associadas ao maciço rochoso local, foi considerada apenas a contribuição do atrito lateral em rocha para a capacidade de carga, desprezando a ponta e o atrito em solo.

6. INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO

A Figura 7 apresenta a locação da instrumentação comentada e de DHPs com vazão monitorada. A instrumentação completa da contenção foi omitida para facilitar a visualização dos instrumentos ora discutidos.

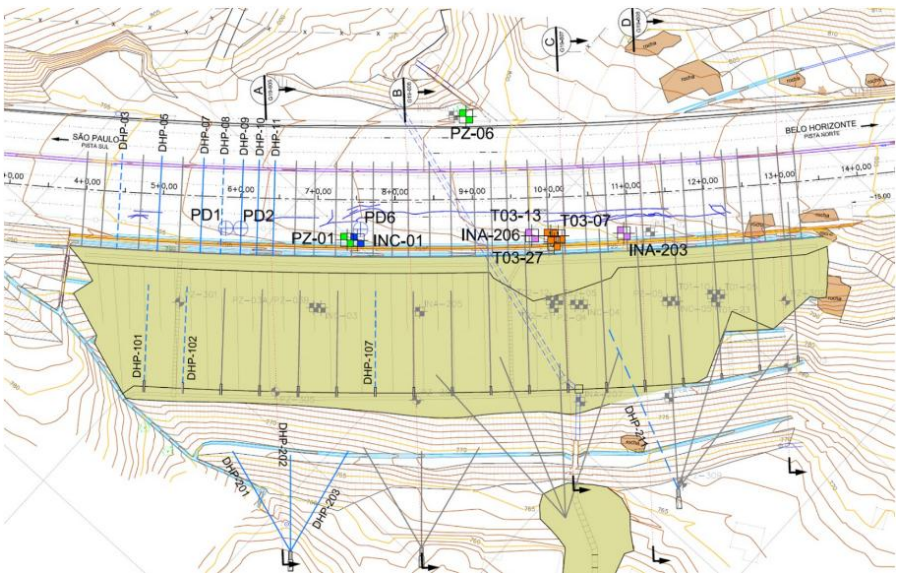


Figura 7 – Locação da instrumentação comentada e de DHPs com vazão monitorada sobre implantação.

A instrumentação no período emergencial e pré-obra, antes da execução do(s) reforço(s) propriamente dito consistiu em inclinômetros, tassômetros, pinos e marcos superficiais, indicadores de nível d'água e piezômetros. A Figura 8 mostra leituras de tassômetros, piezômetro e indicadores de nível d'água antes da execução das obras do reforço propriamente dito.

Conforme ilustrado, com relação ao período de ações emergenciais, nota-se que a instrumentação mostrou durante o período chuvoso (01/2017) uma indicação de deslocamentos abruptos, da qual interpretou-se que os DHPs longos e poços drenantes ("poços de infiltração para camadas profundas drenantes") executados não foram suficientes para a redução da velocidade de deslocamentos, sendo então definidos poços de rebaixamento com bombas a montante de todo o talude. Os poços iniciaram sua operação em 30/01/2017, para enfrentar o período chuvoso. Essa ação foi primordial para a manutenção da operação da rodovia em meia pista (Pista Norte). Cabe observar que ao menos nos piezômetros instalados, o rebaixamento promovido pelos poços instalados não foi detectado de forma significativa em escala localizada, mas o monitoramento de deslocamentos ao longo do tempo indicou eficácia nas ações de drenagem profundas realizadas em nível global, reforçando a interpretação de uma hidrogeologia complexa.

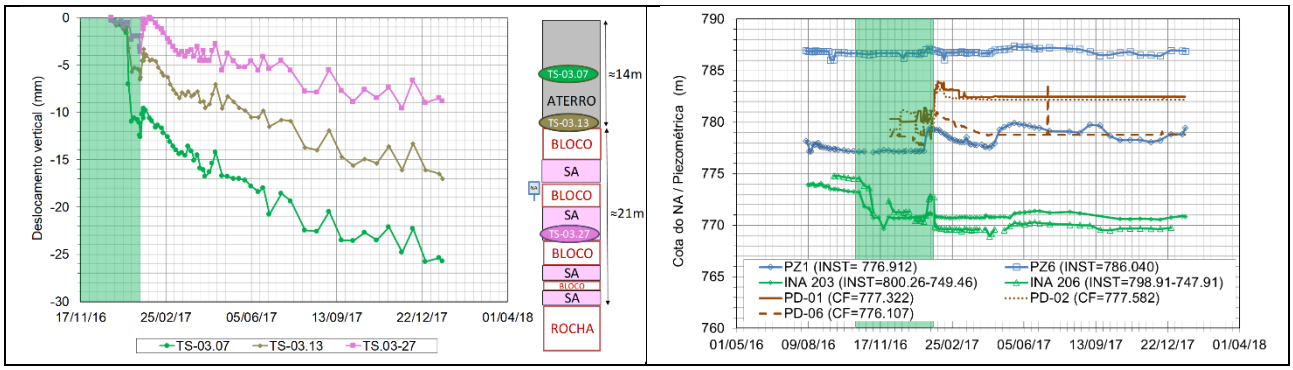


Figura 8 – Leituras de tassômetros e piezômetros / indicadores de nível d'água a montante da cortina superior. Período de implementação das ações emergenciais destacado em verde.

Referente ao período pós-obras, na Figura 9 apresentam-se o histórico de leitura do inclinômetro INC-1, remanescente dos instrumentos instalados antes das obras, em 2016, e na Figura 10 apresenta-se o histórico das leituras de vazão dos DHPs, iniciadas após o desligamento dos poços de bombeamento no final de setembro de 2019. Nota-se no controle das vazões resposta frente aos períodos chuvosos associada a DHPs localizados do lado esquerdo da contenção, em cotas mais baixas do greide da via em comparação ao lado direito.

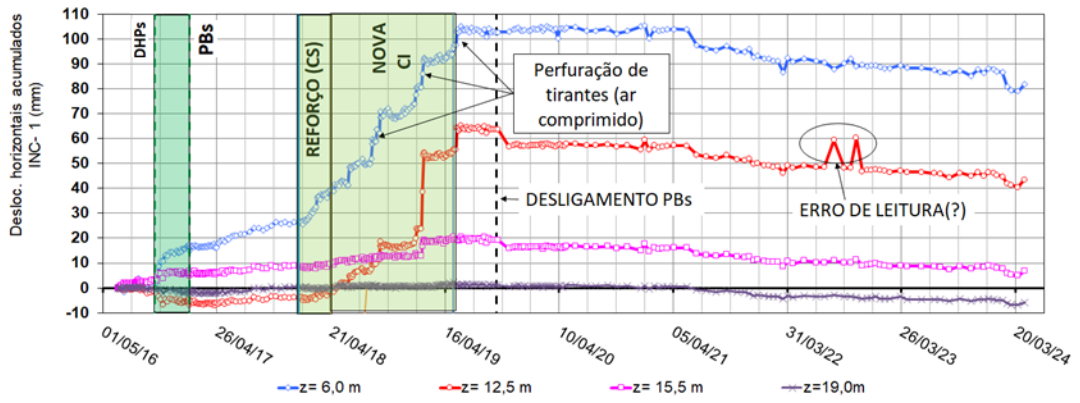


Figura 9 – Leituras de deslocamentos medidos por inclinômetro. Período de ações emergenciais destacado em verde escuro e período de reforço da Cortina Inferior e implantação da Cortina Superior em verde claro. Notar aceleração de deslocamentos durante perfuração de tirantes próximos.

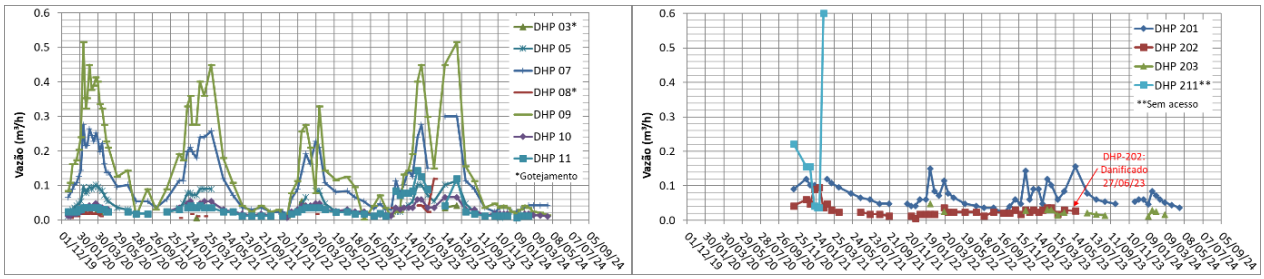


Figura 10 – Monitoramento de vazões dos DHPs no período pós-obras.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A instrumentação desde o início do evento serviu de balizamento para a concepção do projeto de reforço, apontando para a necessidade de implementação de solução robusta na região da instabilidade observada. O período de acompanhamento durante e após a execução do reforço projetado ratifica a integridade das estruturas projetadas e a complexidade do subsolo e da hidrogeologia local na interface dos aterros antigos e solos naturais, no trecho superior do talude/contenção.

Inspeções periódicas e operações de manutenção dos taludes, incluindo manutenções no sistema de monitoramento e nos dispositivos de drenagem instalados, evitando perdas no histórico de leituras, mostraram-se de grande valia para acompanhamento, tomada de decisão e garantia de vida útil da obra, reiterando a importância deste tipo de ação.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Arteris Autopista Fernão Dias, em especial ao Eng. Sergio Asakawa (in memoriam), pelo apoio e pela possibilidade de publicação deste trabalho. Agradecem, também, aos Professores Luiz Guilherme de Mello e Claudio M. Wolle pelo incentivo à sua elaboração. Finalmente, agradecem à equipe técnica da Vecttor Projetos pelo apoio prestado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2006): *NBR 5629 – Execução de tirantes ancorados no terreno.* Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT (2010). *NBR 6022 – Projeto e execução de fundações.* Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT (2009). *NBR 11682 – Estabilidade de encostas*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

AASHTO (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges*, 17th ed.. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.

CPRM (2019). *Mapa Geológico Integrado da Região Metropolitana de São Paulo Escala 1:250.000*. Acessado em 18/01/2026. https://rigeo.sgb.gov.br/bitstream/doc/21373/11/mapa_geologico_rmsp.pdf

HABIB, P (1989). *Recommendations for the design, calculation construction and monitoring of ground anchorages.* A. A. Balkema, Rotterdam. 1989

Rocscience (2026). *Documentation and Theory Overview*. Acessado em 01/02/2026. https://www.rocscience.com/help/slide2/overview

YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. 1996, *Fundações Teoria e Prática, Capítulo 17 – Tirantes*, Editora Pini, 1ª edição, pp. 603 a 640.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/58

Estaca Metálica Laminada em Grau 60 Trabalhando por Ponta

Dirney Cury Filho
Gerente Ténico, Gerdau S.A., São Paulo, Brasil, dirney.cury@gmail.com

Tiago Garcia Rodriguez
Diretor, Geoprova Engenharia, Campinas, Brasil, tiago@geoprova.com.br

Alline Evangelista Silva
Coordenadora de Projetos, Apoio Assessoria e Projeto e Fundações, São Paulo, Brasil, alline.ev@gmail.com

RESUMO: A aplicação de estacas metálicas laminadas em obras de fundações profundas tem crescido no Brasil, sobretudo em regiões onde a cravação até o topo rochoso proporciona elevadas cargas admissíveis. Em 2024, foi feita a primeira publicação nacional envolvendo Prova de Carga Estática (PCE) em estaca metálica laminada no Grau 60, demonstrando ganhos relevantes de desempenho estrutural e geotécnico associados à utilização de perfis de maior resistência mecânica. Dando continuidade às investigações, o presente trabalho apresenta os resultados de uma nova PCE realizada em um perfil HP 310×79, cravado em um terreno cujas características geotécnicas favorecem o desenvolvimento predominante de resistência por ponta. A estaca foi cravada até nega fechada sobre o topo rochoso. A prova de carga foi conduzida até um carregamento máximo de 400 tf, correspondente a aproximadamente 400 MPa de tensão no perfil metálico, considerando a área bruta de aço (sem desconto da espessura de sacrifício). Os resultados indicaram comportamento geotécnico com deformações elásticas compatíveis com fundações apoiadas em rochosa. Após a aplicação da carga máxima, foi observado a ruptura estrutural da estaca, evidenciando que o limite de desempenho no ensaio foi regido pela capacidade resistente estrutural do perfil metálico, e não pelo comportamento do solo. Essa constatação reforça a efetividade da solução quando executada até o topo rochoso e demonstra o potencial de utilização do aço Grau 60 para ampliar a capacidade estrutural disponível em projetos que demandam cargas de trabalho superiores. Os resultados obtidos neste estudo contribuem para a consolidação do uso de estacas metálicas de alta resistência em condições de suporte por ponta, fornecendo evidências experimentais inéditas para o cenário brasileiro. A análise reforça que o emprego de perfis Grau 60 pode otimizar projetos, reduzir quantidades de material (custo) e ampliar a capacidade de carga. O trabalho complementa a literatura existente e fortalece o entendimento técnico sobre o comportamento de estacas metálicas sob carregamentos elevados, abrindo espaço para novas pesquisas e aplicações práticas no contexto da engenharia de fundações.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca Metálicas, Grau 60, Prova de Carga Estática.

ABSTRACT: The steel piles or H-pile in deep foundation works has been increasing in Brazil, particularly in regions where driving piles achieve the bedrock which allows the development of high allowable loads. In 2024, the first national publication involving a Static Load Test (SLT) H-pile manufactured with Grade 60 steel was presented, demonstrating significant improvements in both structural and geotechnical performance associated with the use of higher-strength steel profiles. Going ahead with these investigations, the present study reports the results of a new SLT carried out on an HP 310×79 GR 60 pile driven in soil conditions that favor the predominant development of end-bearing resistance. The pile was driven until achieve the bedrock. The load test was conducted up to a maximum load of 400 tf, corresponding to approximately 400 MPa of stress in the steel profile, considering the gross steel area (without deduction for corrosion allowance). The results indicated a geotechnical behavior characterized by elastic deformations compatible with rock-supported foundations. After the application of the maximum load, structural failure of the pile was observed, indicating that the performance limit during the test was governed by the structural resistance of the steel rather than by the soil behavior. This finding reinforces the effectiveness of the solution when piles are driven to the bedrock and demonstrates the potential use of Grade 60 steel to increase the available structural capacity in projects requiring higher working loads. The results obtained in this study contribute to consolidating the use of high-strength steel piles under end-bearing support conditions, providing unprecedented experimental evidence for the Brazilian scenario. The analysis also indicates that the use of Grade 60 steel profiles can optimize designs, reduce material quantities (and consequently costs), and increase load capacity. This work complements the

This content is Public.

existing literature and strengthens the technical understanding of the behavior of steel piles under high loading levels, opening opportunities for further research and practical applications in the field of foundation engineering.

KEYWORDS: Steel Pile, Grade 60, Static Load Test.

1 INTRODUÇÃO

O emprego de estacas metálicas tem se tornado cada vez mais competitivo na engenharia como alternativa de fundação. No Brasil, sua utilização foi impulsionada na década de 1950 pela Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), durante o governo de Getúlio Vargas (1951–1954). Embora esse tipo de fundação seja utilizado mundialmente há mais de 120 anos, ainda existe, sob a ótica da engenharia geotécnica, uma lacuna no entendimento mais aprofundado de seu comportamento e desempenho em campo. Outro aspecto relevante é a limitada disponibilidade de dados provenientes de ensaios experimentais, especialmente aqueles relacionados a provas de carga estática em compressão realizadas em estacas metálicas (CURY FILHO, 2016; AÇOMINAS,1981).

A Figura 1 apresenta uma linha do tempo da evolução da utilização de estacas metálicas, destacando inicialmente o emprego de trilhos ferroviários reaproveitados, seguido pelo desenvolvimento de perfis soldados, posteriormente pela introdução dos perfis laminados produzidos no Brasil com a implantação do laminador da Gerdau, além da utilização de estacas com seção decrescente e soluções com estacas mistas.

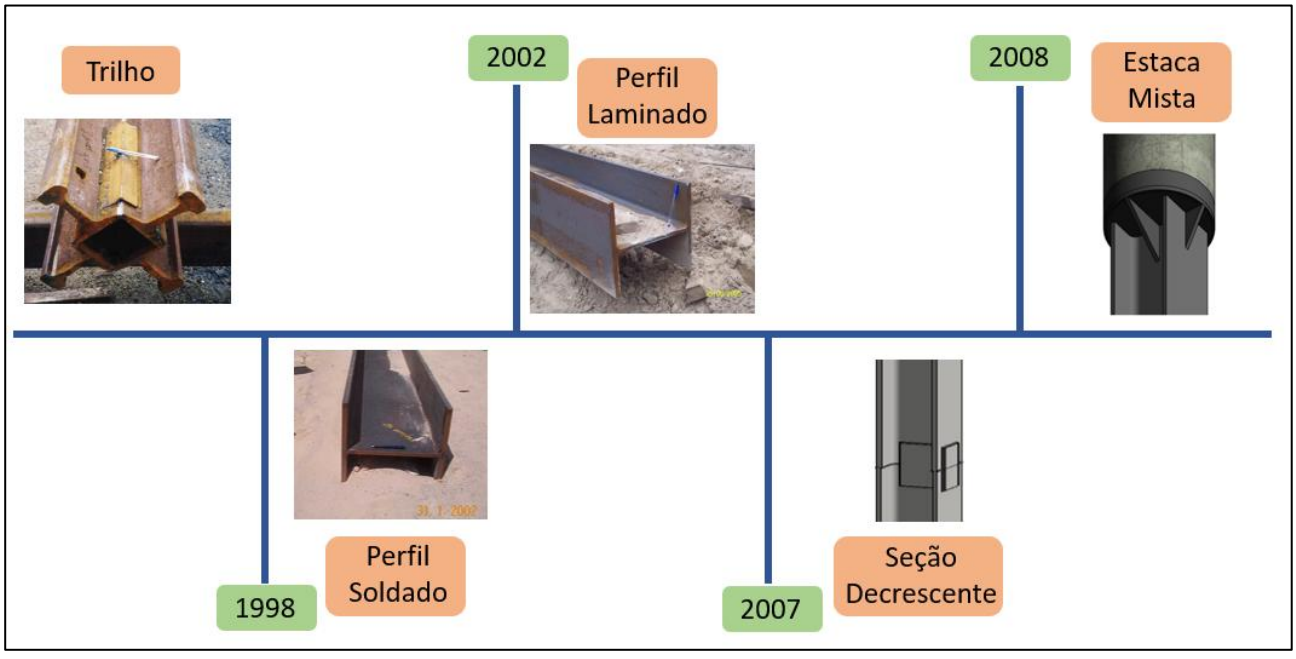


Figura 1. Linha do tempo da evolução de estacas metálicas.

A partir de 2002, as estacas metálicas passaram a ganhar maior destaque como solução de fundação, especialmente com a introdução de perfis estruturais produzidos em aço laminado de alta resistência e a diversidade de bitolas disponíveis no mercado. Nesse contexto, destacam-se os perfis estruturais da Gerdau fabricados em aço ASTM A572 Grau 50, com tensão de escoamento de 345 MPa. Posteriormente, esses mesmos perfis passaram também a ser produzidos em aço ASTM A572 Grau 60, elevando a tensão de escoamento para 415 MPa. A Figura 2 ilustra a evolução da resistência dos perfis estruturais Gerdau, desde a utilização do aço ASTM A36, com tensão de escoamento de 250 MPa, até os perfis em aço ASTM A572 Grau 60, com resistência de 415 MPa.

This content is Public.

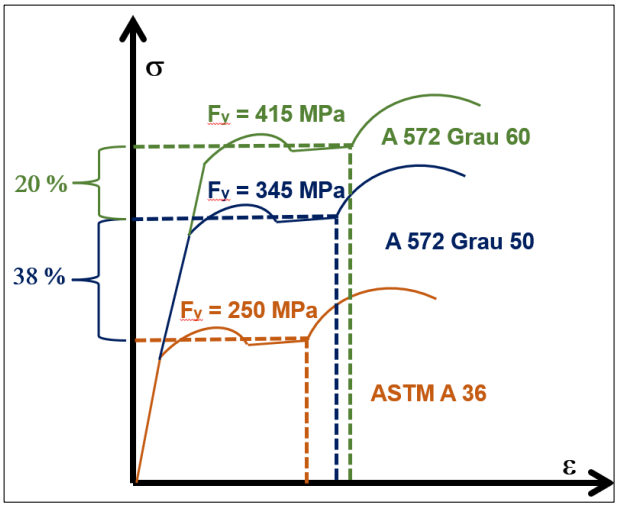


Figura 2. Resistência estrutural dos Perfis Metálicos Gerdau ao longo dos anos (CURY FILHO, D. *et al*., 2024)

Este artigo apresenta os resultados de uma prova de carga estática realizada em uma estaca metálica HP310x79, laminada em aço ASTM A572 Grau 60, com comprimento cravado de 14,40 m e carga máxima de ensaio de 4.000 kN. Cury Filho et al. (2024) publicaram anteriormente o primeiro estudo envolvendo prova de carga em estaca metálica laminada em aço Grau 60. Nesse trabalho, o ensaio atingiu uma carga máxima de 3.418 kN, estabelecendo, até então, um recorde de carregamento para um perfil HP310x79. Contudo, o ensaio não pôde ser levado a cargas superiores devido à ocorrência de ruptura estrutural (escoamento) na mesa do perfil, próxima à região de aplicação da carga pelo cilindro hidráulico. Tal comportamento pode ter sido provocado por uma possível excentricidade entre o eixo do perfil e o eixo do cilindro hidráulico, uma vez que, sob elevados níveis de tensão, pequenas excentricidades podem gerar momentos fletores significativos. No presente estudo, esse limite foi superado, atingindo-se uma carga máxima de 4.000 kN. Para evitar a ocorrência de problemas estruturais semelhantes, foram adotados reforços estruturais na região de apoio do cilindro hidráulico, conectando a chapa superior de reação à mesa e à alma do perfil, conforme ilustrado na Figura 8.

Cury Filho *et al*. (2024) também destacam a importância da utilização de martelo hidráulico com massa batente superior a 50 kN, bem como da adoção de um rigoroso controle de nega durante o processo de cravação. Esses aspectos são considerados fundamentais para garantir que o desempenho geotécnico da estaca seja compatível com as estimativas de projeto.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização Geológica/Geotécnica

Para a caracterização do subsolo local foram executados sete furos de sondagem do tipo SPT. As investigações indicaram a presença de uma camada superficial de aterro com baixa capacidade de suporte, com espessura variando entre 1,7 m e 4,35 m. Abaixo dessa camada ocorre um depósito aluvionar composto predominantemente por areia fina, com valores de Nspt variando entre 1 e 14 golpes, estendendo-se até profundidades entre 7,50 m e 10,90 m. Sotoposto a esse material, foi identificada uma camada de solo residual composta por silte muito arenoso, micáceo, com fragmentos de rocha, seguida por areia média, apresentando valores de Nspt variando entre 2 golpes e impenetrável. A sondagem SP-02 corresponde ao furo mais próximo do local de cravação da estaca metálica; na Figura 3 é apresentado o respectivo perfil geológico / geotécnico.

This content is Public.

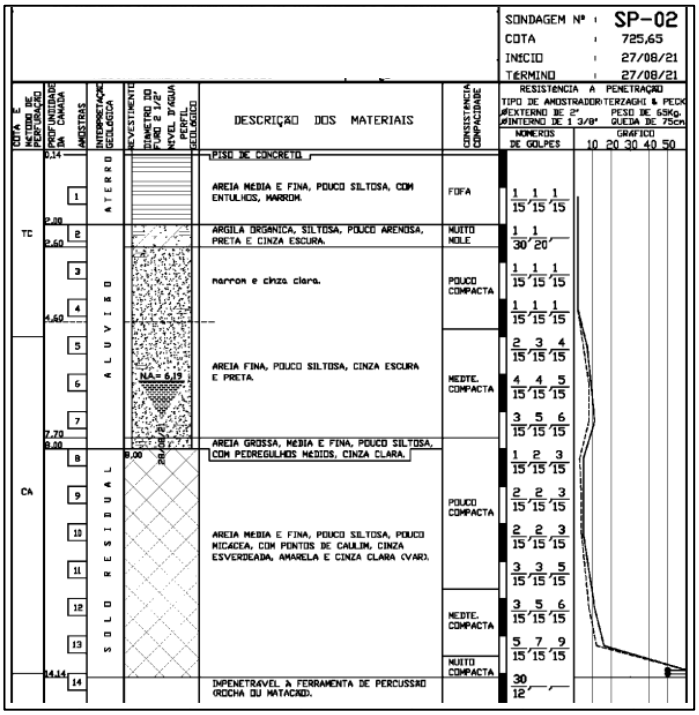


Figura 3. Perfil geológico / geotécnico através da sondagem SP-02, próxima ao local de cravação.

2.2 Características da estaca e da prova de carga estática

Para a avaliação do desempenho geotécnico e estrutural da estaca metálica HP310x79, laminada em aço Grau 60, foi realizada uma prova de carga estática com carregamento lento. A estaca foi cravada até a condição de impenetrável, atingindo a profundidade de 14,40 m, utilizando equipamento sobre esteiras acoplado a um martelo hidráulico de alta eficiência, com massa batente de 60 kN. Durante o processo de cravação, em função da baixa resistência das camadas de solo atravessadas, foram adotadas alturas de queda crescentes, iniciando-se com 30 cm, posteriormente 50 cm e finalizando com 60 cm, quando foi registrada condição de "nega zero". A Figura 4 apresenta o boletim de execução da estaca, incluindo o diagrama de cravação e os registros de nega e repique. As Figuras 5, 6 e 7 apresentam fotos obtidas em campo durante o processo de cravação da estaca.

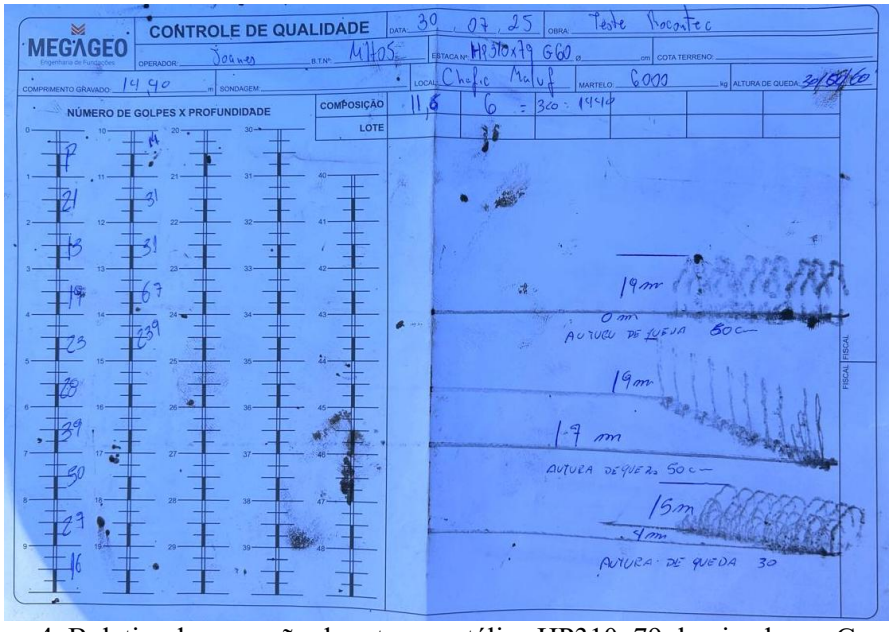
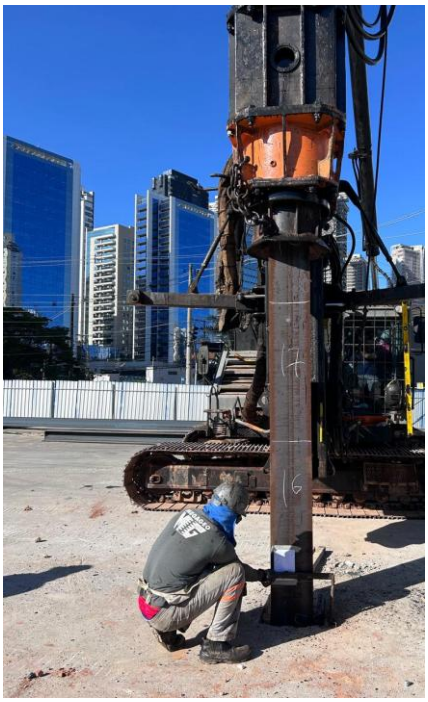


Figura 4. Boletim de cravação da estaca metálica HP310x79, laminada em Grau 60.

This content is Public.

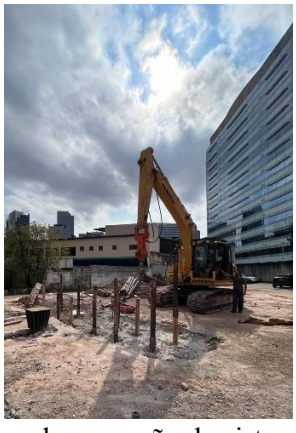
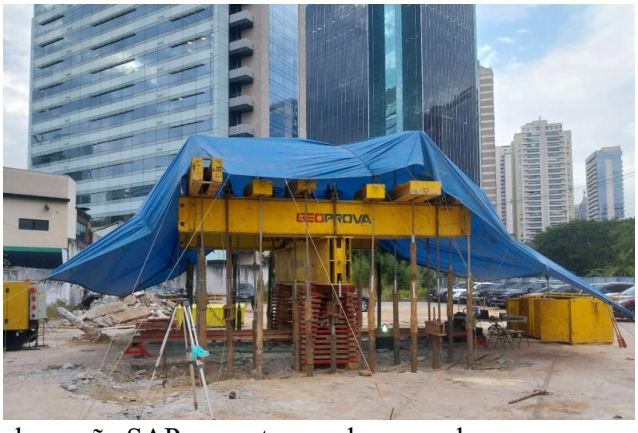


Figuras 5, 6 e 7. Fotos em campo durante a cravação da estaca metálica.

A prova de carga estática foi conduzida seguindo os preceitos da NBR 16903 (ABNT, 2020). O sistema de carregamento adotado foi convencional, pelo topo com transferência por vigas metálicas e ancoradas ao solo através de reações provisórias no sistema SAP, cujos elementos resistentes à tração consistiram em estacas helicoidais. A Figura 5 apresenta fotos ilustrativas do ensaio. O plano de carregamento à compressão foi desenvolvido cuidadosamente, garantindo a segurança durante o ensaio caso a estaca tivesse uma ruptura estrutural, sendo acrescimos de carga de 500 kN até o 4º estágio de carregamento, seguido por incrementos de 250kN.

Na prova de carga foram utilizadas 16 reações provisórias no sistema SAP com comprimento previsto de 14 metros, uma viga principal, duas vigas secundárias, 10 vigotas, 2 vigas de referência, 4 relógios analógicos deflectômetro, célula de carga e cilindro hidráulico com capacidade de 6.000 kN. Com objetivo de prevemir ruptura estrutural do topo da estaca (próximo ao cilindro hidráulico) devido a excentricidades durante a montagem, foram realizados reforços estruturais conectando a chapa superior de apoio do cilindro à mesa e à alma do perfil. As Figuras 8 a12 apresentam fotos da prova de carga estática.

Figuras 8, 9 e 10. Fotos da execução do sistema de reação SAP e montagem da prova de carga.

This content is Public.



Fotos 11 e 12. Montagem da prova de carga estática.

Com a realização da prova de carga foi possível produzir a curva Carga VS Deslocamento. O ensaio foi interrompido com 4.000 kN por ruptura estrutural do elemento no trecho enterrado, não sendo possível identificar a profundidade, consequentemente, não foi possível realizar o descarregamento. Na Figura 13, além da curva Carga VS Deslocamento foi adicionado a deformação elástica teórica do elemento de fundação, adotando a área bruta de aço de 100 cm² e módulo de elasticidade de 200 GPa, conforme manual de estacas metálicas Gerdau.

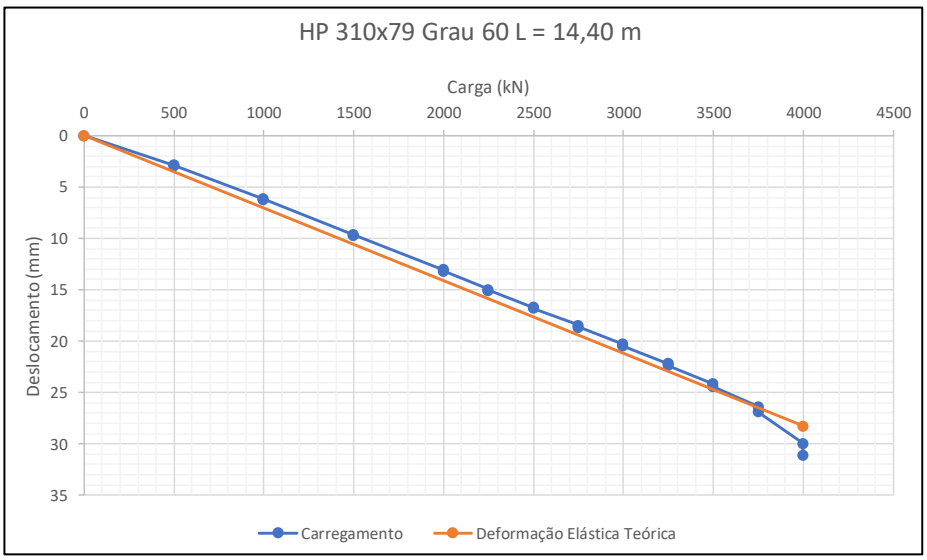


Figura 13. Resultado da prova de carga estática e deformação elástica teórica.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS.

Além da análise da curva Carga × Deslocamento, foram aplicados o critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2022) e o critério proposto por Terzaghi (1943). A aplicação desses métodos indica que não houve ruptura geotécnica da estaca durante o ensaio. Observa-se ainda que o comportamento registrado foi predominantemente elástico, com valores de deformação próximos aos esperados para esse regime, demostrando também que a carga aplicada foi resistida majoritariamente pela ponta da estaca. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 14.

This content is Public.

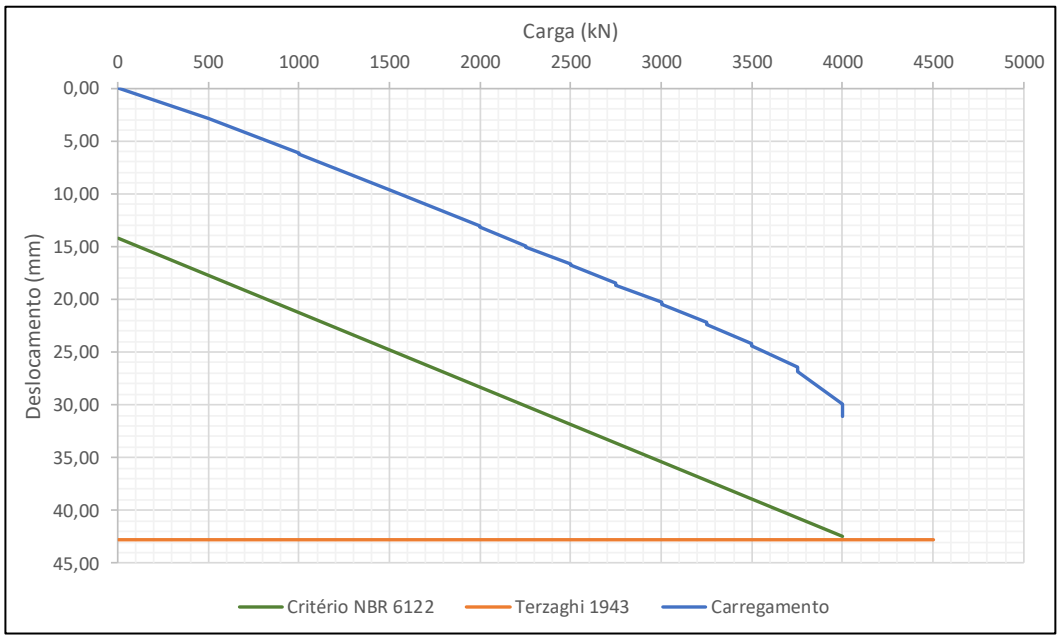


Figura 14. Análise dos resultadas PCEs pelo critério na NBR 6122 (ABNT, 2019) e Terzaghi (1943).

Comparando-se os resultados obtidos neste estudo com aqueles apresentados por Cury Filho et al. (2024), observam-se comportamentos semelhantes em termos de deformações para a mesma ordem de grandeza das cargas aplicadas. Destaca-se que, no presente ensaio, foi atingida uma carga máxima de 4.000 kN, correspondente a uma tensão aproximada de 400 MPa, considerando-se a área bruta de aço de 100 cm². Embora o material apresente tensão de escoamento de 415 MPa, é importante ressaltar que estacas executadas em campo, sejam cravadas ou moldadas *in loco*, dificilmente permanecem perfeitamente no prumo, ocorrendo variações dos níveis de tensão ao longo do fuste. Esses fatores podem gerar esforços adicionais de flexão, o que ajuda a explicar a ocorrência de ruptura estrutural no trecho enterrado da estaca. A Figura 15 apresenta a comparação entre os resultados da prova de carga estática realizada neste estudo e aqueles obtidos por Cury Filho et al. (2024).

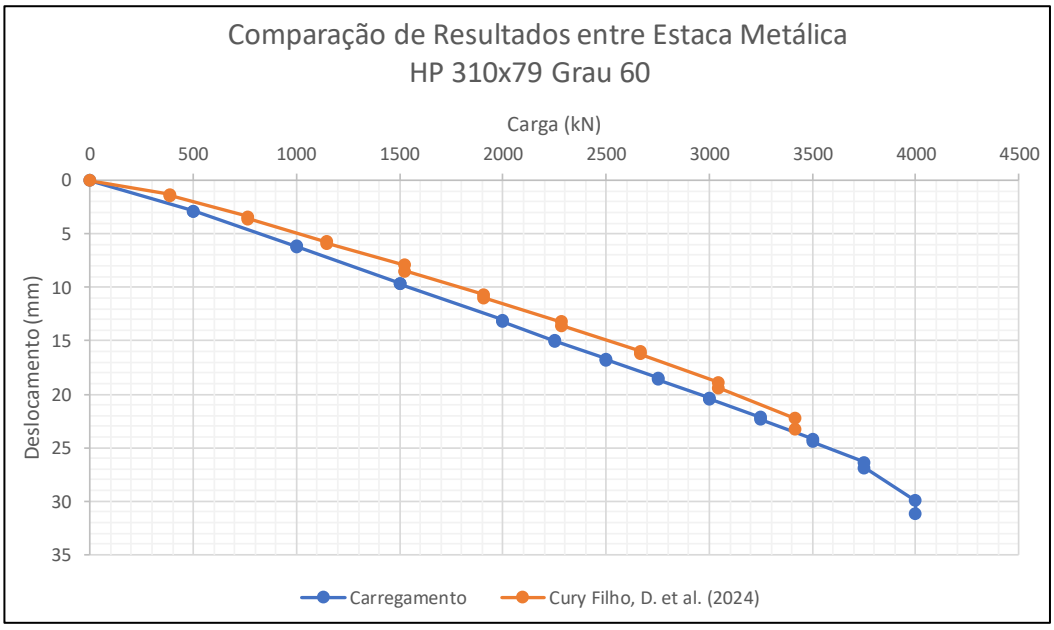


Figura 15. Comparação entre resultados obtidos neste artigo e por Cury Filho, D. *et al.* (2024).

This content is Public.

5 CONCLUSÕES.

A prova de carga estática realizada na estaca metálica HP310x79, laminada em aço ASTM A572 Grau 60 e cravada até 14,40 m de profundidade, atingiu carga máxima de 4.000 kN, valor superior ao anteriormente reportado para esse perfil em ensaios experimentais disponíveis na literatura nacional.

A análise da curva carga × deslocamento, associada à aplicação dos critérios de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2022) e de Terzaghi (1943), indicou que não ocorreu ruptura geotécnica da estaca durante o ensaio, evidenciando comportamento predominantemente elástico do sistema de fundação.

Os resultados obtidos sugerem que a resistência mobilizada foi majoritariamente associada à ponta da estaca, compatível com as condições geotécnicas do subsolo investigado e com a condição de cravação até o impenetrável.

A comparação com os resultados apresentados por Cury Filho *et al*. (2024) demonstrou comportamento semelhante das deformações para níveis de carregamento da mesma ordem de grandeza, reforçando a consistência experimental dos resultados obtidos para estacas metálicas laminadas em aço Grau 60.

A ruptura estrutural observada no trecho enterrado da estaca, ocorrida próximo ao limite de tensão do material, indica que pequenas excentricidades de carregamento e variações na distribuição de tensões ao longo do fuste podem induzir esforços adicionais de flexo-compressão, influenciando o comportamento estrutural do elemento de fundação.

Dessa forma, os resultados obtidos neste estudo reforçam o potencial de utilização de estacas metálicas laminadas em aço de alta resistência como solução eficiente para fundações profundas, contribuindo para o avanço do conhecimento experimental e fornecendo subsídios técnicos para o aprimoramento de critérios de projeto e execução desse tipo de fundação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022) NBR 6122 *Projeto e execução de fundações profundas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 16930:2020, *Solo – Prova de Carga Estática em Fundação Profunda*, Rio de Janeiro

Açominas - Siderbrás. *Estacas em perfis de aço.* 1 ed. Belo Horizonte: Açominas - Siderbrás, 1981. 83p. (Coletânea Técnica do uso do aço) v. 4.

Cury Filho, D. (2016) *Previsão da Carga de Ruptura de Estacas Metálicas Submetidas a Esforços de Compressão em Solo de Diabásio da Região de Campinas / SP*, Dissertação de Mestrado, UNICAMP, 223p.

Cury Filho, D. *et al.* (2024) *Prova de Carga em Perfil Laminado no Grau 60 – Uma Nova Tecnologia*, COBRAMSEG, 2024, Balneário de Camboriú. Anais.

Décourt, L. (2008). *Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE, 6, 2008, São Paulo. Anais… São Paulo: ABMS. v. 1. p. 221-245.

Terzaghi, K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics*. JOHN WILEY AND SONS, New York, 511p.

This content is Public.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/59

Estacas parcialmente embutidas em rocha submetidas ao ensaio bidirecional, estudo de caso.

Elisângela Lopes Pereira Almeida
MSc, PGECIV/UERJ, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, almeida.elisangela@posgraduacao.uerj.br

Bernadete Ragoni Danziger
Professora Titular, PGECIV/UERJ, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, bernadete.danziger@uerj.eng.br

Alessandra Conde de Freitas
Professora Adjunta, Escola Politécnica da UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, alessandracfreitas@poli.ufrj.br

RESUMO: A previsão da capacidade de carga de estacas em rocha frequentemente recorre a métodos empíricos, que, embora práticos, baseiam-se em dados limitados e nem sempre representativos das feições geológicas e diversidades executivas encontradas em campo. Este artigo analisa o comportamento de estacas com embutimento parcial em rocha, com base em um estudo de caso realizado em Maragogipe/BA. Por meio de ensaios bidirecionais, as resistências lateral e de ponta mobilizadas in situ foram medidas e comparadas com valores estimados por métodos de previsão. A análise evidencia a variabilidade das previsões empíricas e reforça a importância de ensaios de campo para a calibração de modelos em cenários de embutimento parcial, contribuindo para uma avaliação mais acurada da capacidade de carga desses elementos de fundação.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio bidirecional, Estacas parcialmente embutidas em rocha, Modelos de cálculo.

ABSTRACT: The determination of bearing capacity of piles in rock often relies on empirical methods, which, although practical, are based on limited data and are not always representative of the geological features and construction diversities found in the field. This article analyses the behaviour of partially embedded piles in rock, based on a case study conducted in Maragogipe/BA. Through bidirectional tests, the lateral and tip resistances mobilized in situ were measured and critically compared with values estimated by prediction methods. The analysis highlights the variability of empirical predictions and emphasises the importance of field tests for the calibration of calculation models in scenarios of piles partially embedded in rock, contributing to a more accurate assessment of the load-bearing capacity of these foundation elements.

KEYWORDS: Bidirectional load test, Piles partially embedded in rock, Static load test, Calculation Models.

1 INTRODUÇÃO

A previsão da capacidade de carga de estacas embutidas em maciços rochosos é comumente realizada por meio de métodos semiempíricos, que incorporam aspectos como o grau de alteração do maciço rochoso e a resistência à compressão simples de testemunhos obtidos em sondagens rotativas, como destacam Cabral e Antunes (2000). Outras metodologias, como España (2011) incorporam índices de qualidade do maciço rochoso (RQD), permitindo considerar a influência das descontinuidades na resistência ao cisalhamento ao longo do fuste.

A disponibilidade limitada de casos documentados, aliada à variabilidade dos maciços rochosos e às particularidades executivas, contribui para inacurácias nos métodos de dimensionamento. Grande parte das metodologias apresenta incertezas consideráveis, situação agravada pela caracterização geotécnica insuficiente, com número inadequado de ensaios, conduzindo, na maioria das vezes, a estimativas conservadoras, nas quais a resistência mobilizada em serviço situa-se muito aquém da resistência disponível.

Vale salientar que alguns métodos de previsão, embora amplamente difundidos, fundamentam-se em dados locais de regiões específicas, sendo recomendada cautela em sua aplicação. Neste contexto, o presente artigo analisa um grupo de 6 provas de carga estáticas bidirecionais realizadas em estacas parcialmente embutidas em arenito (duas hélices contínuas e quatro escavadas de grande diâmetro), comparando as cargas de ruptura obtidas por extrapolação dos dados de ensaios com as capacidades previstas por diferentes métodos semiempíricos, contribuindo para a discussão sobre sua adequação à realidade dos solos e rochas brasileiros.

2 ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA PARA ESTACAS PARCIALMENTE EMBUTIDAS EM ROCHA

Segundo Danziger e Lopes (2021), a transferência de carga é complexa e usualmente tratada de forma simplificada, admitindo-se que a reação de ponta ocorre após a mobilização do atrito lateral. Deslocamentos para mobilizar o fuste são da ordem de 10 mm (Vesic, 1977), enquanto a mobilização da parcela de ponta varia em uma faixa extensa, da ordem de 8% a 30% do diâmetro da estaca.

A caracterização geomecânica do maciço é essencial para a estimativa da capacidade de carga. Em estacas parcialmente embutidas em rocha, a resistência lateral é avaliada no solo e na rocha; a resistência de ponta é frequentemente desprezada devido às incertezas quanto à limpeza do fundo, NBR 6122 (ABNT, 2022).

No presente artigo, a resistência lateral em solo foi estimada pelos métodos consagrados de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), e a parcela em rocha por formulações de AASHTO (1996), Cabral & Antunes (2000), España (2011) e Xu et al. (2020).

2.1 Trecho em solo

Para o trecho em solo, serão empregados os métodos consagrados de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), cujas formulações, por serem muito conhecidas, não serão detalhadas neste artigo.

2.2 Trecho embutido em rocha

2.2.1 AASHTO (1996)

A capacidade de carga de uma estaca embutida em rocha, segundo a Norma AASHTO, é determinada a partir das seguintes equações, para atrito lateral e ponta, respectivamente:

$$Q_{l,rup} = \pi D_R L_R \, (0.144 f_{l,rup}) \text{ (em kN)} \quad (1)$$

$$Q_{p,rup} = N_{ms} q_{cu} A_p \text{ (em kN)} \quad (2)$$

Onde: D_R é o diâmetro das estacas no trecho embutido em rocha, L_R é o comprimento da estaca embutido em rocha, $f_{l,rup}$ é a resistência cisalhante unitária, N_{ms} é um coeficiente, função da qualidade e tipo da rocha, q_{cu} é a resistência à compressão simples da rocha, A_p é a área da ponta da estaca.

2.2.2 Cabral & Antunes (2000))

A resistência na ponta da estaca e a resistência cisalhante lateral do trecho da estaca embutida na rocha são estimadas pelas seguintes equações:

$$q_{p,rup} = u q_{cu} \leq 0{,}4 f_{ck} (\text{MPa}) \quad (3)$$

$$q_{l,rup} = 2{,}5 \text{ a } 3{,}5 \,\% q_{p,rt} \leq f_{ck}/15 (\text{MPa}) \quad (4)$$

Onde q_{cu} é a resistência à compressão simples da rocha, u é o fator de correção que leva em conta o grau de alteração da rocha e f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão

Tabela 1. Valores de u . Fonte: Cabral e Antunes (2000)

Tipo de Rocha	Variação	média
Muito Alterada	0,07 a 0,13	0,10
Alterada	0,24 a 0,36	0,30
Pouco alterada a sã	0,48 a 0,60	0,54

2.2.3 España (2011)

Para rochas sãs, pouco fraturadas e com baixo grau de alteração, a tensão admissível é determinada com base na resistência à compressão simples (q_{cu}), no tipo de rocha, no grau de alteração e no índice RQD (Rock Quality Designation). O método não se aplica quando: $q_{cu} < 1$ MPa; rochas fortemente fraturadas com RQD < 10%; ou grau de intemperismo ≥ IV (Tabela 2). Nestes casos, o maciço rochoso deve ser tratado como solo.

Tabela 2. Escala de intemperização do maciço, España (2011)

Grau	Designação
I	Rocha intacta
II	Rocha ligeiramente intemperizada
III	Rocha moderadamente intemperizada
IV	Rocha intemperizada ou altamente intemperizada
V	Rocha completamente intemperizada
VI	Solo residual

España (2011) adapta a fórmula de tensão admissível para fundações rasas (Equação 6) ao contexto de fundações profundas, propondo majorar o valor em 100%, conforme expresso na Equação (7).

$$q_{v,adm} = q_{ref}\beta_1\beta_2\beta_3\sqrt{\frac{q_{cu}}{q_{ref}}} \quad (6)$$

$$q_{p,rocha} = 2\, q_{v,adm} \quad (7)$$

Onde $q_{v,adm}$ é a tensão admissível, q_{ref} é a tensão de referência (1MPa), q_{cu} é a resistência à compressão simples, $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ são parâmetros adimensionais conforme indicado a seguir.

$$\beta_{1=}\sqrt{\frac{10q_t}{q_{cu}}} \quad (8)$$

Onde q_t é a resistência a tração simples.

Tabela 3. Valores de β_1 por tipo de rocha, España (2011)

Grupo	Designação	Exemplos	β_1
1	Rochas carbonáticas com estrutura bem desenvolvida	Calcários puros, dolomitas, calcarenitos	1,0
2*	Rochas ígneas e metamórficas	Granitos, quartzitos, ardósias, xistos e gnaisses	0,8
3**	Rochas sedimentares e algumas metamórficas	Calcários margosos, argilitos, siltitos arenitos e conglomerados, gesso	0,6
4	Rochas pouco consolidadas	Arenitos, siltitos e conglomerados pouco cimentados	0,4

*Exceto rochas dos grupos 1 e 3; **exceto rochas indicadas nos grupos 1 e 4

Na incerteza quanto à classificação da rocha, España (2011) recomenda o valor de cálculo de β_1 = 0,4.

Para a seleção dos valores do parâmetro β_2 (Tabela 4), a classificação do intemperismo deve considerar o maior grau de alteração presente no entorno da fundação até a profundidade de 1,5 vezes o diâmetro abaixo da cota de apoio.

Tabela 4. Valores de β_2 España (2011)

Grau de intemperismo	β_2
I	1,0
II	0,7
III	0,5
IV ou superior	Calcular como solo

O espaçamento entre descontinuidades é determinado por afloramentos próximos à fundação ou pelo RQD de sondagens mistas até 1,5D. O coeficiente β_3 é adotado como o menor valor entre:

$$\beta_3 = \min(\beta_{3a}, \beta_{3b}) \quad (9)$$

$$\beta_{3a} = \sqrt{\frac{S}{1m}} \quad (10)$$

$$\beta_{3b} = \sqrt{\frac{RQD(\%)}{100}} \quad (11)$$

Onde S é o espaçamento das descontinuidades (em metros); o termo 1 m na expressão adimensionaliza o coeficiente β_{3a} . RQD é o parâmetro de qualidade da rocha, expresso em porcentagem.

Para embutimentos significativos, a carga de ruptura é corrigida pelo fator de embutimento (d_{emb}) definido por:

$$d_{emb} = 1 + \frac{L_{emb}}{D} \leq 2 \quad (12)$$

Onde L_{emb} é a profundidade de embutimento de qualidade igual ou superior à existente na ponta e D é o diâmetro real ou equivalente da estaca.

A resistência lateral de estacas embutidas em rocha é considerada apenas para o trecho em rocha sã ou com graus de alteração II e III (Tabela 3), com resistência unitária f_{rocha} definida conforme expressão apresentada.

$$f_{rocha} = 0{,}1 q_{p.rocha}(MPa) \quad (13)$$

Onde f_{rocha} é a resistência unitária por trecho do fuste embutido e $q_{p.rocha}$ é a resistência unitária da ponta.

Para España (2011), os valores de $q_{p.rocha}$ e f_{rocha} são limitados a 20 MPa e 2 MPa, respetivamente.

2.3.4 Xu et al. (2020)

Xu et al. (2020) desenvolveram expressões para estimativa da resistência lateral unitária. O método não considera a resistência de ponta real, relacionando a resistência lateral à compressão do maciço, utilizando o RQD e a influência das descontinuidades, com a seguinte formulação:

$$\tau_{rt} = 0{,}386 {q_{mc2}}^{0{,}456} \ (MPa) \quad (14)$$

$$q_{mc2} = r_e q_{cu} (MPa) \quad (15)$$

$$r_e = 0{,}0231 RQD - 1{,}32 \geq 0{,}15 \quad (16)$$

Onde q_{cu}: resistência à compressão simples da rocha

3 ENSAIO BIDIRECIONAL

As provas de carga com Células Expansivas Hidrodinâmicas aplicam cargas simultâneas ao fuste e à ponta da estaca, dispensando reação externa e permitindo separar o atrito lateral da resistência de ponta, além de estimar a curva carga-recalque equivalente à de topo.

3.1 Métodos de Extrapolação

O método de Chin (1970) estima a carga última de ruptura a partir dos dados de prova de carga: plota-se o deslocamento dividido pela carga (ordenada) versus o deslocamento (abcissa); após uma variação inicial, os pontos se alinham em uma reta, cujo inverso do coeficiente angular fornece a carga de ruptura.

$$Q_{rt} = \frac{1}{C_1} \tag{17}$$

Onde Q_{rt} é a carga de ruptura da estaca, quando o deslocamento tende ao infinito, e C_1 é o coeficiente angular da reta no gráfico de δ/Q *versus* δ

Na figura 1 foram sobrepostas ao gráfico de ajuste de Chin (1970), as curvas do ensaio (vermelha) e a idealizada (azul) proveniente do ajuste, sua respectiva equação é apresentada na Equação (18).

$$Q = \frac{\delta}{C_1\delta + C_2} \tag{18}$$

onde Q é a carga aplicada, δ é o deslocamento e C_2 intercepto da reta no eixo y, no gráfico δ/Q *versus* deslocamento.

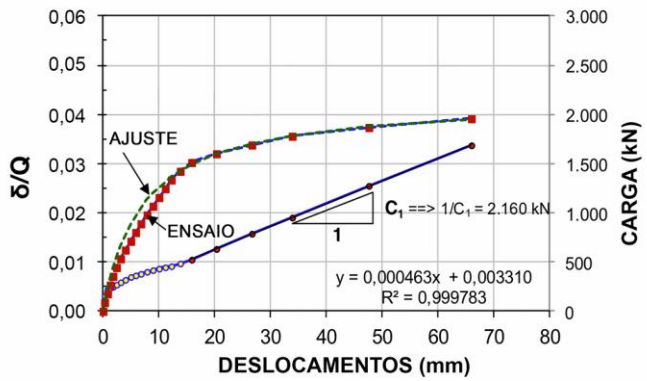


Figura 1. Método de extrapolação da curva carga-recalques de Chin (1970). Fonte: Fellenius (2026).

4 ESTUDO DE CASO

As estacas analisadas neste estudo localizam-se em Maragogipe/BA. Foram instrumentadas e ensaiadas quatro estacas escavadas de 900 mm de diâmetro, designadas por PCEs 03, 11, 12 e 29, além de 2 hélices contínuas, PCEs 22 e 23. Os resultados das provas de carga estáticas realizadas com ensaios bidirecionais encontram-se sintetizados na Tabela 5.

4.1 Condições geológicas-geotécnicas do local

No trecho mais superficial do perfil predominam camadas de areia com diferentes teores de finos, variando de areia siltosa a pouco siltosa, e argila arenosa. A compacidade das areias é predominantemente fofa

a medianamente compacta, com ocorrência pontual de camadas mais compactas para areias e argilas. Espessuras variáveis são observadas para estas camadas, atingindo profundidades entre 5,00 m e 8,73 m, conforme a região. Em um dos perfis (Figura 2), destaca-se uma espessa camada superficial de argila arenosa, com baixos valores de N_{SPT}, estendendo-se até 8,60 m. De forma transicional, sobre o horizonte rochoso, ocorrem camadas de silte arenoso ou silte argilo arenoso, com espessuras reduzidas (da ordem de 1,00 m a 2,00 m) e compacidade variando de medianamente a muito compacta.

O embasamento rochoso, constituído por arenito, é encontrado em profundidades que variam conforme a localização, ocorrendo entre aproximadamente 6,00 m e 10,00 m. A rocha apresenta graus de alteração distintos, desde materiais saprolíticos até rocha sã, com qualidade caracterizada por valores de RQD (Rock Quality Designation) entre 6% e 100%, evidenciando trechos de rocha de qualidade muito pobre a excelente.

Em todos os perfis analisados, as estacas apresentam ponta (abaixo da célula) totalmente embutida no arenito, com trechos de fuste também inseridos na rocha em comprimentos variáveis, PCEs 03, 11, 12, 22,23. e 29, com comprimentos de 1,66 m, 1,5m, 4,6m, 6,0m, 1,65m, 2,90m, respectivamente.

Tabela 5. Resumo dos ensaios de prova de carga bidirecional (Fonte: A Autora).

Prova de carga	Tipo	D(m)	Trecho	Comprimento do trecho (m)	Desloc. do trecho (mm)	Cargas máximas de ensaio (kN)
PCE-03	ESCAVADA	900	FUSTE	11,6	33,37	3775
			PONTA	4	5,71	4271,5
PCE-11	ESCAVADA	900	FUSTE	15,6	4,01	3775
			PONTA	2,2	21,77	4271,5
PCE-12	ESCAVADA	900	FUSTE	17,7	5,61	3010,3
			PONTA	1,0	72	3573,3
PCE-22	HÉLICE	800	FUSTE	12,2	13,97	2660,3
			PONTA	0,5	31,35	2964,4
PCE-23	HÉLICE	800	FUSTE	12,35	18,53	2660,3
			PONTA	0,65	7,3	2964,4
PCE-29	ESCAVADA	900	FUSTE	16,5	34,04	1582,3
			PONTA	1,0	5,46	2075,3

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos pelo ensaio bidirecional para as seis provas de carga, (PCE-03, PCE-11, PCE-12, PCE-22, PCE-23 e PCE-29), juntamente com os valores de capacidade de carga obtida pela extrapolação da curva carga-recalque (Chin, 1970) e as estimativas provenientes de oito combinações de métodos de previsão de capacidade de carga, que integram abordagens para a parcela de solo (Aoki-Velloso, 1975; Décourt-Quaresma, 1978) e para a parcela de rocha (AASHTO, 1996; Cabral e Antunes, 2000; España, 2011; Xu et al., 2020).

Tabela 6. Capacidades de carga obtidas por diferentes métodos.

Prova de carga	Carga Máxima Ensaio Bidirecional (kN)	Extrapolação Chin (1970) (kN)	A-V* + AASHTO (1996) (kN)	D-Q* + AASHTO (1996) (kN)	A-V* + C&A* (2000) (kN)	D-Q* + C&A (2000) (kN)	A-V* + España (2011) (kN)	D-Q *+ España (2011) (kN)	A-V* + Xu et al. (2020) (kN)	D-Q* + Xu et al. (2020) (kN)
PCE-03	2438	2511	2411	2407	4192	4188	7453	7449	12470	1246
PCE-11	8047	9602	4782	6449	4385	6052	9234	10901	10276	10459
PCE-12	6584	7440	4596	6263	4244	5911	8138	9805	9174	9356
PCE-22	5625	6383	3542	3600	2782	2840	4331	4389	5560	5618
PCE-23	5625	6220	3611	3669	2850	2908	4742	4800	6238	6296
PCE-29	3658	3777	2031	1939	3220	3128	7092	7000	11061	10970

(*)A-V = Aoki-Velloso (1975); D-Q = Décourt-Quaresma (1978); C&A = Cabral e Antunes (2000).

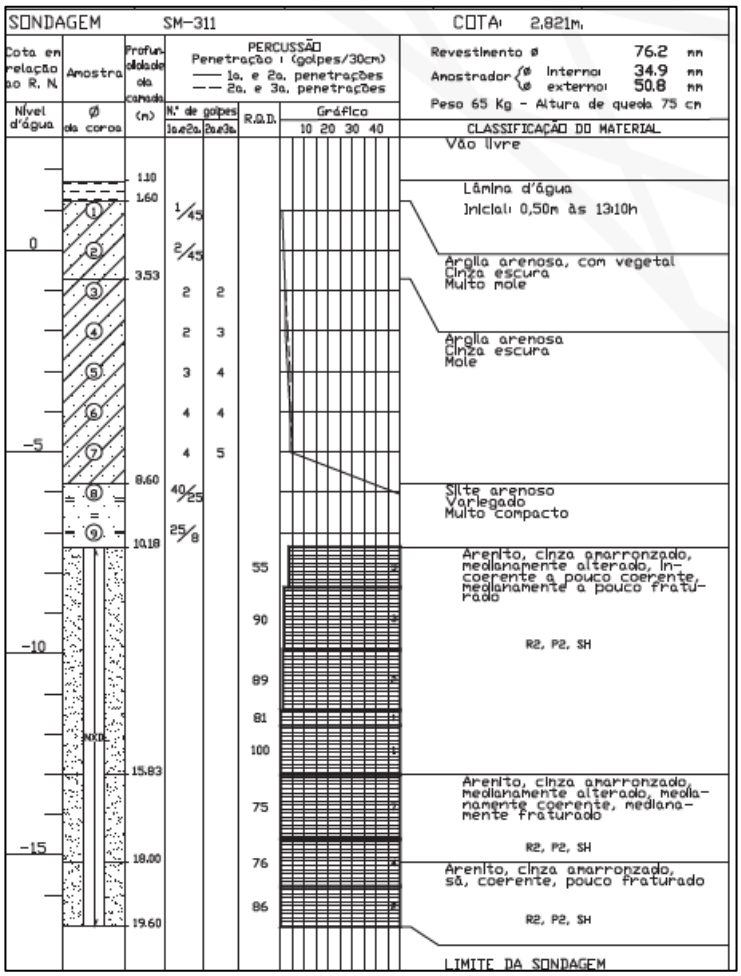


Figura 2. Sondagem SM-311, exemplo de perfil geológico-geotécnico local

As combinações que utilizam a previsão pela AASHTO (1996) apresentaram o comportamento mais próximo aos experimentais. Para a estaca PCE-03, os métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma associados à AASHTO resultaram em valores de 2411 kN e 2407 kN, respectivamente, muito próximos ao ensaio bidirecional (2438 kN) e à extrapolação (2511 kN). No entanto, para a estaca PCE-11, com resultado do ensaio bidirecional de 8047 kN, essas mesmas combinações subestimaram em muito a capacidade de carga.

Já as combinações com Cabral e Antunes (2000) mostraram-se excessivamente conservadoras na maioria dos casos, com subestimativas de até 50% em relação ao bidirecional, exceto no PCE-29, onde apresentaram melhor concordância. Essa dispersão indica que o método não apresenta tendência clara, dificultando sua aplicação sem ajuste local.

As combinações com España (2011) superestimaram em muito as capacidades de carga, com destaque para a PCE-03, cujo valor de ruptura previsto foi cerca de 3 vezes superior ao extrapolado, o que merece ser melhor analisado no futuro, quando um banco de dados mais extenso puder ser analisado.

As combinações com Xu et al. (2020) apresentaram os resultados mais extremos. Para alguns casos, como os da PCE-22 e PCE-23, a aderência foi quase perfeita, com valores de 5560 kN e 5618 kN (Aoki-Velloso), frente ao bidirecional, de 5625 kN. Entretanto, em outros casos, PCE-03 e PCE-29, os valores ultrapassaram em até 5 vezes a carga medida, tornando o método inviável para uso sem calibração criteriosa.

A Tabela 7 apresenta a relação entre as estimativas dos métodos e os valores extrapolados, indicando a tendência de cada abordagem. Os elevados desvios padrão observados, especialmente para os métodos com resultados mais discrepantes, confirmam a variabilidade dessas diferentes abordagens em função das condições locais, também bastante variáveis.

Em termos de desempenho geral, observa-se que para este banco de dados, não há um método único com aderência consistente em todas as provas de carga. Os resultados variam significativamente, conforme a

combinação adotada e a estaca analisada, refletindo a complexidade dos mecanismos de transferência de carga em estacas parcialmente embutidas em rocha.

Diante do exposto, evidencia-se que os métodos semiempíricos analisados, embora amplamente utilizados na prática, apresentam limitações e incertezas significativas quando aplicados a estacas parcialmente embutidas em rocha.

Tabela 7. Relação média entre métodos de previsão e extrapolação.

Método para rocha	Método para solo	Relação média (Prev/Extrap)	Desvio padrão
AASHTO (1996)	Aoki-Velloso	0,68	0,18
AASHTO (1996)	Décourt-Quaresma	0,78	0,23
Cabral e Antunes (2000)	Aoki-Velloso	0,79	0,29
Cabral e Antunes (2000)	Décourt-Quaresma	0,89	0,32
España (2011)	Aoki-Velloso	1,27	0,43
España (2011)	Décourt-Quaresma	1,41	0,49
Xu et al. (2020)	Aoki-Velloso	1,75	0,66
Xu et al. (2020)	Décourt-Quaresma	1,88	0,68

Recomenda-se, em projetos futuros, a execução de ensaios bidirecionais em um maior número de estacas, objetivando contemplar maior representatividade do conjunto, em razão da variabilidade do maciço, além de uma caracterização geotécnica detalhada da rocha (resistência a compressão em maior número de amostras, perfilagem detalhada, análise de descontinuidades), de modo a permitir a calibração local dos métodos empíricos e a redução das incertezas associadas à previsão da capacidade de carga de estacas parcialmente embutidas em rocha.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro.

AASHTO. Standard Specifications for HighwayBridges. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. 1996.

Antunes, W. R.; Cabral, D. A. (1996). Capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: Seminário De Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, 3, 1996, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS. v. 2. p. 105- 109.

Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. Proceedings of the 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, v. 1, p. 367-376.

Chin, F. K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: Southeast Asian Conference on Soil Engineering, 2, 1970, Singapura.Proceedings... Singapura: Southeast Asian Society of Soil Engineering/ AIT/ IES/ Universidade de Singapura. p. 81-90.

Danziger, B. R.; Lopes, F.R (2021). Fundações em estacas. 1º ed. Rio de Janeiro : LTC, 2021.328p

Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. Anais do VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, v. 1, p. 45-53.

España (2011). Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera. 3 ed. Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, p.304. 2011.

Fellenius, B. H. (2018) Basics of Foundation Design. Electronic version January 2026. 572 p.

Vesic, A. S. (1977). NCHRP Syntesis of Highway Practice 42: Design of Pile Foundations. Washington: Transportation Research Board.

Xu, J.; Gong, W; Gamage, R.P.; Zhang, Q.; Dai G.(2020) A new method for predicting the ultimate shaft resistance of rock-socketed drilled shafts. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering 173(2): 169186, Disponível em: <https://doi.org/10.1680/jgeen.18.00221>. 2020. Acesso em: março de 2026.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XII Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia (CLBG)
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/60

Estudo comparativo da capacidade de carga de estaca por meio de provas de carga e métodos semiempíricos em solos amazônicos

Wiviane Cristina Silva Reis
Engenheira Civil, Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará, Marabá, Brasil, wivianecristina@unifesspa.edu.br

Nathacia Kelly Da Silva Sampaio
Engenheira Civil, Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará, Marabá, Brasil, nathacia.sampaio@unifesspa.edu.br

Sabino Alves De Aguiar Neto
Docente, Universidade do Estado do Pará, Marabá, Brasil, sabino.neto@unifesspa.edu.br

Rafaela Nazareth Pinheiro De Oliveira Silveira
Docente, Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará, Marabá, Brasil, rafaelasilveira@unifesspa.edu.br

RESUMO: O estudo tem como objetivo comparar os resultados previstos por dois métodos semiempíricos clássicos com os resultados experimentais obtidos em prova de carga estática realizada na edificação do bloco laboratorial da Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará (Unifesspa), em Marabá-PA. Foram analisados os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), utilizando dados do Índice de Resistência à Penetração provenientes de sondagens SPT. Os valores estimados foram confrontados com a prova de carga estática à compressão em estaca hélice contínua, executada conforme a ABNT NBR 16903:2020. A curva carga versus recalque foi extrapolada pelos métodos da ABNT NBR 6122:2022 e de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976). O ensaio atingiu carga máxima de 1059,12 kN sem ruptura nítida, as extrapolações indicaram cargas de ruptura de 600 kN (NBR 6122) e 1327 kN (Van der Veen/Aoki), com excelente ajuste (r^2: 0,99042; α: 0,02839) para último método. As estimativas de capacidade de carga pelos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma foram de 1125 kN e 1228,96 kN, respectivamente, mostrando boa concordância com Van der Veen/Aoki. Conclui-se que, para o solo siltoso local, os métodos semiempíricos apresentaram previsões coerentes, sendo alternativas viáveis, seguras e econômicas em projetos de fundações.

PALAVRAS-CHAVE: Tensão de Ruptura, Prova de Carga, Estaca Hélice Contínua, Métodos Semiempíricos, Solos Amazônicos.

ABSTRACT: The study aims to compare the results predicted by two classical semi-empirical methods with the experimental results obtained from a static load test conducted on the laboratory building of the Federal University of South and Southeast Pará (Unifesspa), in Marabá–PA, Brazil. The Aoki–Velloso (1975) and Décourt–Quaresma (1978) methods were analyzed using Standard Penetration Test (SPT) data. The estimated values were compared with the compressive static load test performed on a continuous flight auger pile, in accordance with ABNT NBR 16903:2020. The load–settlement curve was extrapolated using the methods of ABNT NBR 6122:2022 and Van der Veen (1953), modified by Aoki (1976). The test reached a maximum load of 1059.12 kN without a clear failure; the extrapolations indicated ultimate loads of 600 kN (NBR 6122) and 1327 kN (Van der Veen/Aoki), with an excellent fit (r^2: 0.99042; α: 0.02839) for the latter method. The load-bearing capacity estimates obtained by the Aoki–Velloso and Décourt–Quaresma methods were 1125 kN and 1228.96 kN, respectively, showing good agreement with the Van der Veen/Aoki result. It is concluded that, for the local silty soil, the semi-empirical methods provided consistent predictions and represent viable, safe, and economical alternatives for foundation design.

KEYWORDS: Ultimate Bearing Capacity, Load Test, Continuous Flight Auger Pile, Semi-empirical Methods, Amazonian Soils.

1 INTRODUÇÃO

A verificação da segurança à ruptura é requisito fundamental para o adequado dimensionamento de fundações profundas e é realizada com base na capacidade de carga (Danziger; Lopes, 2022). Essa capacidade de carga, no caso das estacas, é obtida pela soma da resistência oferecida na ponta e de sua parcela de carga transmitida por atrito ao longo da sua superfície lateral do fuste (Caputo; Caputo, 2022).

A partir da capacidade de carga, determina-se a carga admissível (Albuquerque; Garcia, 2022). A tensão admissível correspondente do estado de limite último em fundações profundas pode ser obtida através dos métodos teóricos, semiempíricos ou provas de carga (ABNT NBR 6122, 2022).

Os métodos teóricos utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo, os métodos semiempíricos fundamentam-se em correlações empíricas com resultados de ensaios de penetração *in situ* (Velloso; Lopes, 2010). O ensaio de prova de carga verifica o comportamento do elemento de fundação sob cargas crescentes, aplicando progressivamente até a ruptura do sistema estaca-solo, ou até um limite pré-estabelecido (Silva, 2011).

Diante da diversidade de métodos existentes e das particularidades de cada um, a seleção entre eles fica, em grande parte, sob responsabilidade do engenheiro projetista. Essa decisão normalmente leva em consideração fatores como a familiaridade do profissional com método e os procedimentos comumente adotados na região; no entanto, a escolha inadequada do método de cálculo de capacidade de carga pode acarretar em projetos com custos elevados ou, até mesmo, com redução no fator de segurança, comprometendo a confiabilidade da obra (Bernardes, 2021).

O presente estudo objetiva a confrontação dos resultados preditos por dois métodos semiempíricos clássicos em face dos resultados experimentais *in situ* da prova de carga estática executada no âmbito da edificação do bloco laboratorial da Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará (Unifesspa), Unidade II, situado no município de Marabá, PA. O estudo busca contribuir para o aprimoramento do banco de dados geotécnico regional, fornecendo subsídios técnicos para maior confiabilidade na aplicação de métodos semiempíricos em solos amazônicos.

2 CAPACIDADE DE CARGA

A avaliação da capacidade de carga e dos recalques em estacas por meio do ensaio de prova de carga estática é considerado o melhor método para fazer esse controle, ele é executado com um sistema de reação e a aplicação de carga sobre uma estaca isolada ou estaca teste, monitorando o deslocamento ocasionado pelo carregamento (Alonso, 2019; Baia *et al*., 2020).

A prova de carga à compressão gera como resultado a curva “carga versus deslocamento” (Pereira, 2018), esta curva permite verificar os deslocamentos e avaliar se estão compatíveis com as deformações, a qual pode ser analisada por meio de extrapolações matemáticas (Velloso; Lopes, 2010).

3 ESTUDO DE CASO

O estudo foi desenvolvido na Unidade II da Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará, localizada no município de Marabá, situado no Estado do Pará. O objeto de interesse para estudo é a construção do Bloco VII de laboratórios do IGE (Instituto de Geociências e Engenharias) que possui uma área total de 3.317,4 m².

Para o subsolo de interesse foram realizados três furos de sondagem SPT. Os laudos de sondagem foram disponibilizados pela empresa responsável pela a execução do bloco de laboratório do IGE, que realizou o reconhecimento geotécnico da área por meio de uma empresa terceirizada especialista no ensaio.

Os principais tipos de solos encontrados no perfil de sondagem foram silte argiloso, argila siltosa e silte areno-argiloso apresentando um N_{SPT} elevado logo nos primeiros metros de sondagem e aumentando com a profundidade. Durante os furos de sondagem não foi atingido o lençol freático.

3.1 Estaca de estudo

A estaca ensaiada à compressão com carregamento lento é uma estaca escavada do tipo hélice contínua monitorada (E33-1), a escavação ocorreu a seco com trado mecânico (perfuratriz sobre caminhão), e possui 400 mm de diâmetro (Ø 40cm) e na sua extremidade superior possui o bloco de coroamento (B33).

Tabela 1. Características da estaca ensaiada e de reação, Autoral.

	DADOS DA ESTACA ENSAIADA	**UNIDADE**
Carga máxima aplicada (P_{max})	1.059,12	kN
Comprimento (L)	9.000	mm
Área (A)	125.663,71	mm²
Resistência Característica do Concreto à Compressão – Fck	30	MPa
Diâmetro (D)	400	mm
	DADOS DA ESTACA DE REAÇÃO	**UNIDADE**
Comprimento (L)	9000	mm
Diâmetro (D)	400	mm
Área (A)	125.663,71	mm²

3.2 Métodos semiempíricos

Neste estudo foram empregados dois métodos semiempíricos brasileiros sendo eles o método de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978), ambos baseados nos valores do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) obtidos nas sondagens a percussão. Em cada método foram determinadas as parcelas de resistência lateral ao longo do fuste e de resistência de ponta da estaca, sendo a capacidade de carga última obtida pela soma dessas contribuições.

No método proposto por Aoki e Velloso, a resistência lateral é estimada a partir do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) de cada camada de solo encontrada ao longo do fuste da estaca, considerando as particularidades da tipologia do solo atravessado, enquanto a resistência de ponta é determinada com base no valor de N_{SPT} correspondente à camada onde se encontra a ponta da estaca. Já no método de Décourt e Quaresma, a resistência lateral é obtida a partir da média dos valores de N_{SPT} ao longo do trecho de solo mobilizado pelo fuste, ao passo que a resistência de ponta é estimada considerando a média do índice de resistência à penetração na profundidade da ponta da estaca e nas camadas imediatamente adjacentes, acima e abaixo.

3.3 Prova de carga estática

O ensaio de Prova de Carga à compressão foi realizado durante a fase de execução da obra conforme a ABNT NBR 16903:2020 e ABNT NBR 6122:2022, com carregamento lento do tipo SML – Slow Maintained Load, os carregamentos foram aplicados na vertical com o auxílio de um macaco hidráulico, havendo os registros dos deslocamentos verticais através dos extensômetros. A partir dos dados obtidos no ensaio foi construída a curva carga versus recalque.

Como não foi observada ruptura nítida durante o ensaio, a capacidade de carga última foi estimada por meio de extrapolação da curva experimental, utilizando-se os critérios da ABNT NBR 6122 (2022) e o método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976).

Por fim, os valores de capacidade de carga obtidos pelos métodos semiempíricos foram comparados com os resultados derivados da prova de carga estática, para avaliar o desempenho das metodologias aplicadas.

Utilizou-se o cálculo do erro relativo, tomando como referência os resultados obtidos na prova de carga estática realizada em campo. O erro foi determinado a partir da diferença entre a capacidade de carga estimada pelos métodos analisados e a capacidade de carga real obtida na prova de carga estática (PCE), dividida pelo valor real dado em porcentagem, permitindo quantificar o grau de aproximação entre os valores teóricos e experimentais.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados de capacidade de carga obtidos por meio dos métodos semiempíricos estão expostos na Tabela 2. O fator de segurança global utilizado na determinação da carga admissível foi igual a 2,0 seguindo as indicações da NBR 6122:2022.

Tabela 2. Capacidade de carga estimada a partir dos métodos semiempíricos avaliados, Autoral.

Método Semiempírico	R Lateral (kN)	R Ponta (kN)	R Estaca (kN)	Q Admissível (kN)
Aoki e Velloso (1975)	605,00	520,00	1125,00	562,50
Décourt e Quaresma (1978)	942,45	286,51	1228,96	614,48

A estimativa de capacidade de carga obtida através do método de Aoki e Velloso (1975) foi de 1.125 kN de resistência e o método de Décourt e Quaresma (1978) foi de 1.228,96 kN, valores próximos ao obtido no ensaio de PCE com a carga máxima efetiva aplicada (P_{max}) de 1.059,12 kN. Essa concordância pode ser atribuída aos elevados valores de N_{SPT} registrados ao longo do perfil investigado, indicando solo com alta resistência, além da ausência de nível d'água nas profundidades analisadas, condição que tende a aumentar a resistência lateral e contribuir para maiores capacidades resistentes da estaca.

Resultados semelhantes foram observados por Urpia, Neto e Vieira (2024), ao analisarem a capacidade de carga de estacas no município de Canaã dos Carajás-PA, município localizado mesma região sueste do Pará, também por meio da comparação entre métodos semiempíricos e provas de carga estática. Os autores verificaram que as estimativas baseadas em correlações com N_{SPT} apresentaram boa aderência ao comportamento experimental, especialmente em perfis com elevados índices de resistência e ausência de nível freático significativo. Tal convergência reforça a tendência observada no presente estudo e indica que, em solos da região sudeste do Pará, os métodos semiempíricos podem apresentar desempenho satisfatório quando aplicados com critérios técnicos adequados.

A prova de carga estática a compressão da estaca ensaiada permitiu identificar o comportamento carga-deslocamento e estimar sua capacidade de carga última. A Tabela 3 mostra dados de deslocamento que a fundação sofreu durante o carregamento, nas etapas de carregamento e descarregamento.

Tabela 3. Deformação x Estágio de carregamento e descarregamento, Autoral.

	ESTÁGIOS	CARGA (kN)	EXTENSÔMETRO								
			1		2		3		4		
			ESTÁG.	ACUM.	ESTÁG.	ACUM.	ESTÁG.	ACUM.	ESTÁG.	ACUM.	DESL. (mm)
	-	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0
CARREGAMENTO	1°	105,91	0,15	0,15	0,9	0,9	0,24	0,24	0,12	0,12	0,35
	2°	211,82	0,57	0,72	1,07	1,97	0,02	0,26	0,88	1,00	0,99
	3°	317,74	2,35	3,07	1,63	3,60	1,92	2,18	1,76	2,76	2,90
	4°	423,65	2,96	6,03	3,25	6,85	1,52	3,70	1,80	4,56	5,29
	5°	529,56	2,66	8,69	6,51	13,36	6,79	10,49	5,60	10,16	10,68
	6°	635,47	7,71	16,40	5,93	19,29	5,78	16,27	4,96	15,12	16,77
	7°	741,38	6,20	22,60	7,66	26,95	7,54	23,81	6,26	21,38	23,69
	8°	847,29	11,03	33,63	8,67	35,62	8,11	31,92	3,44	24,82	31,5
	9°	953,21	9,17	42,80	10,34	45,96	8,68	40,60	6,76	31,58	40,29
	10° + Rep.	1059,12	8,39	51,19	9,56	55,52	7,90	48,50	9,96	41,54	49,19

DESCARREGAMENTO	1°	847,29	0,57	50,62	0,50	55,02	0,48	48,02	0,57	40,97	48,66
	2°	635,47	1,25	49,37	1,62	53,40	1,05	46,97	1,25	39,72	47,37
	3°	423,65	1,02	48,35	1,12	52,28	1,09	45,88	1,15	38,57	46,27
	4°	211,82	1,17	47,18	1,28	51,00	1,37	44,51	1,27	37,30	45,00
	5°	0,00	5,00	42,18	6,00	45,00	8,50	36,01	10,05	27,25	37,61

A carga máxima efetiva aplicada (P_{max}) foi de 1.059,12 kN, resultando em deslocamento de 49,19 mm, sem ruptura nítida. Quando não apresenta uma ruptura claramente definida, torna-se indispensável o emprego de critérios de interpretação para estimar o valor da capacidade de carga (R) do sistema solo-estaca (Cintra *et al*., 2013). Desta forma, já necessidade de recorrer a metodologia de extrapolação da curva carga versus recalque, utilizando métodos matemáticos consolidados na literatura da geotécnica ou critérios de ruptura convencional (Castro Neto, 2021).

Baseado no critério apontado na ABNT NBR 6122:2022 indicou-se um recalque limite de 15,81 mm. Ao prolongar uma linha horizontal partindo do valor do recalque limite até a curva obteve-se a carga última igual a 600 kN, esse valor encontra-se abaixo do valor da carga máxima efetiva (P_{max}) aplicada na estaca que foi de 1.059,12 kN (Figura 1).

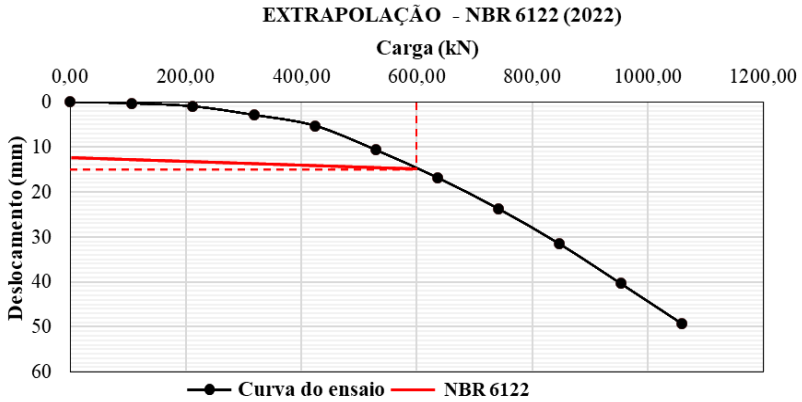


Figura 1. Extrapolação da curva carga x recalque por meio do método da NBR 6122 (2022), Autoral.

A extrapolação através do método de Van der Veen (1953) modificada por Aoki (1976) apresentou o maior valor de capacidade de carga última de 1.327 kN, com $r^2 = 0{,}99042$ com coeficiente de ajuste da reta de $a = 0{,}02839$ mm $^{-1}$ e β que é o intercepto para ajuste da reta passando pela origem de 0,16235 (Figura 2).

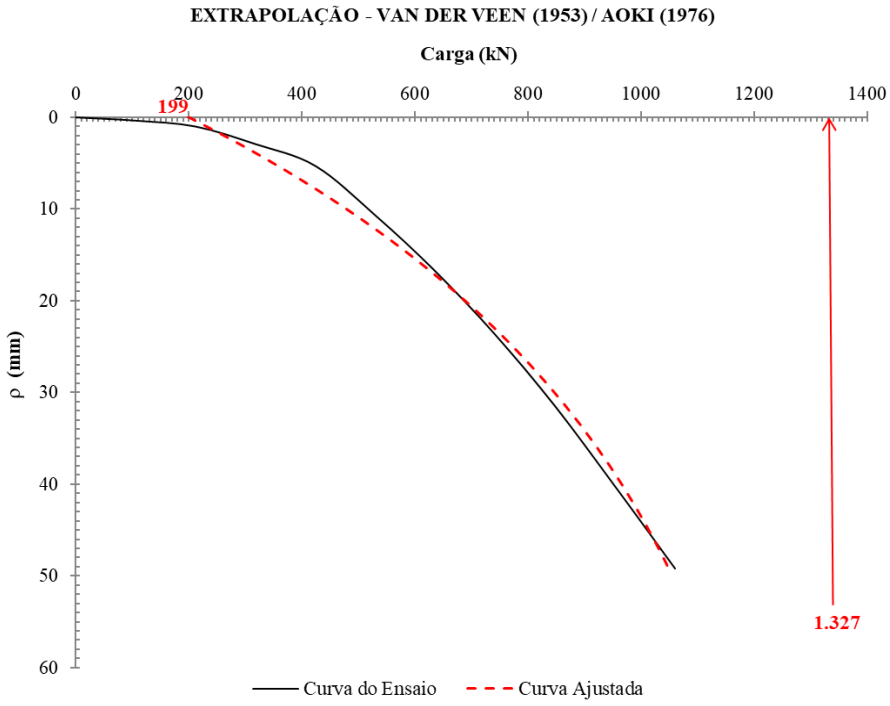


Figura 2. Extrapolação da curva carga x recalque por meio do método de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), Autoral.

Como o valor de r^2 foi próximo a 1, evidencia que houve um bom ajuste da curva carga versus recalque com os pontos intermediários e finais do carregamento. Tal método é frequentemente utilizado e considerado o mais adequado quando se dispõe de dados mais aderentes para a regressão linear, uma vez que minimiza distorções e gera estimativas consistentes com tendência natural da curva.

Os métodos de extrapolação convencional (NBR 6122) tendem a produzir valores de capacidade de carga inferior aos métodos analíticos (Van der Veen modificado por Aoki). Isso ocorre, pois a ruptura convencional está vinculada a um recalque finito, enquanto a ruptura física corresponde a um recalque infinito (Cintra *et al*., 2013). Além disso, o critério normativo está associado a um recalque equivalente a 1/30 do diâmetro da estaca, desconsiderando o encurtamento elástico do fuste, procedimento amplamente adotado na prática (Caputo; Caputo; Rodrigues, 2017).

A Figura 3 apresenta o erro relativo (εr %) entre as estimativas de capacidade de carga obtidas pelos métodos semiempíricos e os valores derivados da prova de carga estática (PCE). Considerou-se como referência comparativa a carga máxima efetivamente aplicada no ensaio (P_{max} = 1059,12 kN), uma vez que não foi observada ruptura nítida do sistema estaca-solo durante o carregamento.

Ressalta-se que a utilização de P_{max} como parâmetro de comparação não implica que este valor represente a capacidade última real da estaca, mas sim o maior nível de solicitação mobilizado experimentalmente. Tal procedimento permite avaliar a tendência de aproximação dos métodos preditivos em relação ao comportamento efetivamente observado em campo, mantendo coerência com os limites experimentais do ensaio realizado.

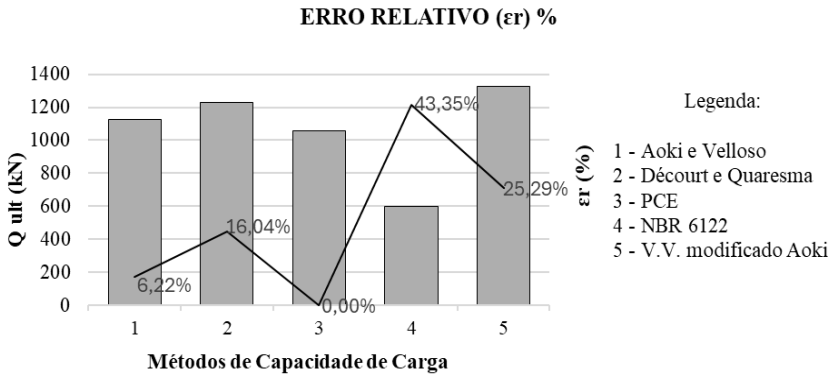


Figura 3. Erro relativo dos métodos utilizados, Autoral.

O método Aoki e Velloso apresentou melhor aproximação em relação ao valor de referência (prova de carga *in loco*), com erro de apenas 6,22 %, sendo o menor desvio absoluto, assim, destacando-se pela elevada precisão. Já o método de Décourt e Quaresma apresentou um erro superior de 16,04 %, já os critérios da normativa apresentou o maior erro com 43,35 % devido subestimar a capacidade real sendo altamente conservadores e que tendem a penalizar a capacidade resistente em favor da segurança. O método de Van der Veen modificado por Aoki registrou um erro de 25,29 %, demandando cautela em sua aplicação isolada.

5 CONCLUSÃO

A análise comparativa entre métodos semiempíricos e resultados experimentais demonstrou que os modelos avaliados apresentam comportamento distinto quando aplicados a solos siltosos da região amazônica. O método de Aoki-Velloso (1975) apresentou melhor desempenho relativo, com menor erro percentual frente à carga máxima aplicada no ensaio (PCE), evidenciando adequada representatividade para o perfil geotécnico estudado.

O critério convencional da NBR 6122 (2022) mostrou-se conservador, resultando em estimativas inferiores àquelas obtidas por extrapolação matemática baseada em ruptura física. Já o método de Van der Veen modificado por Aoki apresentou excelente ajuste estatístico, sendo indicado como ferramenta para interpretação de provas de carga quando não há ruptura nítida.

Os resultados reforçam que métodos semiempíricos podem constituir alternativa técnica viável em projetos de fundações profundas na região estudada, quando não for possível realizar o ensaio *in loco*. Como limitação do estudo, destaca-se a análise baseada em um único elemento de fundação, recomendando-se futuras investigações com maior número de provas de carga para consolidação estatística dos resultados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albuquerque, P. J. R. de, Garcia, J. R. (2022) *Engenharia de Fundações,* Rio de Janeiro, LTC, 236 p.

Alonso, U. R. (2019) *Previsão e Controle das Fundações: uma introdução ao controle de qualidade em fundações*, 3. ed. São Paulo, Editora Edgard Blucher, 160 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Solo - Prova de carga estática em fundação profunda.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações.* Rio de Janeiro.

Baia, M. V. M., Souza, E. S., Almeida, D. J., Reis, W. B. dos, Neto, F. N. C. (2020) Avaliação da Deformação em Estacas de Fundações Profundas por Meio do Ensaio de Prova de Carga Estática na Cidade de Manaus. In: XX COBRAMSEG 20., Campinas. *Anais eletrônicos...* Disponível em: https://repositorio.cgu.gov.br/handle/1/68572. Acesso em: 09 abr. 2025.

Bernardes, H. C. (2021) Aplicação de Análise Probabilística ao Cálculo de Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua, *Revista de Engenharia Civil IMED*, Passo Fundo, 8 (1), p. 53-68. Disponível em: https://doi.org/10.18256/2358-6508.2021.v8i1.3459. Acesso em: 01 maio 2025.

Caputo, H. P., Caputo, A. N., (2022) *Mecânica dos Solos: Obras de Terra e Fundações*, 8 ed, Rio de Janeiro, LTC, 224 p.

Caputo, H. P.; Caputo, A. N.; Rodrigues, M. de A. (2017) *Mecânica dos Solos e suas aplicações: mecânica das rochas, fundações e obras de terra*, 2 (7), Rio de Janeiro: LCT, 576 p.

Castro Neto, J. R. de. (2021). *Estaca injetada instrumentada tipo Incopile: Avaliação do comportamento à compressão em solo tropical da região de Campinas/SP*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 158 p. Disponível em: https://hdl.handle.net/20.500.12733/1641142. Acesso em: 22 nov. 2025.

Cintra, J. C. A., Aoki, N., Tsuha, C. de H. C., Giacheti, H. L. (2013) *Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos*. São Paulo: Oficina de Textos. 144 p.

Danziger, B. R, Lopes, F. de R. L. (2022) *Fundações em Estacas,* Rio de Janeiro, GEN LTC, 189 p.

Pereira, D. A., Passini, L. de B., Kormann, A. C. M., Londero, C. (2018) Prova de carga em estacas escavadas: Determinação da carga de ruptura. *Revista Técnico-Científica*, 13. 20 p. Disponível em: https://revistatecie.crea-pr.org.br/index.php/revista/article/view/327/. Acesso em: 16 maio 2025.

Silva, C. M. (2011) *Energia e confiabilidade aplicadas aos estaqueamentos tipo hélice contínua.* Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 311 p. Disponível em: http://repositorio.unb.br/handle/10482/10456. Acesso em: 16 maio 2025.

Urpia, B. N., Neto, J. M. G., Vieira, R. B. Da S. (2024) Análise Comparativa da Capacidade de Carga de Estacas entre Provas de Carga Estática e Metodos Semi-Empíricos em Canaã dos Carajás. In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, 21, 8 p. *Anais eletrônicos...* Doi: 10.47094/COBRAMSEG2024/263. Disponível em: https://editoraomnisscientia.com.br/post-artigo/?artigo=3964. Acesso em: 20 jun. 2025.

Velloso, D. de A., Lopes, F. de R. (2010) *Fundações: Critérios de projetos, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.* São Paulo, Oficina de Textos, 568 p.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/61

Estudo comparativo de métodos de previsão de capacidade de carga em solos estabilizados com cimento

Alysson Victor Daniel Ricarte
Egresso do Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, alyssonvictor78@gmail.com

Carina Silvani
Doutora Professora do Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, carinasilvani@gmail.com

Vitor Braga de Azevedo
Doutorando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, Campina Grande - PB, Brasil, vitorba.eng@gmail.com

Juliette Macena de Souza
Doutoranda em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, juliette-souza@hotmail.com

Auanny Alícia Alves da Silva
Mestranda em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, Campina Grande - PB, Brasil, auannyaliciasilva@gmail.com

RESUMO: As fundações superficiais representam uma solução economicamente atrativa para obras de pequeno e médio porte. Contudo, sua aplicabilidade é diretamente condicionada pela capacidade de carga do solo de fundação. Camadas de baixa capacidade de suporte inviabilizam esta solução, impondo a adoção de fundações profundas, que são, em geral, mais onerosas. Neste contexto, o melhoramento de solo com cimento surge como uma alternativa técnica e economicamente viável. A implementação segura desta técnica, no entanto, é indissociável da quantificação precisa do incremento de resistência e da melhoria dos parâmetros geotécnicos do solo tratado. Assim, o presente trabalho objetivou avaliar a acurácia de diferentes métodos de previsão de capacidade de carga de fundações superficiais assentes em solo melhorado com cimento. Para isso, os resultados experimentais da prova de carga de Rossi (2019) foram comparados com as previsões teóricas dos seguintes métodos: Meyerhof (1974), Thomé (1999), Meyerhof e Hanna (1978) e Brinch-Hansen (1970). As provas de carga foram realizadas num solo estabilizado com 7% de cimento CP V-ARI, disposto em camadas de 30 cm de espessura e larguras variáveis (45, 60 e 90 cm). Constatou-se que os métodos de cálculo supracitados, em suas formas originais, são ineficazes ou inadequados para prever com segurança a capacidade de carga de solos melhorados com cimento nas configurações analisadas. A tendência de superestimar os valores, especialmente em geometrias maiores, representa um risco inaceitável para o dimensionamento geotécnico. Os resultados reforçam a necessidade de mais estudos na área, visando o desenvolvimento ou a calibração de um método de cálculo seguro e eficaz para esta solução, dadas as suas evidentes vantagens econômicas para fundações superficiais.

PALAVRAS-CHAVE: Melhoramento de solos, Prova de carga, Dimensionamento, Fundação superficial.

ABSTRACT: Shallow foundations represent an economically attractive solution for small and medium-sized projects. However, their applicability is directly conditioned by the bearing capacity of the foundation soil. Layers with low bearing capacity make this solution unfeasible, requiring the adoption of deep foundations, which are generally more expensive. In this context, soil improvement with cement emerges as a technically and economically viable alternative. The safe implementation of this technique, however, is inseparable from

the precise quantification of the increase in resistance and the improvement of the geotechnical parameters of the treated soil. Thus, this work aimed to evaluate the accuracy of different methods for predicting the bearing capacity of shallow foundations resting on soil improved with cement. To this end, the experimental results of the Rossi (2019) load test were compared with the theoretical predictions of the following methods: Meyerhof (1974), Thomé (1999), Meyerhof and Hanna (1978), and Brinch-Hansen (1970). The load tests were performed on soil stabilized with 7% CP V-ARI cement, arranged in layers 30 cm thick and with variable widths (45, 60, and 90 cm). It was found that the aforementioned calculation methods, in their original forms, are ineffective or inadequate for reliably predicting the bearing capacity of cement-improved soils in the analyzed configurations. The tendency to overestimate the values, especially in larger geometries, represents an unacceptable risk for geotechnical design. The results reinforce the need for further studies in this area, aiming at the development or calibration of a safe and effective calculation method for this solution, given its evident economic advantages for shallow foundations.

KEYWORDS: Soil improvement, Load test, Foundation Design, Shallow foundation.

1 INTRODUÇÃO

O projeto de fundações é considerado uma das etapas mais críticas da construção civil, representando, em média, entre 10% a 15% do custo total de uma obra, exigindo maior rigor técnico no equilíbrio entre a segurança estrutural e a viabilidade econômica (Alsanabani *et al.*, 2023; Azhim; Prakoso, 2018). É comum que, via de regra, as fundações superficiais sejam a primeira escolha dos projetistas devido ao baixo custo de execução e simplicidade executiva, mas sua aplicação é limitada ao se deparar com solos de baixa capacidade de carga ou recalques excessivos (Buabbas, 2021; Shah *et al.*, 2025). Prezando pela vida útil e integridade estrutural, a ação mais lógica é a adoção de fundações profundas (estaqueamento), sendo notável que sua aplicação é mais cara, mais complexa e, em determinadas circunstâncias, economicamente inviáveis (Consoli *et al*., 2020).

Como alternativa a esse impasse, a técnica de melhoramento de solo, especialmente a estabilização química com materiais cimentícios, tem ganhado maior destaque nas pesquisas como alternativa estratégica à substituição de solos problemáticos. Sua finalidade principal é a criação de uma camada de reforço abaixo da base da fundação, assim como um sistema de camada dupla, o qual redistribui as tensões de modo a elevar a capacidade de suporte (Consoli *et al*., 2020). Desse modo, é possível realizar fundações do tipo sapata em uma maior diversidade de solos, tal como solos de baixa resistência, residuais de baixa coesão e altamente compressíveis (Barman; Dash, 2022).

De acordo com Nawaz *et al.* (2022), o design de fundação mais vantajoso sempre será aquele que satisfaz os requisitos técnicos de segurança enquanto gera o mínimo custo de construção. Complementado pelos estudos de Shah *et al.* (2025), reforça-se que a viabilidade econômica não é atingida em muitos projetos, dado que os métodos convencionais simplificam o comportamento do solo e se tornam excessivamente conservadores, sendo necessário buscar soluções mais eficientes e equilibradas.

Apesar dos benefícios práticos e econômicos evidentes na adoção do solo-cimento, a literatura técnica ainda carece de um consenso sobre qual método analítico melhor descreve o comportamento de ruptura dessa configuração estratificada, vista como “camada rígida sobre uma base compressível”. Modelos clássicos de capacidade de carga, como os de Brinch-Hansen (1970), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978) e Thomé (1999) foram originalmente desenvolvidos para premissas simplificadas que envolvem meios homogêneos e isotrópicos, o que pode levar a projetos excessivamente conservadores quando comparados aos dados experimentais *in situ*.

Aksoy e Kayaalp (2025) reforçam que as teorias clássicas fundamentam a base de cálculo para a mecânica dos solos clássica, mas assumem condições específicas de um meio elástico e homogêneo que dificilmente irá refletir as condições reais de solos estratificados ou de maior heterogeneidade. Para um estudo comparativo de métodos de previsão de capacidade de carga em solos estabilizados com cimento, essa distinção é fundamental, visto que a técnica de estabilização rompe com as premissas assumidas por esses modelos tradicionais.

O presente trabalho busca avaliar a fidedignidade de diferentes métodos de previsão de capacidade de carga, confrontando-os com resultados experimentais de provas de carga sobre placa realizados por Rossi (2019). O objetivo é identificar a sensibilidade das formulações às variações geométricas do reforço e discutir a viabilidade técnica e consumo de insumos da adoção de camadas de solo-cimento como reforço para fundações superficiais em solos residuais.

2 METODOLOGIA

O estudo caracteriza-se como uma pesquisa de natureza aplicada e qualitativo-quantitativa, baseada em uma análise comparativa entre resultados experimentais das provas de carga de Rossi (2019) e modelos teóricos de previsão, visando assim determinar o método de melhor representatividade quanto a resistência real da fundação em campo.

2.1 Caracterização do campo experimental

Os ensaios foram conduzidos no campo experimental localizado no Bairro São José na cidade de Passo Fundo, Rio Grande do Sul, ao lado do Centro Tecnológico de Engenharia Civil, Ambiental e Arquitetura (CETEC) na Universidade de Passo Fundo (UPF).

O perfil geotécnico local é caracterizado por um solo residual de basalto, cujas propriedades, determinadas por Dalla Rosa et al. (2003, 2004a; 2004b), indicam uma matriz predominantemente argilosa com comportamento plástico (Tabela 1). Também é preciso ressaltar que, para a execução das camadas de reforço (solo-cimento), foi selecionada e utilizada a areia de Osório que, conforme a caracterização de Cruz (2008) apresentada na Tabela 1, trata-se de uma areia fina uniforme, típica de depósitos eólicos da região.

Tabela 1. Caracterização do solo residual de basalto e da areia de Osório

Parâmetro	Residual de Basalto	Areia de Osório
Peso específico natural	15,6 kN/m^3	-
Peso específico dos grãos	27,5 kN/m^3	26,5 kN/m^3
Areia grossa	-	-
Areia média	-	35%
Areia fina	28,2 %	65%
Silte	7,2 %	-
Argila	64,6 %	-
Coeficiente de uniformidade	-	2,11
Coeficiente de curvatura	-	1,15
Índice de vazios mínimo	-	0,60
Índice de vazios máximo	-	0,85
Diâmetro efetivo (D_{10})	-	0,09 mm
Diâmetro médio (D_{50})	-	0,17 mm
Limite de liquidez	54 %	-
Limite de plasticidade	35 %	-
Índice de plasticidade	19 %	-

Fonte: Adaptado de Dalla Rosa et al. (2003, 2004a, 2004b); Carreta (2018); Cruz (2008).

Seguindo o estudo de Cruz (2008), Rossi (2019) adotou o teor de 7% de cimento Portland (CP V – ARI) para a estabilização química da areia de Osório. Segundo o autor, esta dosagem representa um ponto de equilíbrio: teores superiores tornariam a solução economicamente onerosa, enquanto valores inferiores resultariam em ganhos de desempenho pouco significativos. Os parâmetros de moldagem foram fixados em 10% de umidade e massa específica aparente seca (ρ_d) de 1,60 g/cm³.

Rossi (2019) conduziu ensaios de compressão triaxial consolidados e drenados (CD) do solo-cimento, adotando tensões efetivas de confinamento (p'_0) de 75, 150 e 225 kPa. Em seguida, os corpos de prova submetidos aos testes foram extraídos da camada de reforço com dimensões de 45 cm. Com base

nos dados obtidos, a Tabela 2 apresenta os parâmetros considerados para o solo residual e para o solo-cimento.

Tabela 2. Parâmetros adotados para estimativa de carga de ruptura

Parâmetro	Solo residual	Solo-cimento
Coesão (kPa)	9,52	200,03
Ângulo de atrito (°)	30,50	40,54

Fonte: Adaptado de Carreta (2018); Rossi (2019).

2.2 Provas de carga sobre placa

A avaliação do desempenho mecânico do sistema solo-reforço foi realizada através de 4 provas de carga utilizando uma placa rígida de 30 cm de diâmetro, simulando uma fundação superficial. O programa experimental foi realizado com uma prova sobre o solo residual natural (referência) e três provas sobre camadas de solo-cimento com largura de 45, 60 e 90 cm (Figura 1). Em todos os casos, a profundidade da camada de solo-cimento foi mantida constante em 30 cm, permitindo isolar o efeito da variação da largura do reforço na capacidade de suporte,

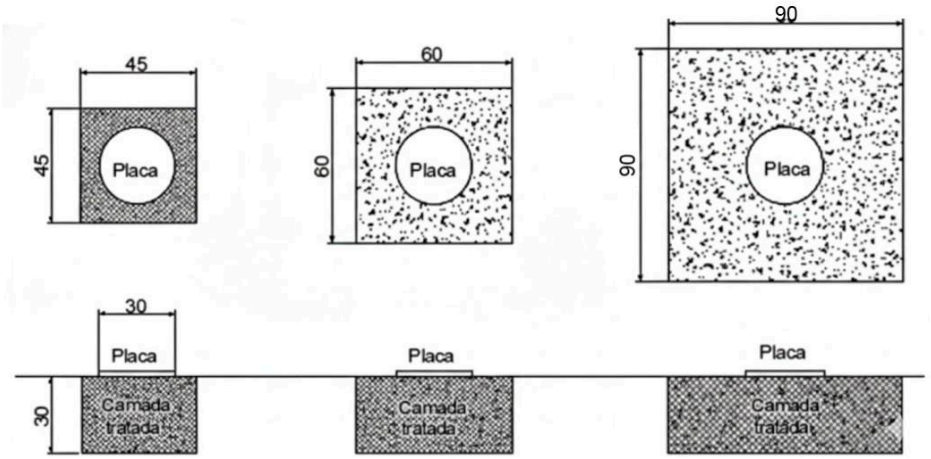


Figura 1. Esquema dos ensaios de prova de carga sobre placa
Fonte: Adaptado de Rossi (2019)

A Figura 2 ilustra as curvas carga-recalque obtidas por Rossi (2019) nas provas de carga. Os dados confirmam a eficácia do melhoramento, evidenciando um aumento na capacidade de carga do conjunto, visto que a razão de maiores ganhos de resistência é diretamente proporcional às dimensões em planta da camada de reforço do sistema solo-cimento.

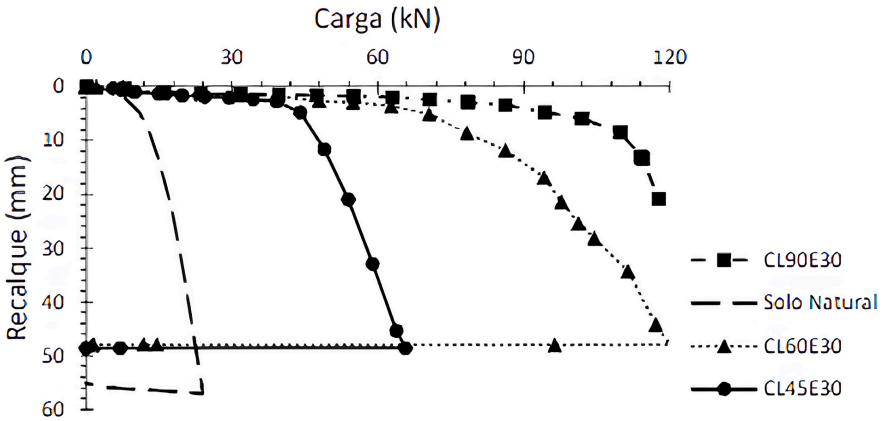


Figura 2. Resultado das provas de carga sobre placa
Fonte: Rossi (2019)

2.3 Cálculo da capacidade de suporte

O cálculo da capacidade de suporte dos reforços de solo-cimento foi feito a partir de 4 métodos diferentes, buscando fazer as considerações que melhor representem a situação real de uma camada resistente e rígida sobre um solo menos resistente e plástico. Assim sendo, adotou-se as seguintes premissas iniciais:

- Para Brinch-Hansen (1970), a capacidade de carga é calculada em um meio semi-infinito, utilizando os fatores de forma e profundidade para ajustar a geometria da placa;
- Para Meyerhof (1974), é aplicado sob uma camada de areia densa sobreposta a uma argila mole;
- Para Meyerhof e Hanna (1978), o modelo considera o efeito de punção de uma camada resistente de pequena espessura sobre um depósito de menor suporte;
- Para Thomé (1999), considera-se um solo estratificado com camada superior cimentada de extensão infinita, havendo a ressalva de que não é possível retratar bem as diferentes situações de reforço.

As simulações reproduziram as condições exatas de contorno experimentais de Rossi (2019). Considerando tanto a geometria exata da camada melhorada quanto às dimensões do elemento de fundação, adotando a geometria real do reforço e as dimensões da placa de prova de carga de 30 cm.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com base nos parâmetros estabelecidos para o solo natural (sem melhoramento), a Figura 3 apresenta a comparação entre a capacidade de suporte obtida experimentalmente por Dalla Rosa et al. (2003) e a estimativa teórica de Terzaghi (1943). Para o ensaio de placa com diâmetro de 30 cm no solo residual de basalto, observa-se que o valor medido foi bem próximo do estimado, logo esta proximidade ratifica a eficácia da formulação clássica para estimativas em solos naturais e homogêneos, atestando a confiabilidade do método para estas condições.

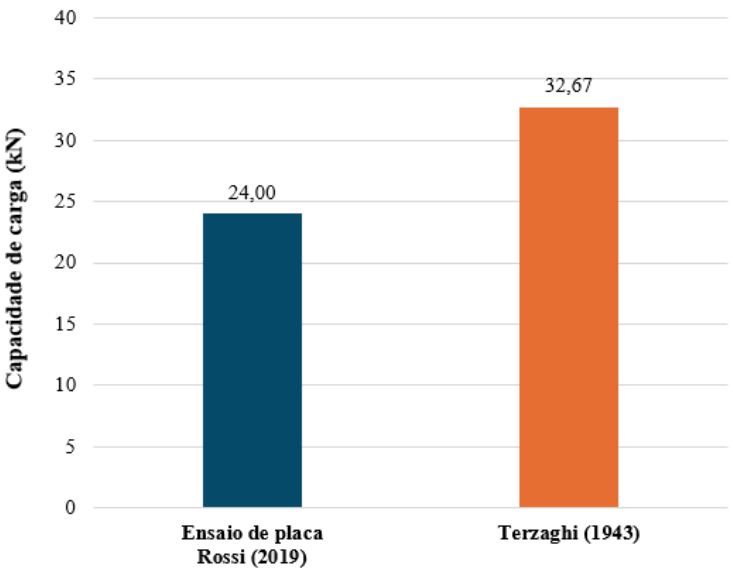


Figura 3. Comparação entre a previsão teórica e a prova de carga estática para a fundação sobre solo natural

A introdução da camada de solo-cimento promove uma alteração drástica no comportamento mecânico do sistema, fazendo com que os resultados experimentais de Rossi (2019) destoem significativamente do padrão homogêneo observado anteriormente no solo natural.

É importante ressaltar que, para fins de cálculo de ganho de suporte no sistema reforçado, Rossi (2019) realizou uma prova de carga de controle no solo natural contemporânea aos seus ensaios, obtendo uma carga de ruptura de 24 kN. Este valor difere dos dados históricos de Dalla Rosa et al. (2004a) devido a variações sazonais e de sucção do solo, sendo adotado como a base real para a quantificação do incremento de resistência gerado pelo cimento.

A Figura 4 ilustra o confronto entre os dados obtidos para análise do solo melhorado com cimento, desde a prova de carga experimental até as previsões teóricas citadas *a priori*, representadas como a simbologia CTn, onde CT significa Camada Tratada e n se refere à largura da placa.

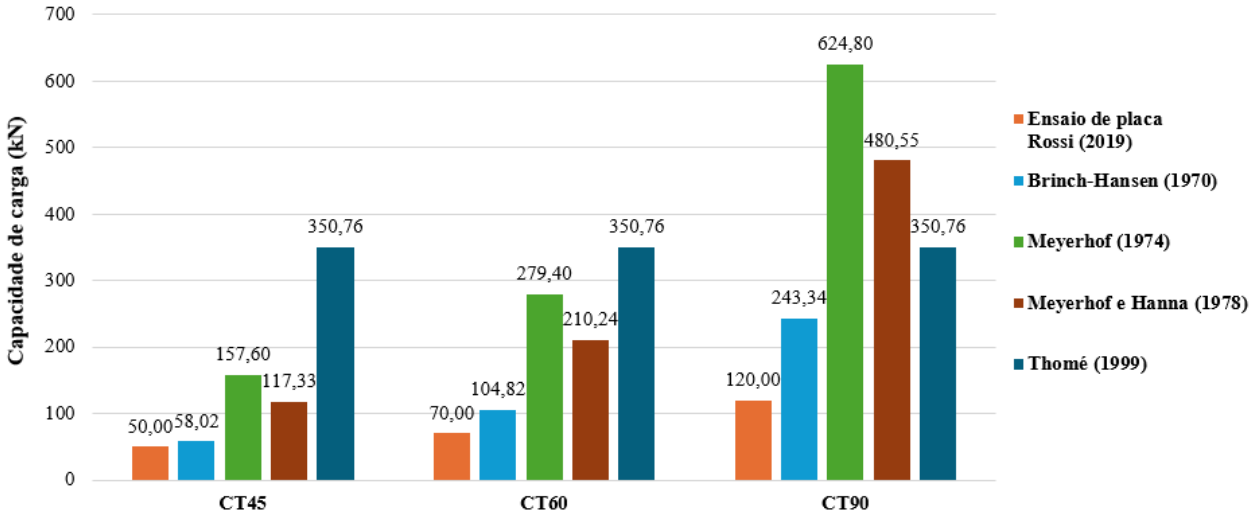


Figura 4. Comparação entre os métodos previsão de capacidade de carga e prova de carga estática para a fundação sobre solo melhorado

Dentre as metodologias avaliadas, a proposta de Brinch-Hansen demonstrou maior assertividade relativa ao comportamento real, apresentando erros menores para larguras reduzidas de reforço, com desvio mínimo de 16,04% para a camada de 45 cm e máximo de 102,78% para 90 cm. A acurácia deste método, que representa uma evolução das teorias de Meyerhof e Terzaghi, é corroborada pelo mecanismo de ruptura observado em campo que apresenta uma forma tronco-piramidal, condizente com as premissas teóricas de seus precursores.

Em contrapartida, o método de Thomé mostrou-se insensível ao aumento da largura da camada, revelando-se desfavorável para a otimização econômica do projeto, uma vez que não captura o ganho de resistência gerado pela maior área do reforço.

Ambos os métodos de Meyerhof apresentaram a maior divergência em relação à capacidade de carga experimental. É possível observar uma associação direta entre o erro e a geometria do reforço, pois os desvios tornaram-se mais acentuados à medida que as dimensões da camada aumentaram. A título do CT90 na Figura 4, a previsão estabeleceu um valor de 624,80 kN, valor cinco vezes superior aos 120 kN medidos em campo, o que representa um risco inaceitável ao dimensionamento. Afinal de contas, tal comportamento compromete a confiabilidade do método para o cenário estudado, exigindo a adoção de elevados fatores de segurança para viabilizar a sua aplicação prática.

Embora o tratamento do solo permita maior viabilidade econômica para projetos de solos mais complexos conforme Consoli et al. (2020) e Shah et al. (2025), os resultados indicam que nenhum dos métodos analíticos, em suas formas originais, é plenamente adequado para prever a resistência do solo-cimento. As formulações tendem a superestimar a capacidade de carga de forma perigosa, exigindo a aplicação de coeficientes de segurança superiores a 3,0 para viabilizar o uso prático dessas teorias.

Tomando como referência a prova de carga de controle realizada por Rossi (2019) no solo natural, que indicou uma ruptura inicial em 24 kN, o tratamento com 7% de cimento para a camada de 45 cm elevou a resistência para 50 kN, configurando um aumento de 108,3%. Este incremento de suporte é tecnicamente estratégico, pois permite o redimensionamento de sapatas com uma redução de área de até 50%.

A análise de consumo de cimento Portland (CP V-ARI) indica a viabilidade econômica da técnica: para a camada de 45 cm, seriam necessários apenas 13,3 kg de cimento (cerca de 1/4 de saco). Para as camadas de 60 cm e 90 cm, o consumo seria de 23,6 kg e 53,1 kg, respectivamente. Mesmo no cenário de

maior consumo, o custo tende a ser irrisório frente à economia gerada pela redução no consumo de concreto, armaduras e formas.

4 CONCLUSÕES

Conclui-se que o método que melhor previu a capacidade de carga foi o de Brinch – Hansen no qual foi considerado que uma camada de elevada capacidade de carga (solo-cimento) se apoiando sobre um solo de baixa capacidade de carga (solo argiloso natural), levando em consideração a profundidade, inclinação da carga, fatores de forma, inclinação do terreno, inclinação da base da fundação. Além disso este método se mostrou mais eficiente quanto menor a camada tratada, como ocorreu para a camada com largura de 45 cm (CL45E30), que foi o qual chegou mais próximo do valor do ensaio, e tendo seu valor superestimado na camada de maior largura (CL90E45).

Conclui-se também que essa metodologia de reforço na base de fundações com solo cimento, se mostrou eficaz em relação economia de materiais de construção, chegando a mais que duplicar a capacidade de carga como ocorreu no ensaio de placa com diâmetro de 30 cm, saindo de um valor de 24 KN (ensaio de placa) para 50KN (Rossi, 2019) que acarretaria numa fundação cerca de 50% menor com consequente diminuição na quantidade de concreto utilizado, de formas para concretagem, tempo de execução e armadura, isso com adição de somente 7% de cimento Portland CP V-ARI.

Porém destaca-se que os métodos de previsão de capacidade de carga estudados nessa pesquisa não foram eficientes em prever o comportamento das fundações assentes sobre solo melhorado, logo mais, pesquisas devem ser realizadas visando melhorar a capacidade de previsão de capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre solo cimentado. Desta forma, tornando a solução mais segura e economicamente viável.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aksoy, H. S., & Kayaalp, D. K. (2025). Experimental Investigation of Lateral Stresses and Bearing Capacity of Sandy Soil Under Shallow Foundation Loads. *Applied Sciences*, 15(12), e6699.
Alsanabani, N. M., Al-Gahtani, K. S., Mahmoud, A. A. B., & Aljadhai, S. I. (2023). Integrated Methods for Selecting Construction Foundation Type Based on Using a Value Engineering Principle. *Sustainability*, 15(11), e8547.

Azhim, A., & Prakoso, W. A. (2019). Construction cost optimization of shallow foundation for sand soil in Indonesia. *MATEC Web of Conferences*, 270, e05005.

Barman, D., & Dash, S. K. (2022). Stabilization of expansive soils using chemical additives: A review. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 14, p. 1319 - 1342.

Brinch-Hansen, J. (1970). *A revised and extended formula for bearing capacity* (Bulletin No. 28). Danish Geotechnical Institute.

Buabbas, A. (2021). *Investigation of foundation failures* [Dissertação de mestrado, West Virginia University]. Research Repository @ WVU.

Carreta, M. S. (2018). *Comportamento de um solo residual levemente cimentado: Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais* [Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul]. Lume UFRGS.

Consoli, N. C., Moreira, E. B., Festugato, L., & Miguel, G. D. (2020). Spread footings bearing on circular and square cement-stabilized sand layers above weakly bonded residual soil. *Soils and Rocks*, 43(3), 339–349.

Cruz, R. C. (2008). *Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada* [Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul]. Lume UFRGS.

Dalla Rosa, F., Thomé, A., & Ruver, C. A. (2004a). Determinação de alguns parâmetros geotécnicos do campo experimental de geotecnia da Universidade de Passo Fundo - RS. In *Anais do 1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos (Geo Jovem 2004)*. São Carlos, SP.

Dalla Rosa, F., & Thomé, A. (2004b). Obtenção das características de resistência e deformabilidade de um solo residual de basalto através de ensaios de placa. In *Anais das XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural*. Mendoza, Argentina.

Meyerhof, G. G. (1974). Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 11(2), 223–229.

Meyerhof, G. G., & Hanna, A. M. (1978). Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(4), 565–572.

Nawaz, M. M., Khan, S. R., Farooq, R., Nawaz, M. N., Khan, J., Tariq, M. A. U. R., Tufail, R. F., Farooq, D., & Ng, A. W. M. (2022). Development of a Cost-Based Design Model for Spread Footings in Cohesive Soils. *Sustainability*, 14(9), e5699.

Rossi, J. G. (2019). *Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte* [Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul]. Lume UFRGS.

Shah, J., Alam, M., Javed, F., Umar, M., & Ahmad, F. (2025). Comparative performance evaluation of machine learning models for predicting the ultimate bearing capacity of shallow foundations on granular soils. *Scientific Reports*, 15(1), e36525.
Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley & Sons.

Thomé, A. (1999). *Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais* [Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul].

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XII Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia (CLBG)
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/62

Estudo de caso – Correlação entre o torque de instalação e a capacidade de carga da estaca helicoidal

Filipe Henrique Costa Lima
Engenheiro Civil, Incotep, Guarulhos, Brasil, filipehc_lima@outlook.com

RESUMO: O presente trabalho apresenta um estudo de caso sobre a correlação entre o torque de instalação e a capacidade de carga de estacas metálicas helicoidais aplicadas à fundação de uma torre do tipo Cross Rope, pertencente a um projeto de Linha de Transmissão de Energia de 500 kV. O projeto original previa um bloco de concreto de 1,60 × 1,60 × 1,00 m apoiado sobre quatro estacas helicoidais. Durante a execução, os torques mínimos especificados não foram alcançados em função da ocorrência de uma transição abrupta entre uma camada de solo de baixa resistência e uma camada impenetrável. Como tentativa de ajuste em campo, foram instaladas estacas adicionais com espaçamento reduzido, o que resultou em interferência entre os elementos e perda de eficiência do sistema. Diante dessa condição, foi desenvolvido um novo projeto, contemplando um bloco de 2,50 × 2,50 × 1,40 m com dezesseis estacas helicoidais, reduzindo as cargas por elemento e possibilitando o alcance dos torques de instalação estimados. Foram realizados ensaios de carregamento em cinco estacas, cujos deslocamentos permaneceram abaixo dos limites de projeto, confirmando a adequação da solução adotada. Os resultados reforçam a relevância do torque de instalação como parâmetro de controle e retroanálise em campo, especialmente em solos heterogêneos, contribuindo para a interpretação do comportamento das estacas e a otimização do dimensionamento das fundações.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas helicoidais, torque de instalação, capacidade de carga, ensaio de carregamento, linha de transmissão, solos heterogêneos.

ABSTRACT: This paper presents a case study on the correlation between installation torque and the load-bearing capacity of steel helical piles applied to the foundation of a Cross Rope–type tower, part of a 500 kV power transmission line project. The original design consisted of a 1.60 × 1.60 × 1.00 m concrete pile cap supported by four helical piles. During construction, the specified minimum installation torques were not achieved due to the occurrence of an abrupt transition between a low-strength soil layer and an impenetrable layer. As an attempt to adjust the foundation system in the field, additional piles were installed with reduced spacing, resulting in pile interference and loss of overall system efficiency. Under these conditions, a revised design was developed, comprising a 2.50 × 2.50 × 1.40 m pile cap supported by sixteen helical piles, thereby reducing the load per pile and enabling the achievement of the estimated installation torques. Load tests were performed on five piles, and the measured displacements remained below the design limits, confirming the adequacy of the adopted solution. The results highlight the relevance of installation torque as a control and back-analysis parameter in the field, particularly in heterogeneous soils, contributing to a more reliable interpretation of pile behavior and to the optimization of foundation design.

KEYWORDS: Helical piles, installation torque, load-bearing capacity, load test, power transmission line, heterogeneous soils.

1 INTRODUÇÃO

A utilização de estacas metálicas helicoidais no Brasil constitui uma solução de fundação já consolidada em obras de infraestrutura, especialmente em projetos de Linhas de Transmissão de Energia, devido à rapidez de execução, redução do consumo de concreto e menor impacto ambiental quando comparada a fundações convencionais. Nesse contexto, a confiabilidade do desempenho geotécnico das estacas assume papel fundamental, sobretudo em estruturas submetidas a esforços significativos de tração e compressão, como torres de transmissão. A correta avaliação da capacidade de carga torna-se, portanto, um aspecto crítico para a segurança e a eficiência do sistema de fundação.

O torque de instalação é amplamente empregado como um parâmetro indireto para estimar a capacidade de carga das estacas helicoidais, por refletir a interação entre o elemento estrutural e o solo ao longo da instalação. Diversos estudos e práticas de campo indicam a existência de correlação entre o torque aplicado e a resistência mobilizada pela estaca, permitindo seu uso como critério de controle executivo e verificação em obra. Entretanto, em solos heterogêneos, a variabilidade das camadas geotécnicas pode influenciar significativamente essa correlação, exigindo análises criteriosas e, em muitos casos, validação por meio de ensaios de carregamento.

Sob essa perspectiva, o presente trabalho tem como objetivo apresentar um estudo de caso que avalia a correlação entre o torque de instalação e a capacidade de carga de estacas metálicas helicoidais aplicadas à fundação de uma torre do tipo Cross Rope, pertencente a um projeto de Linha de Transmissão de Energia de 500 kV, localizado no interior do estao de São Paulo. A partir de dificuldades observadas durante a execução do projeto original, foram analisadas alternativas de ajuste em campo, a reavaliação do dimensionamento e os resultados de ensaios de carregamento, de modo a contribuir para a compreensão do comportamento das estacas e para o aprimoramento de critérios de projeto e controle em obras com condições geotécnicas complexas.

2 DESCRIÇÃO DO PROJETO

2.1 Dados do projeto

O presente estudo de caso refere-se à fundação de um dos mastros centrais de uma torre do tipo *Cross Rope*, integrante de um projeto de Linha de Transmissão de Energia de 500 kV, composto por dois circuitos (C1 e C2), cujos nomes da construtora e da transmissora de energia serão preservados.

O projeto compreendeu 628 torres ao longo de aproximadamente 590 km de extensão, incluindo também torres estaiadas simples - monomastro e torres autoportantes (suspensão e ancoragem).

Anteriormente à elaboração do projeto executivo, as fundações das torres foram tipificadas em função das condições geotécnicas locais, sendo classificadas conforme o perfil de solo nos tipos I, II, III, IV e V. Para essa etapa, foram realizadas sondagens do tipo SPT em todas as torres, constituindo uma base consistente para a investigação geotécnica e para a definição dos critérios de projeto das fundações.

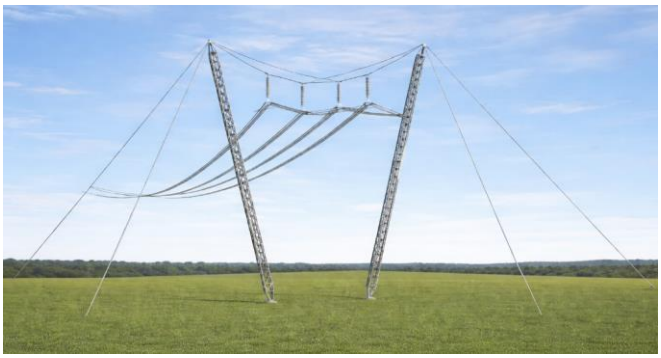


Figura 1 (a). Representação 3D da torre Cross Rope.

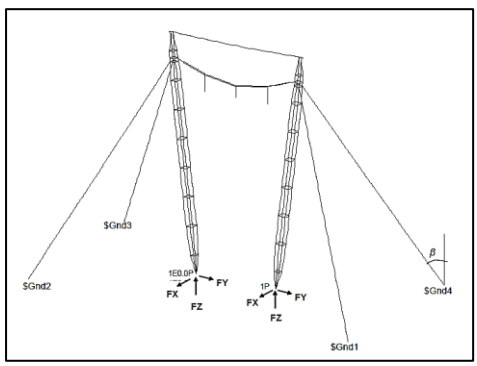


Figura 1 (b). Representação 2D da torre.

As estacas helicoidais foram adotadas nas fundações dos estais, dos mastros centrais e das estruturas autoportantes cujas condições geotécnicas do solo permitiam alcançar a capacidade de carga e desempenho previstas em projeto. Além disso, a escolha contemplou torres com limitações de acesso e, consequentemente, restrições para a mobilização de equipamentos, especialmente os de maior porte, bem como estruturas que, após a regularização de embargos, liberações ambientais ou ajustes de traçado, encontravam-se em condição crítica em relação ao cronograma da obra. Nessas circunstâncias, as estacas apresentaram vantagens técnicas, logísticas e de produtividade em comparação com outras soluções de fundação.

2.2 Caracterização da torre

A torre objeto deste estudo de caso está localizada a aproximadamente 300 metros da margem de um rio que constitui um aspecto relevante do ponto de vista geotécnico, uma vez que pode influenciar as características do solo e o comportamento tensão–deformação da fundação.

Para essa torre específica, não tendo uma justificativa apresentada pela construtora, não foram realizadas sondagens. A caracterização geotécnica do local foi realizada com base nas investigações executadas nas torres vizinhas - ré e vante, adotadas como representativas do perfil estratigráfico da região – prática comumente adotada pelos projetistas em situações semelhantes a essa.

As informações provenientes das sondagens das torres próximas forneceram subsídios iniciais para a definição dos parâmetros geotécnicos utilizados no dimensionamento das fundações, permitindo a avaliação da capacidade de carga e do desempenho das estacas helicoidais adotadas no projeto.

SONDAGENS - TIPO SPT													
Torre	Profundidade (m)												
	Nível D'Água	1,55	2,55	3,55	4,55	5,55	6,55	7,55	8,55	9,55	10,55	11,55	12,55
Ré	0,16	7	30	IMP									
Vante	-	4	4	4	5	7	7	8	26	29	51		

Figura 2. Resumo sondagem torre ré e vante

2.3 Concepção inicial do projeto de fundação

O dimensionamento da fundação foi realizado a partir das cargas da estrutura, predominantemente de compressão, em função da configuração estrutural dos dois mastros da torre.

HIP.	COMB.	FZ (kgf)	FY (kgf)	FX (kgf)	V (kgf)	V + PP (kgf)	L (kgf)	T (kgf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Mz (kgf.m)
H_37,5	1	-81.752	9.778	0	98.102	105.315	0	-11.734	0	-23.467	0
H_25.5	7.1	-40.290	4.177	-500	48.348	55.561	-600	-5.012	0	-10.025	-1.200
H_37,5	13R	-14.290	1.041	-2.370	17.148	24.361	-2.844	-1.249	0	-2.498	-5.688

Figura 3. Cargas da estrutura

O cálculo estrutural foi realizado utilizando o software Mudados, que permite o cálculo estrutural das estacas dispostas em um bloco a partir das reações nos carregamentos verticais e horizontais.

A fundação originalmente concebida consistia em um bloco de concreto com dimensões de 1,60 × 1,60 × 1,00 m, apoiado sobre quatro estacas metálicas helicoidais, dimensionadas para atender às solicitações de projeto conforme os critérios geotécnicos e estruturais estabelecidos. As cargas atuantes nas estacas, se deram da seguinte maneira:

HIP.	COMB.	ESFORÇOS NO TOPO DAS ESTACAS - COMPRESSÃO								
H_37,5	1	ESTACA	N (tf)	V_y (tf)	V_z (tf)	T (tf.m)	M_y (tf.m)	M_z (tf.m)	H_{res} (tf)	M_{res} (tf.m)
		E_1	35,63	0,00	-2,93	0,00	1,45	0,00	2,93	1,45
		E_2	17,02	0,00	-2,93	0,00	1,45	0,00	2,93	1,45
		E_3	35,63	0,00	-2,93	0,00	1,45	0,00	2,93	1,45
		E_4	17,02	0,00	-2,93	0,00	1,45	0,00	2,93	1,45

Figura 4. Cargas atuantes nas estacas

As estacas metálicas helicoidais foram projetadas com inclinação em relação à vertical, visando uma distribuição mais equilibrada dos esforços no bloco de fundação. Tal configuração favorece o trabalho conjunto das estacas frente à atuação combinada de cargas verticais, horizontais e momentos, resultando em maior eficiência e melhor desempenho global do sistema de fundação.

LOCAÇÃO E INCLINAÇÃO DAS ESTACAS					
ESTACA	z (m)	y (m)	x (m)	Alfa (°)	Beta (°)
E1	-0,6000	0,6000	0,0000	21,00	307,00
E2	0,6000	0,6000	0,0000	21,00	53,00
E3	-0,6000	-0,6000	0,0000	26,00	141,00
E4	0,6000	-0,6000	0,0000	26,00	219,00

Figura 5. Inclinação Alfa (°) nas estacas

Com as cargas atuantes e a inclinação de cada estaca previamente estabelecidas, o boletim de sondagem da torre vante foi adotado como referência para a caracterização geotécnica do solo.

A tipificação dos solos, definida previamente às etapas de projeto executivo, foi adotada como condição de referência para o dimensionamento da fundação.

SOLOS TÍPICOS (I A VIS)							
Descrição	Tipo	Nspt [1] (golpes)	coesão (kgf/m2)	ϕ [2] (graus)	γ [3] (kgf/m3)	σadm [4] (kgf/cm2)	τadm [5] (kgf/cm2)
Argilo-Siltoso Coeso a Muito Coeso / Areia-Siltosa Compacta a Muito	I	≥ 20	4000	30,0	1800	4,00	0,35
Argilo-Siltoso Coeso a Muito Coeso / Areia-Siltosa Compacta a Muito	IS		3000	27,5	1600	3,00	0,30
Argilo-Siltoso Coeso / Areia-Siltosa Compacta	II	14 < N < 20	3000	25,0	1700	3,00	0,30
Argilo-Siltoso Coeso / Areia-Siltosa Compacta (Submerso)	IIS		2250	22,5	1500	2,50	0,25
Argilo-Siltoso Med. Coeso / Areia-Siltosa Med. Compacta	III	9 < N ≤ 14	2500	20,0	1500	2,00	0,20
Argilo-Siltoso Med. Coeso / Areia-Siltosa Med. Compacta (Submerso)	IIIS		2000	17,5	1300	1,50	0,15
Argilo-Siltoso Pouco Coeso / Areia-Siltosa Pouco Compacta	IV	4 < N ≤ 9	1750	15,0	1250	1,00	0,15
Argilo-Siltoso Pouco Coeso / Areia-Siltosa Pouco Compacta (Submerso)	IVS		1500	12,5	1100	0,80	0,10
Argilo-Siltoso Muito Mole / Areia-Siltosa Muito Pouco Compacta	VI	N ≤ 4	1200	12,5	1200	0,80	0,10
Argilo-Siltoso Muito Mole / Areia-Siltosa Muito Pouco Compacta	VIS		1000	10	1000	0,60	0,08

Figura 6 . Tipifação do solo

A partir dessa base, foi realizado o dimensionamento geotécnico da fundação para o mastro central MC1 e MC2, no qual foram definidos a geometria da estaca helicoidal - diâmetro externo e espessura do tubo, torque de instalação, comprimentos mínimo e médio de instalação, bem como o diâmetro e a quantidade de hélices necessárias para alcançar a resistência geotécnica necessária.

Tabela 1. Especificação de projeto

Item	Definição de projeto
Estaca Helicoidal	INCO 60EH (101,6 x 7,1mm)
Hélices	10”-12”-14”-16”
Torque de instalação	14.200 lbf.ft
Comprimento minimo	6 metros
Comprimento médio estimado	9 metros

Após a instalação, as estacas seriam submetidas a ensaio de tração, conforme critério estabelecido em projeto executivo e prática amplamente adotada em fundações de Linhas de Transmissão de Energia.

Embora o mastro central esteja predominantemente sujeito a esforços de compressão, a escolha pelo ensaio de tração decorre de limitações operacionais do sistema de ensaio em campo, que exige a utilização de estacas de reação – condição que precisaria de um bloco maior para acomodar as estacas adicionais.

Adicionalmente, durante o ensaio de convalidação, foi realizado ensaio de compressão nas estacas, permitindo a avaliação do comportamento de diferentes tipos de solo para o projeto exeuctivo. Para a análise dos deslocamentos à compressão, foram adotados parâmetros obtidos por meio de um fator de correlação, denominado k, que relaciona os deslocamentos medidos nos ciclos de tração e compressão, conforme a expressão a seguir.

$$k = \frac{Deslocamento\ 100\%\ carregamento\ do\ 2°\ ciclo\ à\ tração + Deslocamento\ residual\ 1°\ ciclo\ à\ tração}{Deslocamento\ 100\%\ do\ carregamento\ 2°\ ciclo\ à\ compressão + Deslocamento\ residual\ 1°\ ciclo\ à\ compressão}$$

(1)

Com o fator de correlação "k" admitido o deslocamento à compressão da seguinte maneira:

$$D_c = D_t \text{ x k} \qquad (2)$$

Dc = deslocamento à compressão (mm)
Dt = deslocamento à tração (mm)
K = fator de correlação

Seguindo os outros parâmetros definidos no procedimento de ensaio de rotina das estacas para este projeto, apenas uma estaca por bloco deveria ser ensaiada, e os resultados submetidos ao projetista para aprovação. A aprovação do ensaio com os seguintes critérios:

- 1° ciclo - deslocamento máximo admissível não deve ser superior a 40mm em 100% da carga.
- 2° ciclo – deslocamento em 100% da carga, incluindo o residual do 1º ciclo, não deve exceder 50 mm.

3 DADOS DA INSTALAÇÃO E ENSAIO

3.1 Resultados MC1

A instalação das estacas teve início no mastro central 1 (MC1), com resultados superiores aos valores mínimos previstos em projeto, confirmando o desempenho esperado da fundação.

Tabela 2. Resultados da instalação no MC1

Estaca	Comprimetno de instalação (m)	Comprimento de projeto (m)	Torque de instalação (lbf.ft)	Torque de projeto (lbf.ft)
E1	10,40	6	20.836	14.200
E2	12,40		17.865	
E3	10,40		17.422	
E4	14,15		19.822	

De forma consistente com os resultados observados durante a instalação, os ensaios realizados indicaram comportamento satisfatório das estacas, com deslocamentos e respostas carga–deslocamento compatíveis com os critérios de aceitação estabelecidos em projeto.

Tabela 3. Resultados do ensaio - MC1

Estaca	Ensaio	1° ciclo (mm)	Residual 1° ciclo (mm)	2° ciclo (mm)	Residual 2° ciclo (mm)
E4	Tração	12,10	2,21	14,53mm	2,65mm

3.2 Resultados MC2

A instalação na respectiva torre deu sequência agora no mastro central MC2 e, diferentemente do comportamento obtido no MC1, verificou-se que somente a estaca E4 atingiu o torque mínimo de projeto,

enquanto as demais registraram torques inferiores ao especificado, com destaque para a estaca E1, que não atingiu a profundidade mínima prevista.

Tabela 4. Resultados da instalação no MC2

Estaca	Comprimetno de instalação (m)	Comprimento de projeto (m)	Torque de instalação (lbf.ft)	Torque de projeto (lbf.ft)
E1	5,20	6	2.310	14.200
E2	7,10		2.555	
E3	6,50		3.800	
E4	10,70		16.459	

Durante a instalação, o avanço das estacas E1, E2 e E3 foi interrompido em função de uma transição abrupta de solo, evidenciada por ruído característico durante a aplicação, indicando a presença de camada impenetrável, como laje rochosa, rocha fraturada, saibro ou solo extremamente compacto.

Em razão da condição observada durante a instalação, a fundação não apresentou capacidade geotécnica suficiente, o que demandava uma análise complementar por parte do projetista, sem necessidade de prosseguir com a etapa de ensaio.

4. SOLUÇÃO IMEDIATA EM CAMPO

A torre em questão correspondia à última estrutura com fundação tipificada em estacas helicoidais, em um momento em que o projeto já operava sob prazos significativamente restritos, influenciados por fatores como período de chuva, dificuldades de acesso, atrasos no fornecimento de insumos e materiais. Havia, portanto, a necessidade de conclusão da etapa civil para viabilizar a sequência das atividades subsequentes, como a montagem da torre e o lançamento dos cabos.

Diante desse cenário, e na busca por uma solução imediata em campo — ainda que inadequada — os profissionais em campo definiram, por conta própria e sem nenhuma comunicação com o projetista, pela instalação de sete novas estacas no bloco, mantendo-se as quatro estacas previamente executadas, totalizando onze estacas na fundação.



Figura 8 (a). Bloco com 11 estacas helicoidais.



Figura 8 (b). Detalhe das 4 estacas já instaladas.

Assim como as estacas E1, E2 e E3 (Tabela 2), as 7 novas estacas também não atingiram o torque minimo de projeto.

Tabela 5. Resultados da instalação de 7 novas estacas no MC2

Estaca	Comprimetno de instalação (m)	Comprimento de projeto (m)	Torque de instalação (lbf.ft)	Torque de projeto (lbf.ft)
E5	10,90		2.500	
E6	8,10		2.880	
E7	8,90		1.600	
E8	9,40	6	2.790	14.200
E9	8,90		1.500	
E10	8,10		2.550	
E11	8,90		2.350	

Um fato observado após as instalações é que, ainda que justificado pela condição do solo, as estacas E3 e E4 foram instaladas foram do ponto de locação o que altera a distribuição dos esforços no bloco e por consequente suas cargas atuantes.

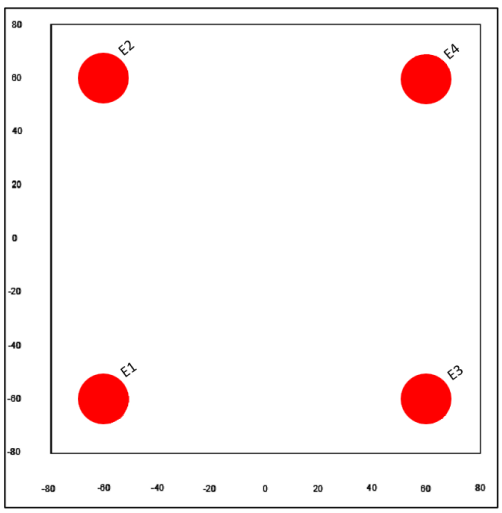


Figura 9 (a). Locação das estacas projeto inicial.

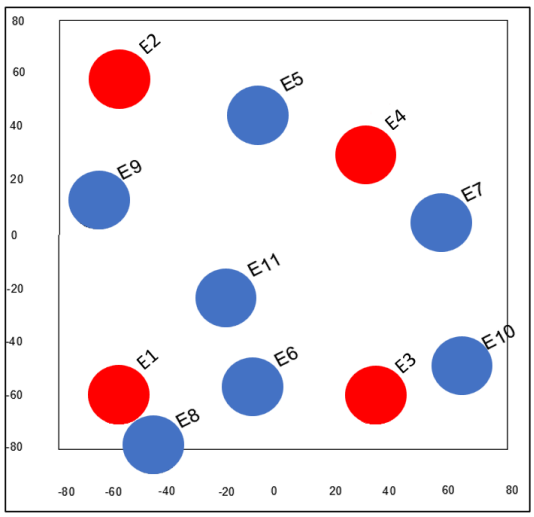


Figura 9 (b). Locação das estacas após a instalação

Frente ao cenário observado após a instalação e à necessidade de uma definição em curto prazo, as informações de campo foram reunidas e submetidas à análise do projetista.

5. NOVO PROJETO

Em função dos resultados obtidos durante a instalação das onze estacas que não atingiram a resistência geotécnica requerida, tornou-se necessária a reavaliação da solução de fundação originalmente adotada, bem como o desenvolvimento de um novo projeto.

Como primeira etapa do estudo, foi analisado o efeito de grupo das estacas, com ênfase na interferência entre as áreas de atuação das hélices, considerando o arranjo efetivamente executado em campo. Verificou-se que, nas condições de espaçamento atingidos, ocorria interferência significativa entre as estacas, caracterizando efeito de grupo e impactando a distribuição das cargas. Dessa forma, o atendimento à capacidade resistente exigida somente seria possível com o aumento expressivo do número de estacas, o que implicaria, necessariamente, em um aumento substancial das dimensões do bloco de fundação.

Diante isso, foi realizado um novo dimensionamento do bloco que considerou o torque de instalação efetivamente obtidos individualmente em cada estaca, utilizando uma correlação empirica entre torque de instalação e a capacidade de carga das estacas para determinar o novo arranjo no bloco – quantidade e locação.

Nesta condição as onze estacas foram removidas do solo – etapa conduzida com atenção especial ao percurso de retorno das hélices para fora do solo, buscando minimizar a formação de vazios, cuidado

intensificado pela presença de nível d'água elevado, condição que torna o solo mais suscetível à perda de estrutura e à redução de sua capacidade resistente.



Figura 10- Remoção das 11 estacas helicoidais no bloco

Outro ponto que mereceu destaque neste novo projeto foi o cálculo de flambagem das estacas – condição que combina esforços à compressão e solo com baixa resistência lateral.

5.1 Correlação

A correlação entre o torque de instalação e a capacidade de carga das estacas metálicas helicoidais é amplamente consolidada na literatura internacional como um método indireto e confiável para a estimativa da capacidade axial, especialmente em cenários com investigação geotécnica limitada. O princípio dessa correlação baseia-se na relação direta entre o torque mobilizado durante a instalação e a resistência ao cisalhamento desenvolvida pelo solo ao redor das hélices, de modo que maiores valores de torque final indicam, em geral, maiores capacidades de carga, desde que atendidos os critérios geométricos e de instalação da estaca (HOYT; CLEMENCE, 1989; PERKO, 2009).

A abordagem foi originalmente desenvolvida pela empresa americana Chance na década de 1950 e publicada por Hoyt e Clemence (1989), a partir da análise de aproximadamente 100 ensaios realizados em 24 locais distintos, envolvendo estacas com diâmetros entre 38 mm e 89 mm. Os autores compararam os resultados experimentais com previsões obtidas por dois métodos teóricos e pelo método empírico de correlação de torque, constatando que este último apresentou maior consistência estatística.

$$Q_{ult} = K_t \text{ x T} \tag{3}$$

Qult = capacidade máxima
Kt = fator de torque empírico (m-1)
K = Torque médio de instalação (lb-ft)

O fator de correlação K_t pode ser definido, dentre possibilidades, pelas características geométricas da estaca helicoidal, como o diâmetro do tubo e/ou das hélices, e constitui um parâmetro essencial para a estimativa da capacidade de carga axial a partir do torque de instalação. Na prática, é comum ser fornecido pelo fabricante da estaca. No presente estudo, foi utilizado 20,8 - valor de indicado pela fabricante Incotep – Sistemas de Ancoragem.

5.2 Metodologia

A correlação empírica entre torque de instalação e capacidade de carga foi aplicada por meio da Equação (3), utilizando-se os valores de torque final registrados durante a instalação das onze estacas executadas em campo.

A partir dessa abordagem, foi possível estimar a capacidade de carga axial teórica de cada estaca com base no torque de instalação efetivamente mobilizado, permitindo uma avaliação comparativa entre o desempenho previsto e a capacidade requerida pelo projeto, além de subsidiar as decisões adotadas no redimensionamento da fundação.

Tabela 6. Correlação torque x capacidade de carga

Estaca	Torque de instalação (lbf.ft)	Correlação Torque x Capacidade de carga (tf)
E1	2.310	6,44
E2	2.555	7,19
E3	3.800	10,71
E4	16.459	46,42
E5	2.500	7,05
E6	2.880	8,12
E7	1.643	4,63
E8	2.790	7,87
E9	1.500	4,23
E10	2.550	7,19
E11	2.350	6,63

A partir da correlação torque × capacidade de carga, observa-se que, à exceção da estaca E4, as demais apresentaram comportamento inferior a capacidade de carga necessária.

5.3 Novos parâmetros de projeto

Com a capacidade de carga teórica estimada a partir da correlação torque x capacidade de carga e o entendimento que os torques de instalação necessários dificilmente seriam alcançados em valores superiores aos já obtidos, o novo bloco de fundação foi dimensionado com um maior número de estacas, redistribuídas em posições estrategicamente definidas, priorizando regiões onde o solo ainda permancia natural.

O novo projeto de fundação para o mastro central 2 previa um bloco de 2,5 x 2,5 x 1,4m com 16 estacas helicoidais INCO 60EH – produzidas a partir de tubo com 101,6mm e diâmetro e 7,1mm de espessura, instaladas verticalmente (0°).

Utilizando o software Mudados, foram estabelecidas as novas cargas atuantes em cada uma dessas estacas.

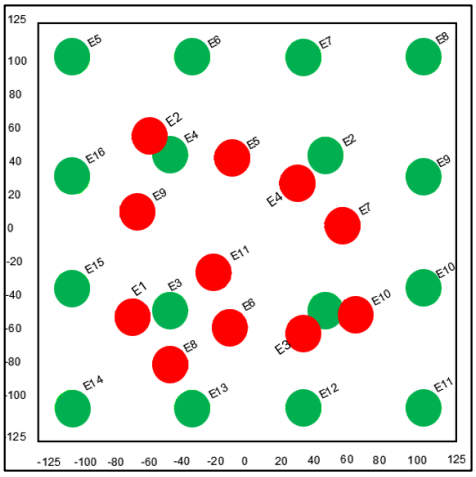


Figura 11 (a). Sobreposição das novas estacas frente as as estacas instaladas anteriormente

ESFORÇOS NO TOPO DAS ESTACAS - COMPRESSÃO						
ESTACA	N (tf)	Vy (tf)	Vz (tf)	T (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)
E1	7,04	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00
E2	7,04	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00
E3	7,04	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00
E4	7,04	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00
E5	9,95	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00
E6	8,04	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00
E7	8,04	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00
E8	9,95	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00
E9	9,95	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00
E10	9,95	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00
E11	9,95	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00
E12	8,04	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00
E13	8,04	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00
E14	9,95	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00
E15	9,95	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00
E16	9,95	0,00	-0,67	0,00	0,08	0,00

Figura 11 (b). Cargas atuantes nas estacas

5.4 Instalação

A instalação das 16 estacas foi executada, conforme previsto em projeto executivo, com o uso do torquímetro digital Incotep, equipamento que proporciona maior segurança e confiabilidade aos resultados obtidos em campo — condição especialmente relevante para a fundação em estudo. Os dados de torque são registrados automaticamente por meio de transmissão digital, permitindo posterior compartilhamento em formato eletrônico, íntegro e inviolável.

Tabela 7. Resultados da instalação

Estaca	Carga atuante (tf)	Torque de projeto (lbf.ft)	Torque alcançado (lbf.ft)	Profundidade alcançada (m)	Carga alcançada (lbf.ft)
E1	7,04	2.521	4.798	7,60	13,53
E2	7,04	2.521	3.036	7,10	8,56
E3	7,04	2.521	6.345	8,90	17,89
E4	7,04	2.521	2.910	8,10	8,21
E5	9,95	3.562	4.626	8,60	13,05
E6	8,04	2.879	2.987	7,10	8,42
E7	8,04	2.879	4.117	7,10	11,61
E8	9,95	3.562	3.936	7,10	11,10
E9	9,95	3.562	5.619	8,90	15,85
E10	9,95	3.562	4.438	8,90	12,52
E11	9,95	3.562	5.070	8,90	14,30
E12	8,04	2.879	4.942	8,90	13,94
E13	8,04	2.879	5.502	7,40	9,88
E14	9,95	3.562	5.104	9,20	14,39
E15	9,95	3.562	5.653	8,90	15,94
E11	9,95	3.562	6.865	8,90	19,39

5.5 Ensaio

Assim como o do torque de instalação foi conduzido de forma individualizada para cada estaca helicoidal do bloco, o ensaio de rotina desta fundação também demandou adequações específicas.

As adaptações tiveram como objetivo priorizar a segurança da fundação e ampliar a confiabilidade dos resultados para subsidiar as análises técnicas. Para este bloco, optou-se por uma amostragem ampliada, com a realização de ensaios nas estacas E1, E2, E5, E6 e E8, selecionadas em função da maior criticidade observada durante a instalação e/ou posicionamento no novo arranjo do bloco. Adicionalmente, os limites de deslocamento máximo admissível passaram a ser avaliados de forma individual, considerando o comportamento específico de cada estaca.

Tabela 8. Novos parâmetros admitidos

Estaca	Deslocamento 1° ciclo (mm)	Deslocamento 2° ciclo (mm)
E1	10	15
E2	10	15
E5	15	20
E6	10	15
E8	15	20

Os deslocamentos obtidos durante o ensaio ficaram abaixo dos novos valores ajustados para esta fundação.

Tabela 9. Resultados nos ensaios

Estaca	Deslocamento 1° ciclo (mm)	Deslocamento 2° ciclo (mm)
E1	4,68	8,29
E2	3,00	5,92
E5	11,10	18,13
E6	8,20	14,34
E8	5,42	7,93

Ao fim do ensaio, os resultados foram compartilhados com o projetista que aprovou a fundação para as demais etapas do projeto como armação, fôrma e concretagem.



Figura 12. Concretagem do bloco sobre estacas helicoidais

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo de caso apresentado descreve uma obra real na qual uma condição típica de campo foi contornada com base na correlação empírica entre torque e capacidade de carga das estacas helicoidais. A abordagem permitiu uma tomada de decisão rápida e eficiente, evidenciando a flexibilidade da solução para adaptações em situações imprevistas, sem comprometer a segurança ou o desempenho estrutural das fundações.

A correlação torque x capacidade de carga mostrou-se uma ferramenta eficaz para análise e otimização do projeto, permitindo prever a capacidade das estacas de forma prática e confiável. Os ensaios de campo realizados complementaram essa avaliação, reforçando o desempenho estrutural das estacas e confirmando sua capacidade de suportar as cargas atuantes com segurança.

Os resultados demonstram ainda, o amplo potencial das estacas helicoidais no contexto da engenharia e da geotecnia, indo além das fundações de torres - reforçada pela próxima revisão da NBR 6122, que incluirá um anexo sobre estacas helicoidais, consolidando sua aplicação e padronização. De maneira geral, a experiência relatada contribui para o avanço do conhecimento técnico e fortalece a confiança na adoção desta solução em novas aplicações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 6122:2019. Projeto e execução de fundações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2019.

Hoyt, R. M.; Clemence, S. P. *Uplift capacity of helical anchors in soil*. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 1989.

Perko, H. A. *Helical piles: a practical guide to design and installation*. Hoboken: John Wiley & Sons, 2009.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/63

Estudo de Caso: Estabilização de Fundação de Muro de Solo Reforçado com Colunas de CCP e Dique de Enrocamento - BR-163/364/MT

Alexandre Gil Batista Medeiros
Analista de Infraestrutura de Transportes, DNIT, Brasília, Brasil, alexandre.medeiros@dnit.gov.br

Alexandre Menezes Resque De Oliveira
Engenheiro Civil Sênior, DNIT, Brasília, Brasil, alexandre.menezes@dnit.gov.br

Gabriella Melo de Deus Vieira
Engenheira Civil Plena, DNIT, Brasília, Brasil, gabriella.vieira@dnit.gov.br

Francesca Emmanuelle Leite Viana Abreu
Analista de Infraestrutura de Transportes, DNIT, Brasília, Brasil, francesca.abreu@dnit.gov.br

José Bruno Primo Do Nascimento
Engenheiro Civil Pleno, DNIT, Brasília, Brasil, jose.primo@dnit.gov.br

Maria Biancra Silva De Sousa
Analista de Infraestrutura de Transportes, DNIT, Cuiabá, Brasil, maria.biancra@dnit.gov.br

RESUMO: O estudo de caso trata de um ponto crítico localizado no km 277+300 da rodovia BR-163/364, no estado de Mato Grosso, que apresentou instabilidade devido à sobrecarga dos aterros executados para a duplicação da rodovia, em conjunto com as condições hidrogeológicas locais. O movimento de massa resultou na interdição da pista Norte e na decretação de situação emergencial. A solução inicial adotada consistiu na execução de um muro de solo reforçado com faceamento em gabiões (técnica Terramesh conectada a geogrelhas de poliéster de alta tenacidade), com extensão de 217 m. Contudo, após quatro meses da conclusão da obra, verificaram-se trincas e depressões significativas no pavimento, agravadas durante o período chuvoso. Com base em novas investigações geotécnicas - sondagens SPT e rotativas (executadas para a instalação de cinco inclinômetros) e perfilagens geoelétricas - constatou-se a presença de uma sequência estratigráfica composta por aterro superficial, camada siltosa-argilosa com resistência crescente e marga alterada sobre rocha, indicando movimentação na fundação do muro sobre um plano de fraqueza da rocha, até então não identificado nas etapas anteriores de investigação e projeto. As anomalias de condutividade sugeriram a presença de falhas normais possivelmente influenciadas por processos hidrotermais. Diante dessas evidências, a nova solução geotécnica consistiu no tratamento da fundação a jusante da contenção por meio de colunas de Cement Churning Pile (CCP), dispostas em duas zonas: uma cortina descontínua de colunas subverticais e contrafortes de colunas verticais, complementadas por um dique de enrocamento com 3 m de crista e taludes de declividade 1V:1,2H. As colunas, com 14 a 16 m de comprimento, ultrapassaram a superfície da marga, assegurando a interceptação das descontinuidades. A instrumentação pós-obra, composta por cinco inclinômetros com 20 m de profundidade, foi monitorada em três campanhas de leituras sucessivas após sete meses da finalização da obra. As leituras indicaram deslocamentos máximos de 1,1 cm, valores compatíveis com a acomodação natural do aterro e inferiores aos limites de alerta para obras dessa natureza. Os fatores de segurança obtidos confirmaram estabilidade global satisfatória e ausência de movimentações críticas. Conclui-se, portanto, que o tratamento com colunas de CCP, associado ao dique de enrocamento, apresentou desempenho adequado para estabilização da fundação e controle de deslocamentos, configurando-se como uma alternativa eficaz para a estabilização de fundações rochosas com planos de fraqueza.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilização de Taludes, Recuperação Estrutural, Solo Reforçado, Contenções, Pavimentação.

ABSTRACT: The case study concerns a critical point located at km 277+300 of highway BR-163/364, in the state of Mato Grosso, Brazil, which exhibited instability due to the overload imposed by the embankments constructed for the highway duplication, combined with the local hydrogeological conditions. The mass movement resulted in the closure of the northbound lane and the declaration of an emergency situation.
The initial solution adopted consisted of the construction of a reinforced soil wall with gabion facing (Terramesh technique connected to high-tenacity polyester geogrids), extending for 217 m. However, four months after completion of the work, significant cracks and depressions were observed in the pavement, which worsened during the rainy season. Based on new geotechnical investigations—SPT and rotary boreholes (performed for the installation of five inclinometers) and geoelectrical profiling—the presence of a stratigraphic sequence composed of superficial embankment material, a silty-clayey layer with increasing strength, and weathered marl overlying rock was identified. These conditions indicated movement occurring in the foundation of the wall along a weakness plane within the rock, which had not been identified in the previous stages of investigation and design. Conductivity anomalies suggested the presence of normal faults possibly influenced by hydrothermal processes. In light of these findings, the new geotechnical solution consisted of treating the foundation downstream of the retaining structure through Cement Churning Pile (CCP) columns arranged in two zones: a discontinuous curtain of subvertical columns and buttresses formed by vertical columns, complemented by a rockfill dike with a 3 m crest and side slopes of 1V:1.2H. The columns, with lengths ranging from 14 to 16 m, extended beyond the marl surface, ensuring interception of the discontinuities. Post-construction instrumentation, consisting of five inclinometers with a depth of 20 m, was monitored through three successive reading campaigns conducted seven months after the completion of the works. The readings indicated maximum displacements of 1.1 cm, values compatible with the natural settlement of the embankment and below the alert limits typically adopted for structures of this nature.
The calculated safety factors confirmed satisfactory global stability and the absence of critical movements. It is therefore concluded that the foundation treatment with CCP columns, combined with the rockfill dike, presented adequate performance for foundation stabilization and displacement control, representing an effective alternative for stabilizing rock foundations containing weakness planes.

KEYWORDS: Slope Stabilization, Structural Rehabilitation, Reinforced Soil, Retaining Structures, Pavement.

1 INTRODUÇÃO

Deslizamentos de encostas e instabilidades em taludes constituem um dos principais problemas geotécnicos associados à infraestrutura de transportes no Brasil. Todos os anos são registrados episódios de movimentos de massa em diferentes regiões do país, frequentemente relacionados a períodos de chuvas intensas, condições geológicas desfavoráveis e intervenções antrópicas em encostas naturais. Esses eventos podem provocar danos significativos à infraestrutura rodoviária, interrupções no tráfego e elevados custos de recuperação, além de representar riscos à segurança dos usuários. Estudos indicam que grande parte dessas ocorrências está associada à presença de solos tropicais altamente intemperizados, elevada pluviometria e ocupação ou modificação de encostas sem adequada investigação geotécnica (Vargas & Pichler, 1957; Abramson et al., 2002; Wyllie & Mah, 2004).

No contexto da malha rodoviária federal, diversos episódios de instabilidade têm sido registrados ao longo dos últimos anos, afetando taludes de corte, aterros rodoviários e estruturas de contenção associadas às rodovias. Esses movimentos podem resultar em rupturas de taludes, recalques em aterros ou deformações no pavimento, podendo levar à interdição parcial ou total das vias. Tais ocorrências são mais frequentes em trechos implantados em regiões com geologia complexa ou relevo acidentado, onde eventos pluviométricos intensos e alterações no estado de tensões do maciço decorrentes das obras rodoviárias podem favorecer a mobilização de superfícies de ruptura.

Diante da recorrência desses problemas, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) tem ampliado os programas de gestão e manutenção das estruturas associadas às rodovias federais. Nesse contexto, destaca-se o Programa de Manutenção e Reabilitação de Estruturas - PROARTE, originalmente voltado às Obras de Arte Especiais (OAEs), como pontes e viadutos, cujo escopo passou a incluir também estruturas de contenção por meio da Instrução Normativa nº 9/2022, reconhecendo a importância dessas estruturas para a estabilidade da plataforma rodoviária e segurança operacional da via.

Apesar desses avanços, a execução de obras de estabilização em rodovias em operação apresenta desafios operacionais relevantes. Grande parte da malha rodoviária brasileira é composta por rodovias de pista simples, nas quais intervenções em taludes e contenções frequentemente exigem interferências na própria plataforma da via, demandando desvios provisórios, operações em sistema de pare-e-siga ou até mesmo interdições temporárias.

No contexto de obras rodoviárias, estruturas de solo reforçado com geossintéticos têm sido amplamente empregadas na estabilização de aterros e taludes devido à rapidez construtiva e ao bom desempenho estrutural. Entretanto, o desempenho dessas estruturas depende fortemente das condições de fundação, sendo que a presença de planos de fraqueza ou zonas de baixa resistência no substrato pode comprometer a estabilidade global do sistema (Koerner, 2012; FHWA, 2009; Palmeira, 2018). Nesses casos, técnicas de melhoramento do solo, como colunas de mistura profunda ou jet grouting, podem ser utilizadas para aumentar a resistência e a rigidez do maciço (Mitchell & Soga, 2005; FHWA, 2013).

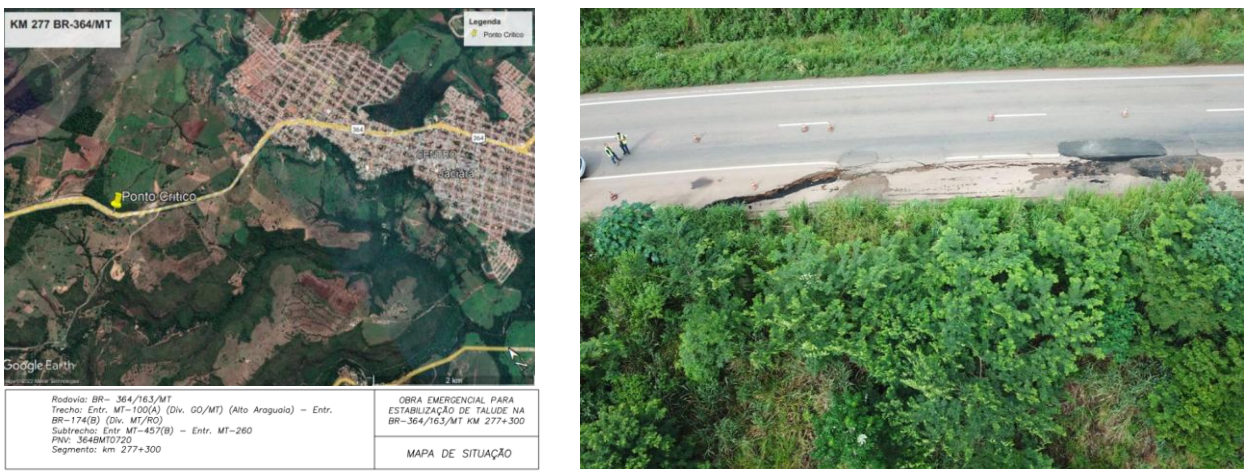
Nesse contexto, o presente trabalho apresenta um estudo de caso de instabilidade ocorrido em um trecho da rodovia BR-163/364, no estado de Mato Grosso, associado à movimentação da fundação de um muro de solo reforçado implantado durante as obras de duplicação da rodovia. O artigo descreve o diagnóstico geotécnico do problema, a solução de estabilização adotada por meio de colunas do tipo Cement Churning Pile (CCP) associadas a um dique de enrocamento e o desempenho da intervenção avaliado por meio de instrumentação geotécnica.

2 METODOLOGIA

Este trabalho apresenta um estudo de caso localizado nas rodovias federais BR-163/364, no estado de Mato Grosso. O movimento inicial de massa aparentemente ocorreu de forma progressiva, estando associado à sobrecarga dos aterros executados durante as obras de duplicação da rodovia, bem como às condições geológicas e hidrogeológicas locais. O talude da região apresenta predominância de rochas argilosas, como lamitos e folhelhos, parte das quais contém argilominerais potencialmente expansivos, característica que pode influenciar o comportamento geomecânico do maciço.

Em janeiro de 2022, os primeiros indícios de movimentação tornaram-se perceptíveis na pista. Com a evolução do processo de deformação, os deslocamentos passaram a se intensificar e, em 13 de fevereiro de 2022, as manifestações tornaram-se suficientemente expressivas para justificar a interdição da pista Norte da rodovia, em função dos riscos à segurança viária.

A Figura 1a apresenta o mapa de localização do trecho em estudo, enquanto a Figura 1b ilustra os primeiros indícios do processo erosivo observado na área.



a) b)

Figura 1. Estudo de caso: a) Localização; b) Início do processo erosivo.

Após a interdição, inicou-se a remoção do material escorregado, onde puderam ser observados movimentos secundários de massa. Conforme as investigações geotécnicas locais, foam observadas duas possíveis superfícies de ruptura, com componentes de translação dentro da rocha e no contato do colúvio com

a rocha. Dessa forma, como primeira solução, foi implantando um sistema de contenção em muro de solo reforçado com faceamento em gabiões, com extensão aproximada de 217 m, utilizando a técnica Terramesh associada a geogrelhas de poliéster de alta tenacidade. A Figura 2 retrata a solução implementada.



Figura 2. Solução de contenção em muro de solo reforçado com face em gabião.

No entanto, após cerca de quatro meses da conclusão da obra, surgiram manifestações patológicas relevantes no pavimento da pista Norte, incluindo trincas longitudinais e depressões significativas, indicando movimentações na fundação da estrutura. A evolução das patologias durante o período chuvoso levou à realização de novas investigações geotécnicas e à necessidade de desenvolvimento de uma outra solução de estabilização emergencial.

Então começaram as investigações geotécnicas. Foram realizadas campanhas de sondagens do tipo SPT em diferentes etapas da investigação. As sondagens atingiram profundidades relativamente reduzidas, possivelmente devido ao encontro com estratos de rocha ou saprólito. De modo geral, os resultados indicaram a presença de uma camada superficial de aterro, seguida por um horizonte de solo de textura siltosa a argilosa, com resistência crescente com a profundidade, sobrejacente a uma camada de rocha alterada.

Complementarmente, foram incorporados ao modelo geotécnico os dados provenientes de cinco sondagens rotativas executadas para a instalação de inclinômetros. Os resultados dessas investigações indicaram a presença de uma camada superficial de aterro sobrejacente a uma unidade de marga com diferentes graus de alteração. Em função do elevado grau de intemperismo observado em parte desse material, as porções mais alteradas foram interpretadas como solo residual na elaboração do modelo geotécnico, enquanto os trechos menos alterados foram considerados como rocha alterada de baixa resistência. Essa transição entre solo residual e rocha alterada foi considerada um elemento relevante para a compreensão do comportamento mecânico do maciço e para a definição das superfícies potenciais de ruptura.

Além das investigações diretas, foram analisadas duas perfilagens geoelétricas executadas paralelamente ao eixo da rodovia. Os resultados dessas campanhas indicaram a presença de anomalias de condutividade elétrica ao longo do maciço, possivelmente associadas a zonas de fraturamento ou falhas normais. Tais descontinuidades estruturais podem ter sido intensificadas por processos hidrotermais, contribuindo para o enfraquecimento local da rocha e para a formação de superfícies preferenciais de cisalhamento. A integração das informações obtidas por meio das sondagens, das leituras inclinométricas e das perfilagens geoelétricas permitiu refinar o modelo geotécnico da área e compreender de forma mais consistente o mecanismo de instabilidade que afetava o trecho.

Com base na interpretação das investigações e na identificação de planos potenciais de ruptura associados à interface entre o solo coluvionar e a rocha alterada, foi proposta uma nova solução de estabilização emergencial para o trecho. A solução consistiu no tratamento da fundação a jusante da contenção por meio da execução de colunas do tipo *Cement Churning Pile* (CCP), associadas à construção de um dique de enrocamento sobre a área tratada. As colunas foram dispostas em duas zonas de tratamento distintas: uma

cortina descontínua de colunas subverticais, destinada a interceptar as superfícies potenciais de ruptura, e contrafortes formados por colunas verticais, responsáveis por aumentar a resistência global do maciço e limitar deslocamentos.

Considerando que a superfície de descontinuidade identificada se encontra associada à camada de marga, as colunas foram projetadas para atravessar as camadas de solo e atingir essa unidade geológica, garantindo a interceptação do plano potencial de cisalhamento. Para permitir a penetração na marga, foi necessária a execução de pré-perfuração com equipamento rotopercussivo. Em trechos onde ocorre rocha mais competente, não se esperava a formação de colunas propriamente ditas, ocorrendo apenas o preenchimento das perfurações e de eventuais descontinuidades presentes no maciço.

Como medida adicional de estabilização, foi executado um dique de enrocamento sobre a área tratada, com crista de aproximadamente 3 m de largura e taludes com inclinação de 1V:1,2H. A presença desse maciço de enrocamento contribui para o aumento da tensão normal no plano potencial de cisalhamento, promovendo incremento da resistência ao deslizamento e auxiliando no controle das deformações do sistema. O dimensionamento da solução foi realizado de forma escalonada ao longo da extensão da contenção, tornando-se gradualmente menos robusto em direção às ombreiras, em função da redução da altura do talude e da menor magnitude dos deslocamentos observados nessas regiões. É possível observar uma seção esquemática da solução esquemática na Figura 3.

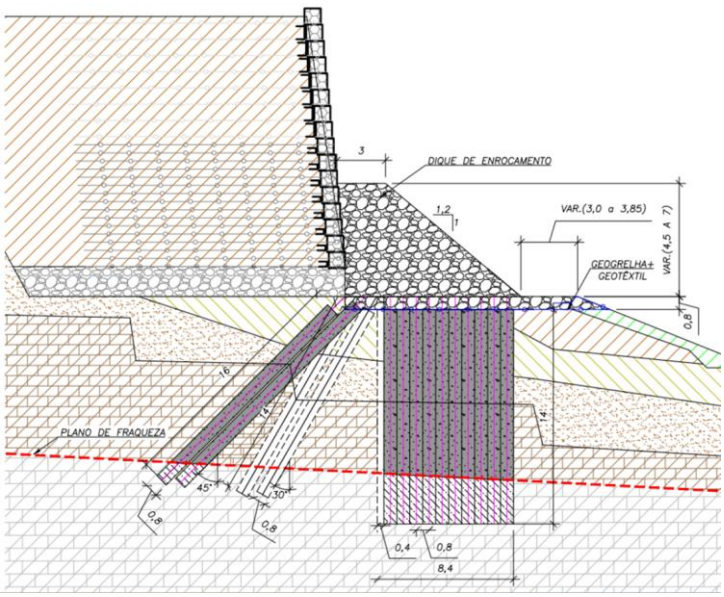


Figura 3. Seção esquemática da solução geotécnica adotada com colunas de CCP e dique de enrocamento.

Após a execução das colunas e do dique de enrocamento, foi implantado um sistema de monitoramento geotécnico composto por cinco inclinômetros verticais. A execução da obra seguiu recomendações técnicas compatíveis com os manuais de obras rodoviárias e de sinalização de obras do DNIT, incluindo o Manual de Sinalização de Obras e Emergências em Rodovias - IPR-738 (DNIT, 2010).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 4a a seguir mostra a injeção da calda de cimento na fundação e na Figura 4b, a localização dos inclinômetros, parte da solução com colunas de CCP e dique de enrocamento em finalização e o posicionamento dos inclinômetros colocados para monitoramento.



a)



b)

Figura 4. Solução com colunas de CCP e dique de enrocamento: a) Injeção da calda de cimento; b) posicionamento dos inclinômetros.

As leituras foram realizadas em três campanhas principais entre agosto de 2024 e janeiro de 2025. Os resultados indicaram deslocamentos máximos da ordem de 1,1 cm, concentrados nas camadas superficiais do aterro (ver Tabela 1). Esses valores são compatíveis com processos de acomodação do aterro executado e encontram-se significativamente abaixo dos valores normalmente associados a situações de instabilidade progressiva em taludes rodoviários (Duncan & Wright, 2005).

Tabela 1. Medições de deslocamentos por inclinômetros.

Inclinômetro	Nível d'água (m)	Profundidade Rocha Encontrada (m)	Máximo Deslocamento Medido (mm)
Inclinômetro 1	8,2	4,4	98,5
Inclinômetro 2	1,8	1,4	2,4
Inclinômetro 3	5,2	2,2	4,6
Inclinômetro 4	1,1	1,1	4,4
Inclinômetro 5	Não encontrado	13	54,7

Os fatores de segurança obtidos nas análises indicaram estabilidade global satisfatória do sistema. A utilização das colunas de CCP promoveu aumento da resistência ao cisalhamento do maciço tratado, enquanto o dique de enrocamento contribuiu para o aumento da tensão normal no plano potencial de ruptura.

4 CONCLUSÃO

O estudo de caso evidenciou a importância de investigações geotécnicas detalhadas para a adequada compreensão dos mecanismos de instabilidade associados a planos de fraqueza em maciços rochosos, especialmente em obras rodoviárias implantadas em contextos geológicos complexos. As investigações realizadas permitiram identificar superfícies potenciais de ruptura associadas à interface entre o material coluvionar e a rocha alterada, bem como zonas de descontinuidade no maciço, fatores que contribuíram para o desenvolvimento das movimentações observadas na fundação do muro de solo reforçado.

A solução de estabilização adotada, baseada no tratamento da fundação por meio da execução de colunas do tipo CCP associadas à construção de um dique de enrocamento, mostrou-se adequada para o aumento da resistência ao cisalhamento do maciço e para o incremento das tensões normais atuantes no plano potencial de ruptura.

Os resultados do monitoramento geotécnico indicaram deslocamentos reduzidos, com valores máximos da ordem de 1,1 cm, concentrados nas camadas superficiais do aterro, não sendo observada evolução

significativa das deformações ao longo do período de monitoramento. Esses resultados confirmam o desempenho satisfatório da solução implementada e indicam que os deslocamentos registrados são compatíveis com processos de acomodação do maciço após a intervenção.

Dessa forma, o caso apresentado reforça a aplicabilidade de técnicas de melhoramento de solo, como as colunas de CCP, associadas a estruturas de enrocamento, como alternativa eficaz para a estabilização de fundações em obras rodoviárias afetadas por instabilidades geotécnicas, especialmente em situações emergenciais e em ambientes geológicos complexos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), por meio da Superintendência Regional no estado de Mato Grosso e da Unidade Local de Rondonópolis, pelo apoio institucional e pela disponibilização das informações técnicas e relatórios utilizados no desenvolvimento deste estudo de caso. Agradece-se também às equipes técnicas envolvidas nas etapas de investigação geotécnica, elaboração do projeto e execução das obras emergenciais de estabilização, cuja atuação foi fundamental para o diagnóstico do problema e para a implementação da solução adotada. Os autores agradecem ainda ao Consórcio Infragestão pela contribuição técnica ao longo das atividades desenvolvidas.

Registra-se também o reconhecimento às equipes de campo responsáveis pela execução das sondagens, instalação da instrumentação geotécnica e realização do monitoramento por inclinômetros, bem como aos profissionais envolvidos no acompanhamento técnico da obra. O trabalho integrado entre projetistas, executores, supervisão e fiscalização foi essencial para a adequada compreensão do comportamento do maciço e para a adoção de uma solução eficaz de estabilização da encosta.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). *NBR 11682: Estabilidade de encostas.* Rio de Janeiro.

Abramson, L.W.; Lee, T.S.; Sharma, S.; Boyce, G.M. (2002). *Slope Stability and Stabilization Methods.* 2nd ed., John Wiley & Sons, New York, 712 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2022). *Instrução Normativa nº 9/2022 – Procedimentos para gestão, manutenção e reabilitação de estruturas de contenção no âmbito do DNIT.* Brasília.

Federal Highway Administration – FHWA (2009). *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines.* Publication No. FHWA-NHI-10-024, Washington, DC.

Federal Highway Administration – FHWA (2013). *Ground Improvement Methods Reference Manual.* Publication No. FHWA-NHI-13-099, Washington, DC.

Koerner, R.M. (2012). *Designing with Geosynthetics.* 6th ed., Xlibris Publishing, Bloomington, 914 p.

Mitchell, J.K.; Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior.* 3rd ed., John Wiley & Sons, New York, 577 p.

Palmeira, E.M. (2018). *Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente.* Oficina de Textos, São Paulo, 496 p.

Vargas, M.; Pichler, E. (1957). *Residual soils and rock weathering in tropical regions.* Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London.

Wyllie, D.C.; Mah, C.W. (2004). *Rock Slope Engineering: Civil and Mining.* 4th ed., Spon Press, London, 431 p.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/64

Estudo do desempenho de reforço de fundação em edifício histórico de Goiânia por monitoramento de recalque

Gabriel Ribeiro Silvestre
Doutorando, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, gabriel.rsilvestre@discente.ufg.com

Sara Cristina de Carvalho Zampronha
Arquiteta e Urbanista, Universidade de Brasília, Goiânia, Brasil, sarazampronha@gmail.com

Mailson Queiroz de Oliveira
Engenheiro Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, eng.mqueiroz@gmail.com

Wanessa Correa
Arquiteta e Urbanista, Superintendência de Patrimônio Histórico e Artístico/SECULT do Estado de Goiás, Goiânia, Brasil, wanessa.correa@goias.gov.br

Sandoval Junqueira
Engenheiro Civil, SONAF, Goiânia, Brasil, sonaf@terra.com.br

RESUMO: O edifício da Chefatura de Polícia, inaugurado em 1937, compõe o acervo arquitetônico e urbanístico Art Déco da capital goiana. Após décadas de uso e um período de abandono, a elaboração de um plano de revitalização do prédio demandou uma intervenção estrutural no imóvel. Constatou-se que as fundações originais, em pedra argamassada, não estavam aptas a receber as novas cargas propostas. Além disso, uma análise visual identificou indícios característicos de recalque diferencial na construção. Dessa forma, propôs-se reforço por injeção de nata de cimento sob a fundação existente, visando aumentar a rigidez do solo de apoio. O objetivo deste estudo foi monitorar, entre os anos 2020 e 2024, a evolução dos recalques após a execução do reforço e avaliar o desempenho das fundações a longo prazo. Ao longo do acompanhamento, observou-se que, entre reforço e a finalização da revitalização, a velocidade de recalque manteve-se abaixo de 35 µm/dia. Na leitura realizada após 28 meses, a velocidade foi inferior a 2 µm/dia, indicando estabilização dos recalques no período final do monitoramento. Portanto, pôde-se admitir que o acréscimo de rigidez promovido pela injeção de nata de cimento mostrou-se viável para estabilizar a fundação, sem alterar a configuração estrutural original do patrimônio histórico.

PALAVRAS-CHAVE: Reforço de fundação, Patrimônio histórico, Monitoramento de recalque, Fundações superficiais, Injeção de nata de cimento.

ABSTRACT: The Police Headquarters building, inaugurated in 1937, is part of the Art Déco architectural and urban heritage of the capital of Goiás. After decades of use and a period of neglect, the development of a revitalization plan required structural intervention. Analyses indicated that the original mortar stone foundations were unable to support the new proposed loads, and visual inspections identified characteristic signs of differential settlement. To address this issue, a proposal has been made to increase the stiffness of the supporting soil by means of reinforcement through cement grout injection beneath the existing foundations. This study aimed to monitor the evolution of settlements between 2020 and 2024 after the reinforcement and to evaluate the long-term performance of the foundations. During the monitoring period, it was observed that between the reinforcement works and the completion of the revitalization, the settlement rate remained below 35 µm/day. After a period of 28 months, the measured rate was found to be less than 2 µm/day, indicating stabilization in the final monitoring stage. These results suggest that the stiffness increase provided by the cement grout injection was effective in stabilizing the foundation without altering the original structural configuration of the historic heritage building.

KEYWORDS: Foundation strengthening, Historic heritage, Settlement monitoring, Shallow foundations, Cement grout injection.

1 INTRODUÇÃO

No início do século XX a cidade de Goiás, então capital do estado, com suas ruas com traçado irregular e construções em estilo colonial, não dialogava com as novas ideias que estavam em voga, de modernidade, industrialização e internacionalização. Movido por ímpetos modernizadores, o estadista Pedro Ludovico Teixeira entendeu que o estado de Goiás precisava de uma capital cosmopolita voltada ao futuro, e assim decidiu-se pela construção de uma nova urbe. Estudiosos do urbanismo foram convocados, e o urbanista Atílio Correa Lima, à frente da empresa P. Antunes e Cia, do Rio de Janeiro, foi contratado para elaboração dos estudos e projetos visando a construção da nova capital. Assim, na década de 1930 Goiânia foi construída como nova capital do estado de Goiás, com traçado moderno e Praça Cívica como núcleo simbólico-administrativo (Manso, 2010). Entre os edifícios institucionais que compõem o conjunto edilício da Praça Cívica Dr. Pedro Ludovico Teixeira, está a antiga Chefatura de Polícia e Cadeia Pública, que foi objeto da intervenção, acompanhamento e análise deste estudo.

O traçado urbano inicial de Goiânia (Núcleo Pioneiro de Goiânia), o conjunto de construções públicas do estilo Art Déco e os nomes das vias do setor Central foram tombados em 18 de novembro de 2003 pelo IPHAN por meio da Portaria 507. O tombamento reconhece esse conjunto urbanístico e arquitetônico como patrimônio cultural, e os torna protegidos nas esferas municipal, estadual e federal. O edifício da Antiga Chefatura de Polícia e Cadeia Pública, projetado pela Superintendência de Obras do estado de Goiás, em parceria com o escritório dos irmãos Coimbra Bueno e inaugurado em 1937, teve seu Bloco A incluído no tombamento, compondo assim o conjunto de edifícios protegidos da Praça Cívica (os Blocos B e C foram excluídos do processo) (Manso, 2010).



Figura 1. Núcleo Pioneiro de Goiânia e Conjunto Arquitetônico Tombado da Praça Dr. Pedro Ludovico Teixeira, com Edifício da Antiga Chefatura da Polícia em destaque, adaptado da Portaria do IPHAN nº 201/2024 (Santana *et al*., 2025) e fotografia da fachada do Bloco A adaptada de acervo pessoal.

Além de inicialmente ter a função de chefatura de polícia e cadeia pública, ao longo das décadas o edifício abrigou diferentes órgãos públicos estaduais, como por exemplo a Superintendência de Planejamento e a Empresa de Obras Públicas, acumulando diversas intervenções além de períodos de subutilização que comprometeram o desempenho de sua estrutura (Manso, 2010). Com a decisão de revitalização do imóvel para adequá-lo a novas demandas de uso, constatou-se que a capacidade estrutural das fundações originais em pedra argamassada estava comprometida, evidenciada, por exemplo, pelo aparecimento de trincas inclinadas a 45°, indicativas de recalque diferencial.

Em edificações tombadas, intervenções estruturais devem conciliar desempenho e preservação dos valores que motivaram o tombamento, privilegiando soluções de mínimo impacto e compatíveis com os sistemas construtivos originais. Nesse contexto, a injeção de nata de cimento sob a edificação mostra-se com uma técnica que permite incremento de rigidez do solo de apoio das fundações sem alterar a configuração original da estrutura de fundação (Passalacqua, 2009).

Dessa forma, a relevância do presente estudo reside na documentação sistemática do comportamento de fundações reforçadas por meio de injeção de nata de cimento em edifício tombado e analisadas exclusivamente por monitoramento de recalques a longo prazo. Tal abordagem contribui para os estudos das práticas de intervenção geotécnica compatíveis com a preservação do patrimônio construído. Este artigo tem por objetivo apresentar o processo de reforço de fundação da antiga Chefatura de Polícia, bem como o monitoramento, entre 2020 e 2024, da evolução dos recalques após a injeção de nata de cimento, avaliando o desempenho da solução adotada.

2 METODOLOGIA

2.1 Condição dos edifícios e reforço do solo sob as fundações

O estudo foi desenvolvido nos três blocos do edifício da antiga Chefatura de Polícia e Cadeia Pública (16° 40' 52,26" S; 49° 15' 27,01" O). Realizaram-se sondagens do tipo SPT (*Standard Penetration Test*) no local, para orientar a definição das intervenções estruturais necessárias à revitalização. Os dois blocos mais antigos (Blocos A e B) apresentavam sinais evidentes de recalque diferencial (trincas em 45°) – ver Figura 2 (c) – e outros sinais de degradação estrutural em peças de concreto armado, ninhos de cupim e inúmeros pontos de infiltração de águas das chuvas em fissuras diversas. O Bloco C apresentava fissuras menores apenas em um ponto das paredes. A identificação do tipo de fundação foi feita por meio de escavações exploratórias em pontos selecionados, que revelaram fundações em pedra argamassada sobre as quais as paredes se apoiavam – detalhe na Figura 2 (a).

As quatro sondagens SPT realizadas evidenciaram que o solo local é constituído por uma camada de argila arenosa com espessura variando entre 4 e 5 metros de profundidade, seguida por silte arenoso compacto de rigidez significativamente maior que a camada de argila arenosa. Na camada de silte arenoso, entre aproximadamente 4 até 10 metros de profundidade, foram identificados veios de quartzo e pedregulhos. Todas as sondagens foram paralisadas até 10 metros, pelo critério de parada de golpes definido pelo projetista de aproximadamente 50 golpes em profundidades superiores a 7 metros. O nível do lençol freático (ou d'água) não foi encontrado até essa profundidade, o que dispensou o uso de trépano de lavagem. A Figura 2 (b) ilustra o resultado médio obtido pelas quatro sondagens realizadas.

De posse dos resultados das sondagens e considerando-se a condição de patrimônio histórico dos edifícios e a evidente situação de recalque diferencial sofrido principalmente nos vértices dos edifícios, optou-se pela injeção de nata de cimento sob as fundações de pedra argamassada existentes, com a finalidade de aumentar a rigidez do solo. Essa solução foi adotada em toda a extensão dos Blocos A e B; no Bloco C foi realizada injeção apenas na face que apresentava fissuras. Também foi realizado 2 testes de injeção para conferir o comportamento da injeção na pressão de projeto – ver Figura 2 (d) e Figura 2 (e).

A campanha de injeção por nata de cimento foi projetada com 2 manchetes por furo, com consumo de um saco de cimento de 50kg por manchete, com fator água cimento (AC) de 0,7 para injeções. As bainhas foram projetadas para consumir 1 saco de cimento por furo, com fator AC de 0,5. Após realizadas todas as injeções constatou-se a necessidade de extrapolar o consumo de 1 saco de cimento por manchete para 1,5 sacos de cimento por manchete, totalizando uma média de 3 sacos de cimento por furo. Essa média final contabilizou os reforços nos pontos que necessitaram de nova injeção e reforços em pontos vizinhos aos quais a injeção não se mostrou possível. O ângulo de perfuração adotado foi de 45° ± 5°, com alguns pontos alterados para um ângulo de 90° para que se possibilitasse a injeção. Essa alteração no ângulo de perfuração de alguns pontos foi requerida *in loco,* devido à largura variável da fundação de pedra argamassada. O detalhamento genérico do planejamento de injeção, para o ângulo de 45° de perfuração, pode ser visualizado na Figura 2 (a).

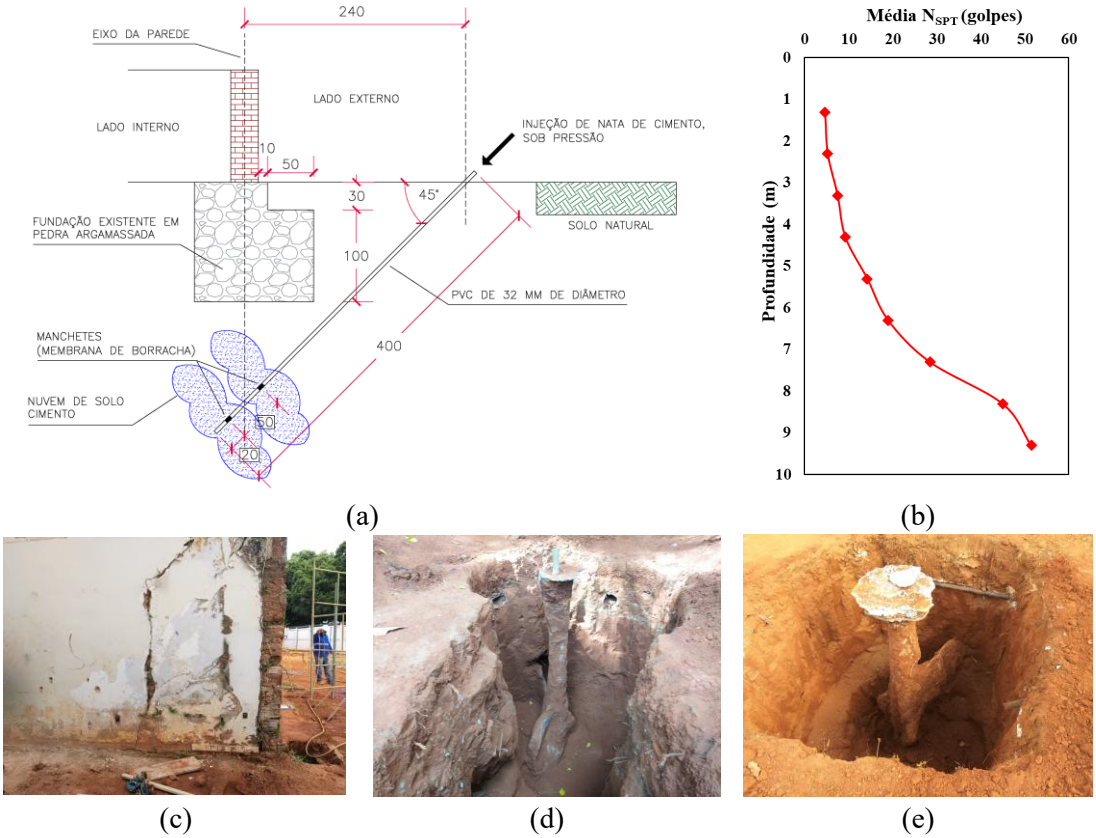


Figura 2. (a) Detalhe Genérico do reforço por injeção de nata de cimento; (b) Média do N_{SPT} obtido pelas 4 sondagens realizadas; (c) Trinca em 45° de um canto do Bloco B; (d) primeiro teste de injeção escavado e (e) segundo teste de injeção escavado.

As perfurações para inserção dos tubos para injeção foram realizadas de 2 maneiras distintas, sendo que, na parte interna dos edifícios e a região do corredor entre os Blocos A e B, e entre B e C, foi utilizado método de perfuração manual com auxílio de trado concha de 4 polegadas (101,6 mm) de diâmetro. No restante da parte externa utilizou-se de uma sonda rotativa com circulação de água sem fluido estabilizante para a perfuração. A perfuração externa do Bloco C foi a única exceção, cuja perfuração foi realizada pelo método manual apresentado anteriormente. No Bloco A, 54% de um total de 90 furos, no Bloco B, 71% de um total de 83 furos e no Bloco C, 100% de um total de 3 furos, foram realizados pelo método manual de perfuração.

2.2 Monitoramento de recalques

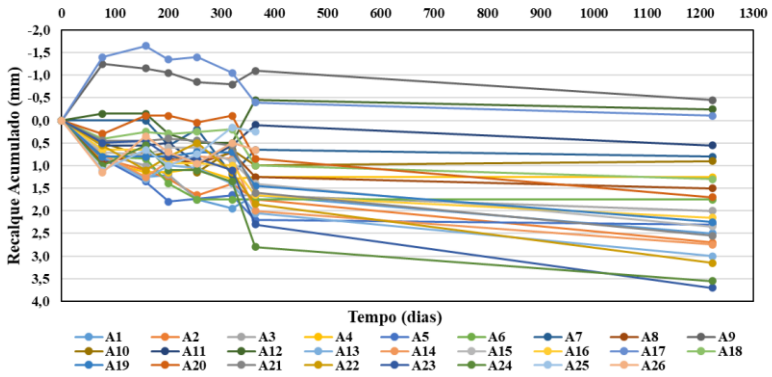
O monitoramento dos recalques foi realizado por meio de um nível geométrico de alta precisão Wild Heerbrugg modelo N2, com bolha bipartida e com um micrômetro acoplado, garantindo precisão de leitura de 0,05 mm. Utilizou-se também uma mira tensionada de aço Invar, liga metálica que garante baixo coeficiente de dilatação por variação térmica (Guillaume,1904; Sahoo e Medicherla, 2021), para que se possibilite adequabilidade ao programa de leituras em ambiente aberto (área externa aos edifícios). O programa de leitura se iniciou aproximadamente 90 dias após finalizadas as últimas injeções nos edifícios, dessa maneira, provavelmente alguma parcela do recalque, sofrido durante a realização do reforço e imediatamente após o reforço realizado, foi perdido (Logar *et al*. 2024).

Foram instalados ao redor dos edifícios um total de 42 pontos de leituras, sendo que os pontos foram distribuídos da seguinte forma: i) 26 pontos no Bloco A, ii) 12 pontos no Bloco B e iii) 4 pontos no Bloco C. Também foram instalados 6 *benchmarks* (BM) superficiais, também conhecidos por referências de nível superficiais, circundando os Blocos A e B, para que, caso ocorra a perda de alguma referência de nível, seria possível transferir o valor de cota lido para outro BM. O programa de leituras se iniciou em novembro de 2020

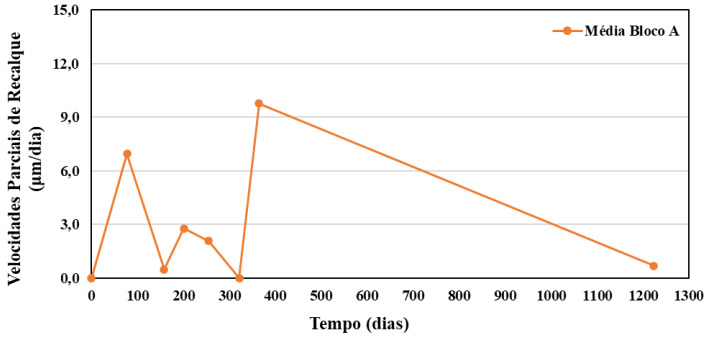
e até novembro de 2021 foram realizadas 7 leituras, com intervalos de aproximadamente 52 dias. Em março de 2024 foi realizada uma leitura com um intervalo de tempo maior, para uma avaliação final da estabilidade das fundações.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Concluído o programa de leituras do controle de recalques, analisaram-se os valores de recalques parciais, acumulado e as velocidades de recalques. Foi realizada a análise dos recalques sem a aplicação de análises estatísticas para determinação de outliers em cada dia de leitura. Concluiu-se que outras análises estatísticas não seriam úteis, uma vez que houve bastante variabilidade de valores máximos e mínimos. Por esse motivo, optou-se por exibir apenas a curva média de velocidade de recalque. Ao longo do acompanhamento, observou-se que, desde o reforço até a finalização da revitalização, a velocidade de recalque manteve-se abaixo de 35 µm/dia. Na leitura realizada após 28 meses, a velocidade foi inferior a 2 µm/dia, indicando estabilização dos recalques no período final do monitoramento. Outra observação foi que em nenhum caso, o valor da velocidade média de recalques dos Blocos A, B e C, ultrapassou a marca de 10 µm/dia. Foi possível notar durante o programa de leituras algumas situações de levantamentos dos pontos lidos, que resultaram em valores de recalques negativos, no entanto, entendeu-se que a inserção dos pontos nas paredes dos edifícios, resultaram em leituras que estavam ligadas as movimentações estruturais dessas paredes durante o processo de reforma. Dessa forma, os valores de recalques negativos podem ser atribuídos a essa condição e a possíveis erros durante o processo de leitura dos pontos em campo. Todavia, é importante ressaltar que o programa possibilitou a avaliação da condição das fundações. As Figuras 3, 4 e 5, ilustram adiante o comportamento de desenvolvimento de recalques dos edifícios.



(a)

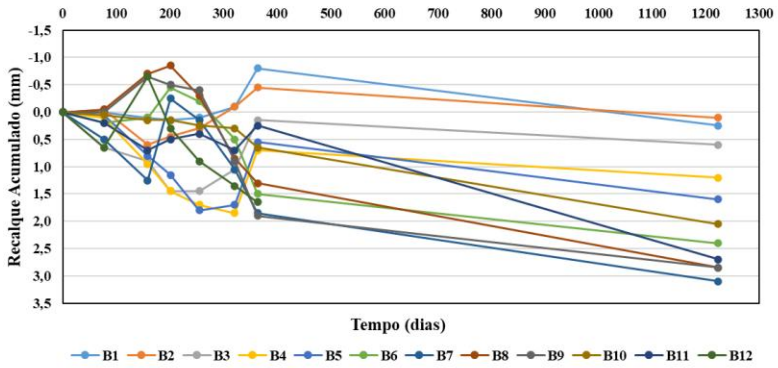


(b)

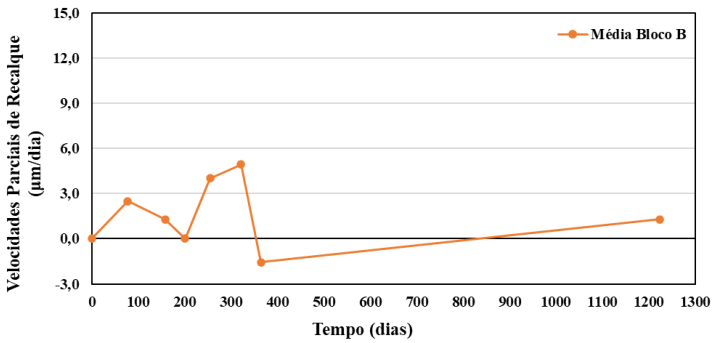
Figura 3. Desenvolvimento dos recalques ao longo do programa de leituras para o Bloco A: (a) recalques acumulados por ponto lido e (b) média das velocidades de recalques calculada em cada visita.

Os gráficos de evolução dos recalques mostraram que houve muito pouco recalque ao longo do período observado (menos de 4,0 mm de recalque acumulado), e baixas velocidades de evolução dos recalques (valores

menores que 35 µm/dia e médias em cada edifício abaixo de 10 µm/dia). Observando-se o último intervalo (entre 7ª e 8ª leituras) é possível perceber que o valor máximo de acréscimo de recalque permaneceu menor que 1,5 mm para um período de 859 dias, excetuando-se o ponto B11, que apresentou um valor de 2,45 mm de recalque. Esse ponto, no entanto, apresentou um valor de levantamento na leitura anterior, que pode ter sido causado por incertezas na qualidade do ponto de leitura ou falha na leitura do ponto. Assim, o valor maior lido deve estar contabilizando o recalque ocorrido desde a 6ª leitura. Excluindo-se o valor lido em B11, o máximo valor de velocidade de recalque para esse último intervalo foi menor que 2,0 µm/dia, o que é um forte indicativo de estabilidade dos recalques.



(a)



(b)

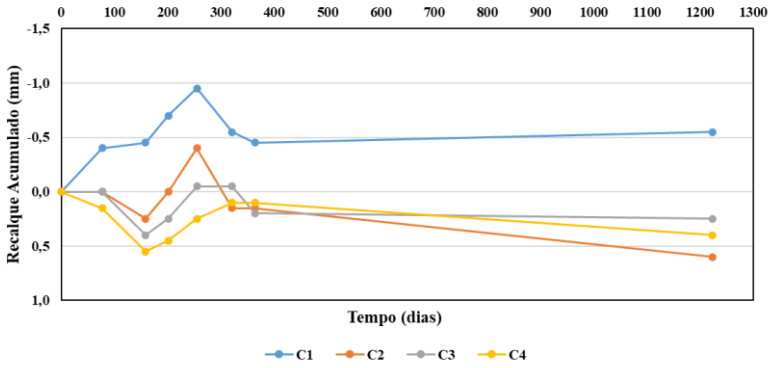
Figura 4. Desenvolvimento dos recalques ao longo do programa de leituras para o Bloco B: (a) recalques acumulados por ponto lido e (b) média das velocidades de recalques calculada em cada visita.

Observações acerca das velocidades admissíveis de recalque para edificações com idade entre 1 e 5 anos e superiores a 5 anos já foram apresentadas por autores como Alonso (2011), que considera estáveis velocidades de até 20 µm/dia e moderadas aquelas entre 20 e 40 µm/dia para edificações com mais de 5 anos. Por sua vez, Milititsky (2015) adota critérios mais restritivos, admitindo como estáveis velocidades de até 10 µm/dia para estruturas com mais de 5 anos e, para edificações entre 1 e 5 anos, valores admissíveis entre 10 e 20 µm/dia. Entretanto, ambos os autores ressaltam que tais limites são de caráter genérico, devendo ser utilizados apenas como referência, e não como fator determinante para a avaliação do comportamento da interação solo-estrutura.

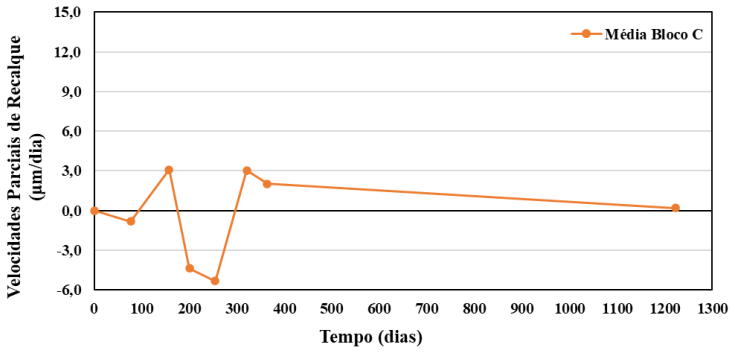
No entanto, o que pode causar estranheza é que a natureza granular dos solos da região – argilas porosas e siltes (Junqueira, 2017; Camapum de Carvalho e Gitirana Jr., 2021; Bernardes, 2023; Sales *et al*. 2023, Cruz Junior, 2025) – e a condição de não saturação sob as quais o solo sob os edifícios se encontram, levam a crer que os recalques das fundações deveriam se desenvolver de forma imediata, e o comportamento observado contraria essa expectativa, mesmo que em valores de recalques acumulados muito pequenos (menos de 4 mm em 1223 dias). Entretanto, essa característica já foi observada anteriormente, em construções paulistas como o edifício Copan, o edifício CBI-Esplanada e o edifício do Hotel Jaraguá (Vargas e Leme de Moraes, 1989).

Em Goiânia, Junqueira (2017) já registrou o mesmo comportamento no edifício do Teatro Goiânia (localizado a aproximadamente 700 metros do prédio da Antiga Chefatura de Polícia).

Admite-se que, em solos granulares, há uma parcela de recalque associada a compressões secundárias; conforme Vargas e Leme de Moraes (1989) essas deformações possivelmente ocorrem devido à natureza viscosa do solo, dessa maneira, nessas situações, as deformações semi-elásticas ocorridas a longo prazo são devidas a deformações viscosas. É importante lembrar que, no período de 0 até 364 dias, os edifícios ainda estavam passando pelas reformas estruturais e recebendo novos acabamentos internos, e após, entre 364 e 1223 dias, os edifícios foram ocupados e também receberam novas cargas, dessa forma, os recalques lidos são uma mescla do acréscimo de cargas (recalques imediatos – compressões primárias) e da natureza do comportamento viscoso do solo (compressões secundárias), sem que fosse possível separar o efeito de cada parcela no resultado final, mas é possível afirmar que o recalque percebido foi causado principalmente pelo carregamento.



(a)



(b)

Figura 5. Desenvolvimento dos recalques ao longo do programa de leituras para o Bloco C: (a) recalques acumulados por ponto lido e (b) média das velocidades de recalques calculada em cada visita.

Por fim, foi possível notar que o reforço do solo sob a fundação pelo método de injeção de nata de cimento, aumentou a rigidez do trecho de solo de baixa capacidade de carga sobre a qual as fundações em pedra argamassada estão assentadas (camada de argila arenosa). Essa técnica se mostrou, portanto, viável para se utilizar em monumentos históricos, principalmente aqueles que passaram por processos de tombamentos, nos quais se requer o cuidado de realizar o mínimo possível de alterações, mesmo que estruturais, para que se preserve o valor histórico advindo da construção original (Passalacqua, 2009; Logar *et al*. 2024).

4 CONCLUSÕES

Finalizado o programa de leitura do controle de recalque, com a estabilização dos recalques, foi possível notar um indicativo de acréscimo de rigidez promovido pela injeção de nata de cimento no trecho de solo sob as fundações em pedra argamassada que se mostrou eficaz para estabilizar os recalques da fundação

(velocidade da última leitura – intervalo entre 2021 e 2024 – próxima a zero), sem alterar a configuração estrutural das fundações originais do patrimônio histórico em questão. Dessa maneira, essa técnica se viabiliza para estabilização de fundações de edifícios históricos tombados.

AGRADECIMENTOS

Os(as) autores(as) agradecem à SONAF e à SECULT pela receptividade, apoio à pesquisa e fornecimento dos projetos e relatórios de sondagem para realização do estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U. R. (2011) *Previsão e controle das fundações*. 2ª ed., Edgard Bluncher, São Paulo, SP, Brasil, 146 p.

Bernardes, H. C. (2023) *Análise do comportamento de um radier estaqueado com base em instrumentação de fundação e pilares*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília / UnB, 246p.

Camapum de Carvalho, J., Gitirana Jr., G., F. N. (2021) Unsaturated soils in the context of tropical soils. *Soil and Rocks*, 44 (3), p.1-25. https://doi.org/10.28927/SR.2021.068121

Cruz Junior, A. J. D. (2025) *Estudo experimental e numérico do efeito da compensação no comportamento de uma fundação de um edifício alto*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília / UnB, 347p.

Guillaume, C. (1904) Invar and Its Applications. *Nature*, 71, p. 134-139. https://doi.org/10.1038/071134a0

Santana, B. O., Mendonça, D., M., Souto, D. A., Cassani, M. E. M. (Eds.). (2025) *Normatização do acervo arquitetônico e urbanístico Art Déco de Goiânia: Portaria n° 201/2024 comentada e ilustrada*. Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (Brasil). Superintendência do Iphan Goiás, Iphan, Goiânia, GO, Brasil, 148 p.

Junqueira, S. (2017) Reforço de fundações do teatro Goiânia. In: Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste – Geocentro 2017, Goiânia. *Anais...* ABMS. v. 1, p. 475-478.

Logar, J., Pulko, B., Smolar, J., Oštir, K. (2024) On the ground settlements observed during execution of jet grouting columns in urban area adjacent to a historic building. In: XVIII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Lisboa, Portugal. *Anais...* ECSMGE 2024, v. 1, p. 2409-2412. https://doi.org/10.1201/9781003431749-462

Manso, C. F. A. (Ed.). (2010) *Goiânia art déco : acervo arquitetônico e urbanístico - dossiê de tombamento*. 2ª ed., Instituto Casa Brasil de Cultura, Goiânia, GO, Brasil, 190 p.

Milititsky, J.; Consoli, N. C.; Schnaid, F. (2015) *Patologia das fundações*. 2ª ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 256 p.

Passalacqua, R. (2009) Ground improvement under historical buildings: a case history. In: The 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Alexandria, Egito. *Anais...* ICSMGE, v. 1, 2, 3 e 4, p. 2399-2402. https://doi.org/10.3233/978-1-60750-031-5-2399

Sahoo, A., Medicherla, V. R. R. (2021) Fe-Ni Invar alloys: A review. *Materials Today: Proceedings*, 43 (2), p. 2242-2244. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.12.527

Sales, M. M., Vilar, O. M., Mascarenha, M. M. A., Pereira, J. H. F., Silva, C. M., Carvalho, J.C. (2023) Fundações em solos não saturados. In: J.C. Carvalho, G.F.N. Gitirana Jr., S.L. Machado, M.M.A. Mascarenha, F.C. Silva Filho, R.A. Rodrigues (Eds.), *Solos não saturados no contexto geotécnico*, 2ª ed., ABMS, p. 913-968. https://doi.org/10.4322/978-65-992098-3-3.cap27

Vargas, M., Moraes, J. T. L. (1989) Long term settlements of tall buildings on sand. In: 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brasil. *Anais...* Rotterdam: Balkema, ISSMGE, p.765-768.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/65

Estudos, Projeto e Execução de Fundações em Linguagem Poética

Ana Patrícia Nunes Bandeira
Professora Universitária, UFCA, Juazeiro do Norte, Brasil, ana.bandeira@ufca.edu.br

André Luís Brasil Cavalcante
Professor Universitário, UnB, Brasília, abrasil@unb.br

Carlos Medeiros Silva
Engenheiro Geotécnico, EMBRE, Brasília, Brasil, carlos@embre.com.br

José Camapum de Carvalho
Profissional Liberal, Brasília, Brasil, camapumdecarvalho@gmail.com

Marília Muniz Veras
Psicóloga Poetisa, Clínica Imago, Brasília, Brasil, clinicaimago@hotmail.com

Maurício Martines Sales
Professor Universitário, UFG, Goiânia, mmartines@ufg.br

RESUMO: A apresentação deste artigo em formato de poemas objetiva contribuir para a popularização da ciência e trazer certa leveza ao tratamento de temas por vezes dotados de grande complexidade. Sem a pretensão de substituir a metodologia de comunicação na abordagem de temáticas de natureza técnica, o uso da arte em forma de poesia como meio de comunicação, é suscetível de gerar impactos positivos no contexto técnico e social. A metodologia adotada consiste na elaboração de um texto escrito por meio de poesias, recorrendo-se a diferentes formatos. O artigo concentra-se predominantemente nos estudos, projeto e execução de fundações, não se limitando, no entanto, apenas a esse âmbito e buscando fazer contextualizações espaciais e temporais. O acróstico a seguir ilustra o formato adotado:

Poesia

Poesia é a expressão criativa da comunicação,
Outras existem na engenharia,
Ela, porém, pode despertar a reflexão,
Sair do convencional é por vezes essencial.
Ir pela trilha da dialética poética pode despertar sabedoria,
Alcançando-se nos projetos de fundações, equilíbrio no emocional.

A ideia é convidar o leitor por meio da poesia a estar refletindo sobre suas atividades profissionais. O artigo buscará, recorrendo à poesia como expressão artística, contribuir para a interação do meio profissional com a sociedade.

PALAVRAS-CHAVE: Clima, Solos Tropicais, Ensaios, Reflexão.

ABSTRACT: The presentation of this article in poem format aims to contribute to the popularization of science and bring a certain lightness to the treatment of topics that are sometimes highly complex. Without intending to replace communication methodologies in addressing technical subjects, the use of art in the form of poetry as a means of communication is likely to generate positive impacts in both technical and social contexts. The methodology adopted consists of creating a written text using poems in different formats. The article focuses predominantly on the study, design, and execution of foundations, but is not limited to this area, seeking to provide spatial and temporal contexts. The following is a translation of the acrostic written in Portuguese to illustrate the intended format for the article:

Poetry

Poetry is a gentle form of communication,
Others exist in engineering,
It, however, can awaken reflection,
Moving away from the conventional,
Towards wisdom,
It achieves balance in the emotional foundations.

The idea is to invite the reader, through poetry, to reflect on their studies, research, and professional work. The article will seek, using poetry as an artistic expression, to contribute to the interaction between the professional field and society.

KEYWORDS: Climate, Tropical Soils, Essays, Reflection.

1 INTRODUÇÃO

A Geotecnia é uma área da Engenharia Civil ampla e dotada de certa complexidade e dinamicidade, pois o comportamento dos solos e rochas além de depender das características geológicas e geomorfológicas são muitas vezes sensíveis a alterações ambientais, climáticas e de ocupação e uso do terreno. As fundações não fogem à regra e a linguagem poética pode aguçar reflexões e auxiliar no entendimento de problemas em princípio complexos.

O tema fundações na área geotécnica é amplo e pode se referir a diferentes tipos de fundações e a fundações com distintas finalidades, porém, este artigo se refere mais especificamente a estruturas de fundações destinadas a suportar obras como edifícios, pontes e viadutos. O soneto a seguir aborda o tema em sua essência.

Tipos de Fundações e Comportamento do Solo

As fundações, sejam profundas ou superficiais
Antes, e com zelo, no projeto terá a adoção,
Pois dependem da resposta da investigação
Que fornece os parâmetros dos perfis tropicais.

Sapatas e radiers podem ter sucesso temporário
Se o solo de apoio apresentar variação de volume com a sucção.
Como Gitirana *et al*. (2025) chamam atenção,
Pois a expansão ou colapso do solo podem alterar o cenário.

Em se tratando das fundações,
É indispensável o domínio da Geotecnia
Pois cada caso é um estudo em processo

Que busca garantir a segurança e a economia
Na escolha das melhores soluções
Para a parte enterrada da obra ser um sucesso.

No campo profissional atinente à Engenharia cabe aqui destacar que o Código de Ética Profissional que regula a Engenharia, a Agronomia, a Geologia, a Geografia e a Meteorologia, traz em seu Artigo 4º que "As profissões são caracterizadas por seus perfis próprios, pelo saber científico e tecnológico que incorporam, **pelas expressões artísticas que utilizam** e **pelos resultados sociais**, **econômicos** e **ambientais** do trabalho que realizam" (Resolução nº 1002 de 26 de novembro de 2002). Nesse sentido, o artigo buscará, recorrendo à poesia como expressão artística, contribuir para a interação do meio profissional com a sociedade abordando os temas apresentados no poema a seguir:

Fundações em Linguagem Poética

As fundações de aterros, edifícios, pontes, viadutos..., brilham em diferentes aspectos.

Têm como **Introdução**, os **Estudos Geotécnicos**,
A **Linguagem Poética** traz um legado sem limitações,
Estudos que formam a base dos **Projetos de Fundações**,
Projetos que se consolidam com a **Execução das Fundações**,
Nascendo sobre elas as construções, construções que não são banais,
Recomendável se torna **Monitoramento** durante e após concluídas as edificações,
Por vezes requerendo **Reforço nas Fundações**.
Não raro dando origem a **Considerações Finais,**
A múltiplos **Agradecimentos**,
A **Referências**, que lembram aquela obra em seus enriquecedores momentos

2 LINGUAGEM POÉTICA

Tem-se que os estudos, projetos e execuções de fundações constituem um acervo de contribuições de grande importância com significado que se amplia e fortalece com o uso de linguagem poética como bem ilustra o poema "O Legado" de autoria de Marilia Veras apresentado a seguir e publicado nas considerações finais do artigo "Fundações Vistas com outro Olhar" (Camapum de Carvalho et al. 2024).

O Legado

Nas Fundações um olhar integrado é possível
São percepções ampliadas
De cenários incertos
A engenhosidade se impõe
Fundamentada na ciência
Eternizada pela busca inovadora
São tantas Memórias Inspiradoras.
É a Arte que se manifesta
Na concepção estética
Contemplativa e necessária
Como uma relação poética,
Quando elaborada com Consciência,
É um aprendizado para a vida;
É o Legado sendo construído.

3 ESTUDOS GEOTÉCNICOS

Embora não raro as investigações e projetos geotécnicos se situem apenas nos contextos das exigências contratuais e/ou das normas técnicas, ambos são muitas vezes dotados de complexidade requerendo estudos mais amplos e/ou detalhados e o uso da linguagem poética pode contribuir para a ampliação das percepções e reflexões.

A significativa amplitude espacial e temporal, assim como a dinâmica ambiental dos locais de implantação das fundações conferem a elas certa complexidade, complexidade cuja percepção pode ser suavizada quando tratada em linguagem poética. No âmbito dos estudos geotécnicos aplicados a fundações o acróstico a seguir dá início a este estilo de abordagem discutindo-os:

Estudos Geotécnicos

Estudos geotécnicos compreendem um amplo universo,
Se iniciam já no planejamento da obra,
Transita pelas fases de projeto, execução e monitoramento.
Urge cuidado e atenção a cada momento.
Dados, informações e conhecimentos contidos na literatura são relevantes,

Obras são projetadas e executadas em condições e situações semelhantes,
Serem, no entanto, consideradas iguais é controverso.

Geralmente os estudos iniciais buscam entendimentos,
Engenhosidade, observação e reflexão são para eles importantes instrumentos,
Originando na continuidade que parte da simplicidade,
Todo um arsenal por vezes dotado de complexidade.
É assim a engenharia vivida pelos geotécnicos:
Com fundamentos teóricos,
Nascem estudos,
Iniciam-se e conclui-se ensaios,
Consolidam-se projetos.
Obras se transformam em realidade, por vezes com caminhada plena de emoções,
Sendo muitas vezes ponto de partida, as fundações.

Na realização dos estudos e projetos e na própria execução das obras de fundações assumem grande relevância as contextualizações espacial e temporal como apontam os sonetos "Cenário Espacial" e "Cenário Temporal" apresentados a seguir:

Cenário Espacial

Nos estudos, projetos e execução de obras geotécnicas o cenário espacial assume grande relevância,
A geologia, a geomorfologia e o clima o integram.
Muitas vezes, para estes aspectos, não se atenta, pois aparentemente não têm importância,
Ledo engano, pois não raro eles são a origem de problemas que abundam.

A geologia envolve solos, rochas, água.
Ensaios pontuais se apropriadamente integrados ajudam, a defini-la, a entendê-la,
O comum é, no entanto, espacialmente esquecê-la.
Com isso, muitas vezes, o suposto acerto, desagua.

A geomorfologia aplicada a fundações,
Requer seja vista em superfície e em subsuperfície,
Ela interfere em fatores como temperatura, umidade e tensões.

O clima por sua vez é extremamente dinâmico.
Por afetar a umidade e temperatura do maciço,
Considerá-lo contribui para que se evite pânicos.

Cenário Temporal

No domínio geotécnico o cenário temporal raramente é lembrado,
Trabalha-se com o aqui e o agora.
A dinâmica ambiental indica que a situação atual não será a de amanhã e nem é a de outrora,
Impondo-se nos estudos geotécnicos, que o aspecto temporal seja considerado.

Alterações geomorfológicas que ocorrem ao longo do tempo afetam tensões e o equilíbrio solo-atmosfera.
Modificando assim, o comportamento do solo e o desempenho das fundações,
Por vezes melhorando,
Outras vezes piorando.

Fatores como infiltração de substâncias poluentes e alterações na qualidade da água da chuva,
Assim como vibrações oriundas da circulação de veículos e mesmo de trovões,
E a própria obra, podem com o tempo, gerarem impactos no desempenho das fundações.

É relevante nos estudos, projetos e obras de fundações atentar para o Cenário Temporal,
Nele se tem o impacto de fatores previsíveis, mas existem ainda os imprevisíveis aos olhos humanos,
Fazendo sobressair, a relevância do uso da inteligência artificial.

Os estudos, projetos e execução das fundações possuem todo um arcabouço que se consolidou ao longo do tempo a partir de estudos experimentais e teóricos limitados à dimensão da mente humana em suas

individualidades. No entanto, hoje, com a presença da inteligência artificial, como mostra o poema a seguir, as perspectivas tendem a se tornarem ilimitadas, não abrindo porém, mão da participação humana.

4 INTELIGENCIA ARTIFICIAL NO CONTEXTO DOS ESTUDOS GEOTÉCNICOS

No âmbito dos estudos geotécnicos, a caracterização do subsolo sempre esteve associada à análise criteriosa de sondagens, ensaios de campo e investigações laboratoriais, cujos resultados, por natureza, são pontuais e sujeitos à variabilidade espacial e às incertezas inerentes aos materiais naturais. A crescente disponibilidade de dados e o avanço das ferramentas computacionais vêm ampliando as possibilidades de interpretação desses resultados, permitindo a integração entre parâmetros físicos, mecânicos e hidráulicos de forma mais sistêmica. Nesse contexto, a inteligência artificial apresenta-se como instrumento complementar à engenharia tradicional, contribuindo para a identificação de padrões, para o tratamento estatístico da heterogeneidade e para a construção de modelos mais representativos do maciço investigado. O acróstico a seguir busca expressar, em linguagem poética, essa interação entre técnica consolidada e inovação tecnológica aplicada aos estudos geotécnicos.

Inteligência Artificial

Interpreta dados de sondagens com precisão ampliada,
Na leitura estratigráfica identifica padrões sutis,
Transforma ensaios de campo em conhecimento estruturado,
Explora correlações entre parâmetros físicos e mecânicos,
Liga resultados laboratoriais a modelos estatísticos,
Integra séries históricas e variabilidade espacial,
Gera mapas probabilísticos do subsolo investigado,
Ênfase confere à análise da heterogeneidade natural,
No tratamento de incertezas aprimora estimativas,
Converte grandes volumes de dados em informação confiável,
Identifica anomalias em medições instrumentais,
Amplia a capacidade interpretativa do engenheiro geotécnico.

Aprofunda a compreensão do comportamento solo-água-ar,
Refina parâmetros de resistência e deformabilidade,
Trabalha com dados de SPT, CPTu e ensaios triaxiais,
Incorpora aprendizado de máquina à modelagem geotécnica,
Fortalece análises de variabilidade e dispersão,
Interpreta respostas não lineares dos materiais naturais,
Combina física do meio poroso e estatística avançada,
Iluminando relações antes ocultas nos conjuntos de dados,
Apoia a construção de modelos mais representativos do maciço,
Limitando incertezas sem ignorar o julgo do geotécnico.

5 PROJETOS DE FUNDAÇÕES

Os projetos de fundações geralmente constituem uma etapa de grande relevância em obras de engenharia como edifícios, pontes e viadutos requerendo em suas elaborações conhecimento técnico, senso de observação aguçado e reflexões permanentes como aponta o poema livre a seguir:

Projeto de Fundações Requer: Conhecimento, Observação, Reflexão

Para projetar obras de fundação não basta querer,
Ter conhecimento, observar, refletir, faz por merecer.
Lembrando, o conhecimento é dinâmico e não deve ser entendido como consolidado,
O observar integra um constante aprendizado,
O refletir é a base da engenharia,
Ele requer visão aberta e constitui-se em traço de sabedoria.

Problemas surgem ao elaborar-se determinado projeto,
Impossível não é, no entanto, encontrar a solução,
Basta agregar conhecimento, observação e reflexão,
E a engenharia fica na palma da mão.
É preciso ficar atento,
Evitando desespero em qualquer momento,
Colocando de lado a vaidade e trabalhando com engenhosidade,
Erros e acertos não escolhem idade,
Com paciência e sapiência,
À disposição da engenharia, coloca-se a ciência.

6 EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES

A fase de execução das fundações é uma da mais delicadas requerendo atenção ao projeto, observação de particularidades que surgem, reflexão e por vezes ajustes, lembrando que o projeto é geralmente elaborado com base em estudos pontuais e não oferecem uma visão global e de particularidades presentes no espaço da obra ou que surgem com a sua própria execução. O soneto a seguir busca abordar o tema com leveza e realismo.

A Execução das Fundações

Executar um projeto de fundações,
Requer cuidado, atenção e reflexão com base no projeto e nas observações.
A prática da engenhosidade na elaboração do projeto e execução de uma obra é indispensável,
Mantê-la ativa propicia um dia a dia estável.

Por vezes surgem problemas oriundos de falhas nos estudos,
Outras, o problema encontra-se no projeto,
Não raro ele advém do convencionalmente imprevisível,
Situação que o uso do Big Data e da inteligência artificial poderia tornar previsível.

Problemas podem surgir ligados a particularidades geológicas previamente não percebidas,
Outros se ligam a modificações geomorfológicas após os estudos iniciais ocorridas,
Outros são fruto da dinâmica do comportamento do solo aparentemente estático, mas que contém vidas.

A execução de uma obra de fundações requer paciência,
A calma ajuda a agir com sapiência,
Encontrando a solução em lugar de agredir uma consciência.

7 MONITORAMENTO

Monitorar a execução e o desempenho das fundações desde suas implantações até a conclusão e operacionalização da obra, embora não muito frequente, é um cuidado recomendável como aponta o acróstico a seguir:

Monitoramento

Monitoramento da execução e desempenho das fundações,
Origina mais atenção,
Negligências passando a se situarem na contramão,
Implicando mais rigor nas construções.
Tormentas e surpresas desaparecem,
Organizados, projetistas e executores são conduzidos a prosperarem.
Razões de gastos extras inesperados,
Afastam-se ou são minimizados, destacando-se os projetados.
Monitorar consolida acertos e pode revelar potenciais falhas,
Engenhosidade propiciando na execução, em lugar de futuras batalhas.
Nasce com o monitoramento,

Transparência ampliando a resiliência,
Originando um agir com sapiência.

8 REFORÇO DAS FUNDAÇÕES

O artigo "Investigações Geotécnicas e sua Relevância em Linguagem Poética" (Camapum de Carvalho *et al*. 2025), aborda aspectos relevantes que contribuem para que se evite a necessidade de reforço das fundações. O poema a seguir aborda pontos que contribuem para que os reforços de fundações se tornem desnecessários. Ele mostra que a técnica pode dialogar com a arte por meio da poesia auxiliando na popularização do conhecimento técnico-científico.

Concepção, Estudos, Projeto, Execução, Monitoramento e Reforço das Fundações

Na engenharia, ao se trabalhar com rochas e solos, a geotecnia se faz presente.
Na concepção, estudos, projeto, execução e monitoramento das fundações ela está assente.
Em regiões tropicais o cenário ambiental não é único nem estático no tempo e no espaço,
Apegar-se a estaticidade amplia horizontes para que ocorram tropeços, embaraços.
Da dinâmica temporal e espacial dos maciços o geotécnico deve estar ciente,
Ao projetar, executar e monitorar fundações não é diferente,
Requerendo atenção ao cenário, ao clima, à ocupação e uso do solo.
Todo cenário ambiental possui o seu lado visível,
Os estudos, sondagens, provas de carga ajudam a revelar a sua face invisível,
Mas, esta face invisível, vista em um determinado instante,
Diante da dinâmica temporal e espacial dos maciços, torna por vezes as certezas distantes.
O monitoramento confirma certezas, mas também sinaliza discrepâncias,
Discrepâncias que não devem potencializar insegurança.
A engenharia é rica em saber, saber que propicia o agir com engenhosidade.
Se a capacidade de carga está deficiente,
O reforço das fundações torna-se uma preciosidade,
Preciosidade que está a rimar com engenhosidade,
Trazendo sintonia entre a arte, a técnica e a sabedoria.
A poesia neste momento, está a enobrecer a ciência,
Mostrando na geotecnia a face invisível da sua essência,
O entendimento em lugar de verdades absolutas, refletindo assim, sua sapiência.
Nos momentos difíceis a arte sinaliza o caminho para afastar as aflições,
Ajudando na lida diária a acalmar as emoções,
Aportando novos conhecimentos e consolidando realizações,
Transformando eventuais falhas em sinais de progresso, quem diria?

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No âmbito da Engenharia, comunicar-se em linguagem poética é transformar técnica em arte, dar às ideias ritmos e emoções. É unir ciência e estética com expressividade, tocando a razão e também o coração. É a comunicação em geotecnia como um encontro dialógico.

O Encontro Dialógico na Geotecnia

É possível estabelecer o encontro dialógico
entre uma tecnologia acelerada e as demandas de uma sociedade em transformação?
O encontro faz sentido quando
a relação é genuína!
Construída através de alicerces da vida
fundamentadas na ciência e
na experiência profissional;
Na geotecnia o habitual
pode deixar de ser essencial.

Ir além do previsível.
A inovação é o aporte acessível
na reconstrução de contextos geotécnicos
A experimentação requer liberdade,
se permitir sem se perder,
na sintonia do saber
e na exatidão dos cálculos.
O contraditório pode ser o compasso
ideal para o alcance da assertividade
Com ênfase na competência geotécnica e
na relação mais humanizada.

A importância das investigações geotécnicas, os desafios dos solos tropicais, os ensaios e as provas de carga, as escavações e as contenções, as fundações em solos com comportamentos nem sempre previsíveis, o monitoramento e o reforço das fundações, bem como o impacto do clima foram apresentados. Como uma relação integrada entre a ciência e a linguagem poética, tem-se através da técnica dialogando com a arte um meio para ampliar a compreensão e o impacto dos conhecimentos técnicos e científicos como ilustra o poema.

Fundações em Linguagem Poética

A ciência no solo oculto se revela
fundando obras com exatidão.
Ensaios e provas em sustentação
são a engenharia em poesia que encanta.

Perfis tropicais e intemperismo confirmam
os colapsos críticos e expansões.
Provocando em suas escavações
sábias contenções.
O clima altera a terra, produzindo incertos
adensamentos, recalques e reforços.

Estabilizar o solo é o ideal,
mas fragilidades podem ser expostas.
Normas e estudos guiam o instante.
A arte e a ciência integradas com um olhar técnico,
Proporcionam a segurança e o talento necessários
para com maestria alcançar
uma geotecnia exemplar.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Camapum de Carvalho, J., Sales, M. M., Silva, C. M., Veras, M. M. (2024). Fundações Vistas com outro Olhar. Balneário Camboriú: ABMS, COBRAMSEG 2024, 8 p.

Camapum de Carvalho, J., Sales, M. M., Silva, C. M., Veras, M. M., Bandeira, A. P. N. (2025). Investigações Geotécnicas e sua Relevância em Linguagem Poética. São Paulo: ABEF, SEFE 11, 10 p.

Conselho Federal de Engenharia e Agronomia – Confea. (2002). Resolução nº 1002. Código de Ética Profissional da Engenharia, da Agronomia, da Geologia, da Geografia e da Meteorologia.

Gitirana Jr., G.F.N.; Bandeira, A. P. N.; Barboza, D. U.; Marinho, F.; Camapum de Carvalho, J.; Lima, L. B. F.; Vilar, O. M.; Machado, S. L.; Gehling, W. Y. Y.; Núñez, W. P (2025) Advances in unsaturated soils mechanics and technology in Brazil. *Soils and Rocks*, v. 48, p.e2025009625. DOI: 10.28927/SR.2025.009625. www.soilsandrocks.com

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/66

Evolução das Práticas de Comparação entre PCE e PDA: Do Critério de Ruptura ao Match Quality de Recalques (MQR)

Daniel Kina Murakami
Coordendador de Obras, Grupo Fg Moretti, São Paulo, Brasil, daniel.murakami@morettiengenharia.com.br;

RESUMO: A determinação da capacidade de carga de estacas é essencial para a segurança de fundações profundas. Este artigo analisa criticamente as práticas de comparação entre a Prova de Carga Estática (PCE) e o Ensaio Dinâmico (PDA), contrastando critérios tradicionais com as inovações desenvolvidas pelo autor. Métodos clássicos, como Davisson (1972) e NBR 6122:2019, baseiam-se em pontos de ruptura que exigem deslocamentos de ponta nem sempre atingidos. Para mitigar essa limitação, Murakami (2015) introduziu o Davisson Modificado e, posteriormente, o conceito de Match Quality de Recalques (MQR). O MQR, em sua solução gráfica, utiliza os coeficientes α e R2 para quantificar a aderência integral entre as curvas carga-recalque, eliminando a subjetividade da interpretação visual. Adicionalmente, descreve-se o procedimento de calibração iterativa do CAPWAP, onde os parâmetros de quake são ajustados via MQR para aproximar a curva simulada do CAPWAP com a curva da PCE. Estudos de caso demonstram que esta abordagem reduz a dispersão e valida o projeto com maior precisão. Conclui-se que a transição para o MQR é de grande importância, apresentando grandes vantagens em relação aos métodos tradicionais, estabelecendo um novo patamar de confiabilidade e segurança na Engenharia de Fundações.

PALAVRAS-CHAVE: Capacidade de Carga, Estacas, Método de Davisson, Davisson Modificado, Método NBR 6122, Significado Físico.

ABSTRACT: Determining pile capacity is essential for the safety of deep foundations. This paper critically analyzes the comparison practices between Static Load Tests (SLT) and Dynamic Load Tests (DLT/PDA), contrasting traditional criteria with the innovations developed by the author. Classic methods, such as Davisson (1972) and NBR 6122:2019, rely on failure points that require toe displacements not always achieved in the field. To mitigate this limitation, Murakami (2015) introduced the Modified Davisson and, subsequently, the Match Quality of Settlements (MQS/MQR) concept. MQS, in its graphical solution, utilizes α and R2 coefficients to quantify the integral adherence between load-settlement curves, eliminating the subjectivity of visual interpretation. Additionally, the iterative CAPWAP calibration procedure is described, where quake parameters are adjusted via MQS to match the simulated CAPWAP curve with the SLT curve. Case studies demonstrate that this approach reduces dispersion and validates the design with higher precision. It is concluded that the transition to MQS is fundamental, presenting advantages compared to traditional methods, establishing a new level of reliability and safety in Foundation Engineering.

KEYWORDS: Bearing Capacity, Piles, Davisson Method, Modified Davisson, NBR 6122 Method, Physical Meaning.

1 INTRODUÇÃO

A determinação da capacidade de carga de estacas é, reconhecidamente, um dos maiores desafios da engenharia geotécnica, dada a complexidade da interação solo-estaca e a variabilidade intrínseca dos parâmetros geomecânicos. Segundo Murakami et al. (2024), a redução de incertezas no projeto de fundações profundas depende fundamentalmente da qualidade e da interpretação dos ensaios de campo. Nesse cenário, a Prova de Carga Estática (PCE) permanece como o método de referência, fornecendo a curva carga-recalque real do elemento de fundação. Todavia, o Ensaio Dinâmico (PDA), por sua agilidade e viabilidade econômica, consolidou-se como uma ferramenta indispensável para o controle de qualidade e verificação de desempenho em diversas obras.

Historicamente, a correlação entre os resultados da PCE e do PDA baseou-se em critérios de ruptura pontuais, buscando-se um valor único de carga última que validasse as premissas de projeto. Métodos

consagrados, como o de Davisson (1972), estabeleceram critérios de "offset" que exigem deslocamentos mínimos da ponta da estaca para a caracterização da ruptura. No Brasil, a NBR 6122:2019 adota critérios semelhantes, muitas vezes resultando em cargas de ruptura ligeiramente superiores às de Davisson. Entretanto, a prática de engenharia frequentemente se depara com ensaios interrompidos antes da mobilização total da resistência de ponta, tornando os métodos tradicionais de difícil aplicação ou dependentes de extrapolações.

Nas últimas décadas, a busca por maior precisão e confiabilidade nas fundações profundas impulsionou o desenvolvimento de novas metodologias de comparação. Murakami (2015) propôs o conceito do Davisson Modificado, oferecendo uma alternativa técnica para estacas com baixo deslocamento de ponta, permitindo a correlação onde o método original de 1972 seria tecnicamente inaplicável. Mais recentemente, a introdução do conceito de Match Quality de Recalques (MQR), por Murakami (2015, 2019), representou um avanço significativo ao transpor a análise de um ponto isolado de ruptura para a avaliação da aderência integral entre as curvas carga-recalque da PCE e as previstas pelo PDA (CAPWAP).

A evolução dessas práticas reflete a necessidade de utilizar novos métodos que se aplicam a todos os casos deobras, independentemente de um deslocamento mínimo da ponta. O uso do MQR não apenas quantifica a diferença entre os ensaios, mas permite a calibração iterativa dos parâmetros dinâmicos do CAPWAP, elevando a fidelidade da curva simulada do ensaio dinâmico. Este artigo tem como objetivo descrever e analisar criticamente as práticas atuais de comparação entre PCE e PDA, destacando a importância das contribuições desenvolvidas pelo autor ao longo de mais de uma década para o aprimoramento da segurança e da confiabilidade na Engenharia de Fundações.

2 CRITÉRIOS TRADICIONAIS DE RUPTURA (DAVISSON E NBR 6122)

A definição da carga de ruptura em estacas é, em grande medida, uma convenção técnica destinada a padronizar a interpretação de ensaios que, muitas vezes, não atingem a ruptura física do sistema solo-estaca. O Método de Davisson (1972) ou Davisson offset consolidou-se mundialmente como o critério de referência para a interpretação de Provas de Carga Estática e sua correlação com ensaios dinâmicos. O método fundamenta-se na interseção da curva carga-recalque com uma reta paralela à linha de compressão elástica da estaca, deslocada por um valor de "offset" que considera o diâmetro do elemento (3,8+D/120, em mm), conforme indicado na Figura 1a (Fellenius, 2026). Todavia, a aplicação rigorosa deste critério exige que a estaca sofra um deslocamento de ponta suficiente para mobilizar a sua resistência de ponta. Em estacas de grande capacidade de carga ou instaladas em solos muito competentes, o recalque total atingido em campo frequentemente é inferior ao exigido pelo método, tornando a determinação da carga de ruptura dependente de métodos de extrapolação que podem introduzir incertezas adicionais ao processo, uma vez que diversos métodos de extrapolação deverão apresentar cargas de ruptura diferentes.

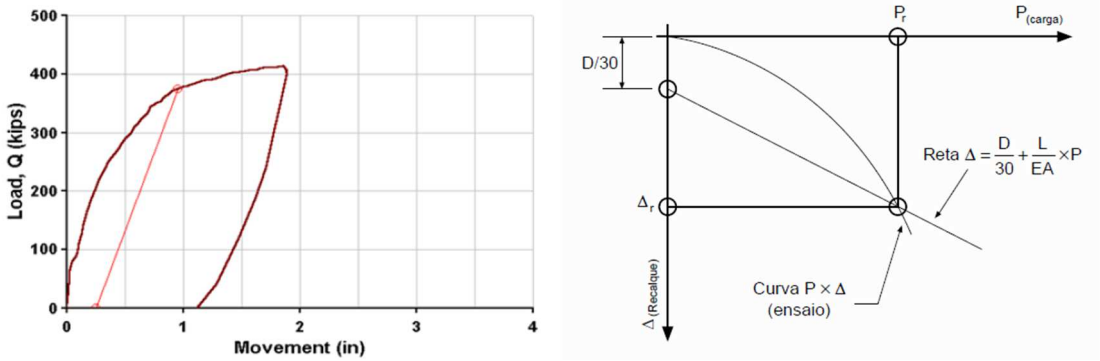


Figura 1. a) Davisson offset (Fellenius, 2026); b) Método da NBR 6122 (ABNT)

No contexto normativo brasileiro, a NBR 6122:2019 estabelece critérios para a determinação da carga de ruptura convencional que guardam semelhança ao Método de Davisson, resultando em valores de carga ligeiramente superiores (Figura 1b). A norma brasileira busca garantir que o elemento de fundação opere dentro de limites deformacionais aceitáveis para a estrutura. Entretanto, assim como no método de 1972, a NBR 6122 encontra limitações práticas quando o ensaio é interrompido prematuramente por limitações do sistema de reação ou por decisão de projeto ao atingir duas vezes a carga de trabalho.

A grande limitação dessas práticas tradicionais reside na sua natureza pontual. Ao focar exclusivamente em um único valor de "carga de ruptura", ignora-se a trajetória completa da curva carga-recalque e a evolução da mobilização do atrito lateral e da resistência de ponta ao longo dos estágios de carregamento. Murakami (2015, 2019) ressalta que comparar PCE e PDA apenas pelos seus pontos finais de ruptura é uma simplificação que não leva em consideração o formato da curva carga vs. recalque das estacas. Portanto, a dependência de um deslocamento mínimo da ponta para validar a capacidade de carga torna-se um obstáculo para a modernização do controle de qualidade de fundações profundas, exigindo métodos que permitam uma análise contínua e integrada de todos os dados coletados durante os ensaios dinâmicos e estáticos.

3 O CONCEITO DE DAVISSON MODIFICADO (MURAKAMI, 2015)

A dificuldade em atingir o deslocamento mínimo exigido pelo critério de Davisson (1972) em estacas de grande capacidade ou em solos de elevada rigidez motivou a busca por alternativas que permitissem a correlação entre PCE e PDA sem a necessidade de extrapolações. Segundo Murakami (2015), a interrupção prematura de um ensaio não deve invalidar a comparação técnica entre os métodos, desde que se adote um critério consistente.

Nesse contexto, Murakami (2015) propôs o conceito do Davisson Modificado (Figura 2). Esta metodologia surge como uma adaptação necessária para contornar a limitação do método original em casos onde a curva carga-recalque não cruza a linha de offset convencional. O procedimento consiste na construção de uma reta paralela à linha de compressão elástica da estaca, porém, em vez de utilizar o deslocamento fixo proposto em 1972, a reta é deslocada para passar pelo ponto de menor recalque máximo observado entre a Prova de Carga Estática (PCE) e o Ensaio Dinâmico (PDA).

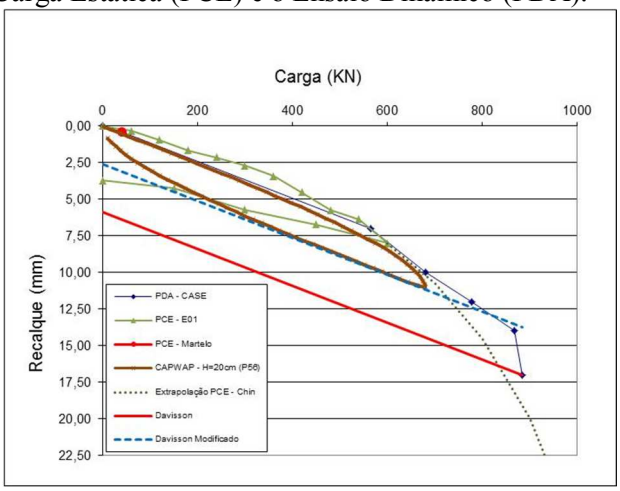


Figura 2. Método de Davisson Modificado por Murakami (2015)

A validade científica desta proposta reside na manutenção da lógica de rigidez do sistema solo-estaca, garantindo que a comparação ocorra em um patamar deformacional efetivamente atingido por ambos os ensaios. Ao adotar o Davisson Modificado, reduz-se a necessidade de extrapolar a trajetória da curva além dos dados medidos, permitindo uma correlação direta e segura da carga mobilizada. Esta abordagem representou um marco na Engenharia de Fundações ao oferecer uma solução técnica para o controle de qualidade de estacas que apresentam baixo deslocamento de ponta. O Davisson Modificado por Murakami (2015) não substitui o critério original para casos de ruptura nítida, mas amplia o espectro de análise para a realidade de obras onde há menor deslocamento da ponta da estaca. Conforme ressaltado por Murakami (2015), esta metodologia foi fundamental para casos de obra onde métodos tradicionais seriam impossíveis de se comparar.

4 PROCEDIMENTO PARA MELHORIA DA ANÁLISE CAPWAP (MURAKAMI, 2015, 2019)

A análise CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) é o procedimento padrão para a determinação da capacidade de carga e da distribuição de resistências ao longo do fuste e ponta a partir dos dados coletados no ensaio dinâmico. Entretanto, a precisão da curva carga-recalque simulada pelo programa depende dos parâmetros de entrada adotados pelo engenheiro, especificamente os valores de quake (máximo deslocamento elástico) do fuste e da ponta, assim como distribuição de atrito lateral e carga de ponta. Segundo Murakami (2015), a utilização de valores tabelados ou arbitrários para o quake do fuste introduz uma subjetividade indesejada, podendo resultar em curvas simuladas do CAPWAP que divergem significativamente do comportamento real observado em campo. Essa questão da variação do CAPWAP foi observado inicialmente por Fellenius (1988). Neste contexto, Murakami (2015, 2019) propôs um procedimento inovador de calibração iterativa da análise CAPWAP. O método baseia-se na premissa de que a Prova de Carga Estática (PCE) fornece o formato da curva carga vs. recalque da estaca. Assim, em vez de aceitar o primeiro resultado da análise CAPWAP condizente (Match Quality), o procedimento exige que os parâmetros dinâmicos sejam ajustados de forma que a curva carga-recalque gerada pelo CAPWAP apresente a máxima aderência com a curva real da PCE, aprimorando o Signiicado Físico (Murakami, 2015, 2026).

O diferencial técnico deste procedimento reside no uso do conceito de Match Quality de Recalques (MQR) como critério de parada da calibração. Ajusta-se iterativamente os valores de quake do fuste e da ponta até que os recalques previstos pelo modelo dinâmico coincidam com os recalques medidos na PCE para cada estágio da PCE. Esta abordagem retira da analise a decisão subjetiva sobre a rigidez do sistema solo-estaca, utilizando-se de dados coletados na PCE. A aplicação deste procedimento eleva o PDA ao status de uma simulação de alta fidelidade, apresentando maior visionabilidade (Figura 3). Ao calibrar o modelo dinâmico com base na curva estática, há melhoria na distribuição de resistência lateral e de ponta obtida no CAPWAP. Conforme demonstrado por Murakami (2015, 2019), estacas calibradas por este método apresentam grande similaridade com a curva da PCE.

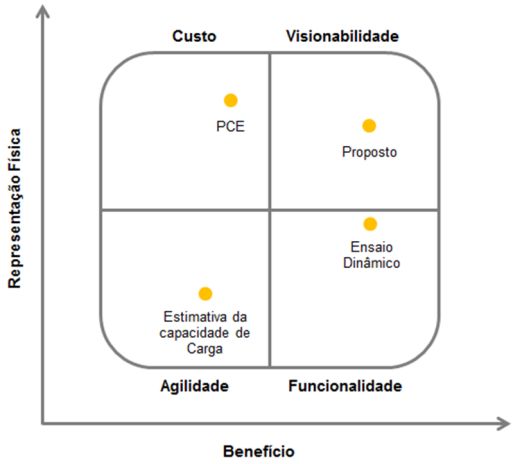


Figura 3. Visionabilidade do Procedimento Proposto por Murakami (2015)

Prado et al. (2024) descrevem o uso do procedimento proposto por Murakami (2015) em um evento de previsão do comportamento de estacas pré-moldadas de concreto em um campo experimental na cidade de Ponta Grossa (PR). Os autores descrevem o uso do carregamento estático utilizando o peso do martelo do bate estaca (CEPM) para medição do recalque, obtendo um ponto inicial da curva carga-recalque. Posteriormente, foi realizado o ajuste do quake do fuste da estaca para igualar o recalque do CAPWAP com o medido com o peso do martelo, conforme descrito por Murakami (2015). A Figura 4 mostarm os resultados de previsões de diversos autores comparados com o CAPWAP. De forma inédita, os autores descrevem o uso do procedimento de Murakami (2015) na análise CAPWAP como curva de referência do comportamento da estaca em um evento de previsão de capacidade de carga de estacas, onde normalmente se usa a curva de uma Prova de Carga Estática (PCE) ao invés da curva do CAPWAP. Este fato mostra a confiabilidade do procedimento de Murakami (2015) para determinação da curva carga-recalque através do CAPWAP.

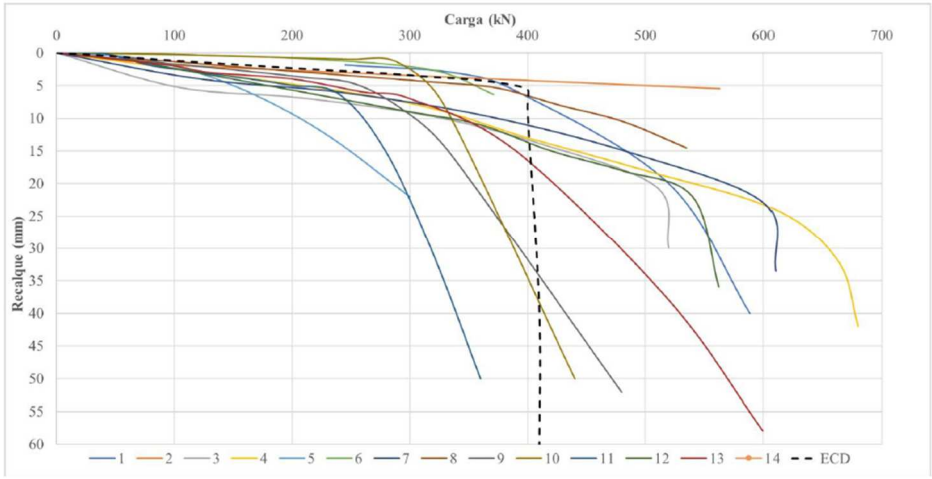


Figura 4. Uso do Procedimento Proposto por Murakami (2015) em evento de previsão (Prado et al., 2024)

5 MATCH QUALITY DE RECALQUES (MQR): A SOLUÇÃO GRÁFICA

A evolução dos métodos de comparação entre a Prova de Carga Estática (PCE) e o Ensaio Dinâmico (PDA) culminou no desenvolvimento do conceito de Match Quality de Recalques (MQR). Segundo Murakami (2019), a análise de aderência entre os ensaios não deve ser limitada a uma inspeção visual das curvas carga-recalque sobrepostas, mas sim quantificada por meio de uma métrica objetiva que avalie a fidelidade da curva simulada do CAPWAP em todos os estágios de carregamento.

Inicialmente proposto como uma equação matemática (Murakami, 2015), o MQR foi aprimorado para uma solução gráfica, apresentando vantagens em relação à solução inicial (Murakami e Massad, 2023). O procedimento consiste em plotar, em um gráfico de dispersão, os recalques medidos na PCE no eixo das abscissas (X) e os recalques previstos pela análise CAPWAP no eixo das ordenadas (Y), para cada incremento de carga da PCE. A qualidade da correlação é então extraída de uma linha de tendência linear que obrigatoriamente passa pela origem, sendo definida por dois parâmetros fundamentais:

- Coeficiente angular (α): Representa a inclinação da reta de tendência. Quanto mais próximo da unidade (α=1,0), maior é a concordância em termos de magnitude absoluta entre os recalques da PCE e CAPWAP. Valores de α>1,0 indicam que o PDA está superestimando os recalques (postura conservadora), enquanto α<1,0 indica subestimativa.
- Coeficiente de Determinação (R2): Quantifica a precisão do ajuste e a linearidade da correlação ao longo de toda a trajetória da curva da PCE. Um R2 próximo à unidade indica que a "forma" da curva simulada do CAPWAP apresenta forte correlação com a curva da PCE, independentemente da carga de ruptura ter sido atingida ou não.

A Figura 5 mostra uma aplicação do MQR em um caso de obra estudado por Souza et al. (2025). Trata-se de uma obra portuária em Santos, SP, onde as fundações foram executadas em estacas metálicas cravadas com martelo hidráulico.

A vantagem do MQR frente aos métodos tradicionais reside na sua independência em relação ao deslocamento da ponta da estaca, além de avaliar todos os pontos das curvas da PCE e CAPWAP e não apenas um par de pontos obtidos através de Métodos Tradicionais como Davisson ou NBR (Murakami e Massad, 2023). Enquanto o critério de Davisson (1972) e a NBR 6122:2019 são inviáveis em ensaios com baixos recalques, o MQR valida a capacidade de carga através da avaliação integral das curvas. Se os pontos apresentam elevada aderência (α e R2 satisfatórios), há uma evidência científica de que o modelo dinâmico está calibrado com a curva real da PCE para a estaca estudada.

Estudos recentes mostram o uso do MQR para comparação entre a curva real da PCE com modelos de previsão da curva carga vs. recalque de estacas (Nascimento et al., 2026). Esta nova aplicação do MQR mostra o aprimoramento de comparações entre a PCE e modelos de previsão do comportamento da PCE. Nestas condições, o MQR se mostra como uma ferramenta promissora para avaliação do comportamento de estacas em eventos de previsão de capacidade de carga em estacas. Tais eventos são realizados em diversos países, inclusive no Brasil.

Portanto, a solução gráfica do MQR estabelece um novo conceito para a Engenharia de Fundações: a validação por aderência de curvas. Esta metodologia retira o foco da "Geotecnia de Pontos" e o desloca para a análise contínua do comportamento curva como um todo, permitindo que o PDA seja utilizado com segurança para validar o desempenho de estacas não ensaiadas estaticamente, reduzindo as incertezas.

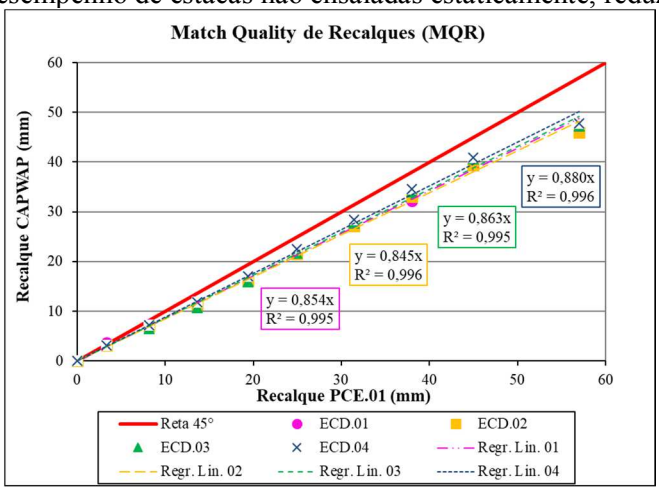


Figura 5. Match Quality de Recalques (Souza et al., 2025)

6 ESTUDOS DE CASO E ANÁLISE COMPARATIVA

A validação das metodologias propostas por Murakami (2015, 2019) é fundamentada na análise de diversos casos de obra onde se permitiu o confronto direto entre a Prova de Carga Estática (PCE) e o Ensaio Dinâmico (PDA). Um exemplo refere-se às obras de expansão de um terminal portuário em Itapoá, SC, onde estacas metálicas tubulares de 1,0 m de diâmetro foram submetidas a ambos os ensaios (Murakami e Corgnier, 2023). A comparação de resultados são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Comparação de resultados entre PCE e PDA (Murakami e Corgnier, 2023).

PCE	Davisson Modificado (kN)			MQ_R	
	PCE	CAPWAP	Erro (%)	α	R^2
LC	7290	7880	8,09	0,9939	0,9938
MA	8550	7740	-9,47	1,0864	0,9921
TH	7180	7880	9,75	0,9291	0,9942

Neste caso, devido ao elevado comprimento das estacas e à rigidez do sistema, o deslocamento crítico de ponta exigido pelo método de Davisson (1972) não foi plenamente atingido. A aplicação do Davisson Modificado permitiu estabelecer uma carga de ruptura de referência de 7290 kN para a curva da Célula de Carga (LC), enquanto o Ensaio Dinâmico (CAPWAP) indicou 7880 kN, resultando em um erro de apenas -8,0%. A análise comparativa evidenciou que a forma de medição da carga na PCE altera a percepção da capacidade de carga e a qualidade da correlação com o PDA. Conforme apresentado na Tabela 1, a utilização da curva do Manômetro (MA) resultaria em uma carga de 8550 kN, superestimando a capacidade em relação ao ensaio dinâmico (erro de +9,5%).

Estes valores, extremamente próximos à unidade, fornecem uma evidência científica de que o modelo dinâmico do CAPWAP, após o procedimento de calibração do quake, representou com alta fidelidade o comportamento estático da estaca em todos os estágios de carga para a curva medida com célula de carga (LC). Em contrapartida, a curva do Manômetro (MA) apresentou um α=1,0864, indicando uma subestimativa dos recalques pelo modelo dinâmico quando comparado à carga nominal superestimada pelo atrito do macaco hidráulico. Este desvio confirma que a "Geotecnia de Pontos" (comparação apenas pela carga de ruptura convencional) é insuficiente. Quando a análise se limita a comparar os valores de ruptura convencionais, poderia aceitar uma correlação baseada no manômetro como válida, ignorando que a trajetória da curva simulada diverge da realidade física. O MQR, portanto, atua como análise complementar de qualidade, garantindo que a correlação entre PCE e PDA seja pautada pela aderência entre as curvas da PCE e CAPWAP, aprimorando o Significado Físico do CAPWAP (Murakami, 2024, 2026).

7 IMPORTÂNCIA DAS CONTRIBUIÇÕES DE MURAKAMI PARA A ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES

As pesquisas e metodologias desenvolvidas por Murakami ao longo da última década representam uma mudança de paradigma na Engenharia de Fundações brasileira. A transição do que se pode denominar "Geotecnia de Pontos" para a "Geotecnia de Curvas" permitiu que o controle de qualidade de estacas deixasse de ser uma verificação de um par de pontos de carga última para se tornar uma análise profunda da curva completa dos ensaios. A introdução do Davisson Modificado (Murakami, 2015) preencheu uma lacuna técnica crítica na interpretação de ensaios em estacas em diversoso cenários: a) interrompidas prematuramente; b) de grande capacidade; c) instaladas em solos de elevada rigidez. Ao oferecer uma alternativa fundamentada para casos onde o deslocamento de ponta é insuficiente para os critérios de 1972, o autor proveu à comunidade técnica uma ferramenta que evita extrapolações subjetivas e garante o rigor científico para comparação. Esta contribuição foi fundamental para conferir um Método capaz de fazer comparações nestes cenários descritos.

Entretanto, é o conceito de Match Quality de Recalques (MQR) que se estabelece como promissor para a correlação entre a Prova de Carga Estática (PCE) e o Ensaio Dinâmico (PDA). Ao propor a calibração iterativa dos parâmetros do CAPWAP (especialmente o quake) com base na aderência integral das curvas, Murakami (2015, 2019) elevou o PDA ao status de uma curva simulada do CAPWAP de alta fidelidade do comportamento estático. A solução gráfica do MQR, com seus coeficientes α e R2 aprimirou a comparação entre os ensaios com um rigor estatístico que quantifica a confiabilidade do ensaio. Uma prova disso seria o uso do CAPWAP segundo o procedimento de Murakami (2015) em eventos de previsão do comportamento de estacas (Prado et al., 2024). Ressalta-se que a importância dessas contribuições transcende o campo acadêmico, impactando diretamente a economia e a segurança das obras. O autor tem apresentado diversos casos de obra onde o uso combinado de PCE e PDA pode apresentar reduções de custos e prazos em obras de Fundações. A redução das incertezas permite uma validação mais assertiva em relação ao real comportamento das fundações.

8 CONCLUSÕES

A análise crítica das práticas atuais de comparação entre a Prova de Carga Estática (PCE) e o Ensaio Dinâmico (PDA) permite concluir que a Engenharia de Fundações evoluiu. A busca pela segurança e eficiência econômica exige que a validação da capacidade de carga transcenda a simples comparação de valores pontuais de ruptura. As principais conclusões deste trabalho são:

- Superação do deslocamento mínimo da Estaca: Os critérios clássicos, como o de Davisson (1972), embora fundamentais, apresentam limitações em estacas com baixo deslocamento de ponta. O Davisson Modificado (Murakami, 2015) consolidou-se como uma solução técnica para esses casos, permitindo correlações onde Métodos tradicionais não se aplicam.
- MQR como Métrica Objetiva: O conceito de Match Quality de Recalques (MQR) representa uma grande da evolução na comparação entre ensaios. Ao utilizar análise estatística dos coeficientes α e R2 , o MQR fornece uma método científico para quantificar a aderência entre as curvas, garantindo a confiabilidade da curva simulada do CAPWAP.
- Calibração de Alta Fidelidade: O procedimento de calibração do CAPWAP via MQR transforma o ensaio dinâmico em uma curva simulada precisa do comportamento estático, apresentando maior visionabilidade (Murakami, 2015, 2019). O ajuste iterativo do quake com base na curva real da PCE melhora a distribuição de resistências (fuste e ponta), apresentando melhor Significado Físico (Murakami, 2024, 2026).
- Redução de Incertezas e Segurança: O estudo de caso demonstrou que a forma de medição da carga na PCE (Célula de Carga vs. Manômetro) altera a qualidade da correlação. A utilização da carga real (LC) associada ao MQR resultou em melhor correlação com o CAPWAP, validando o projeto com maior rigor em relação ao uso exclusivo do manômetro.

Em suma, as contribuições desenvolvidas ao longo da última década estabeleceram a "Geotecnia de Curvas" como o novo padrão de excelência. A integração entre PCE e PDA, mediada pelo rigor do MQR, é fundamental para a comparação dos ensaios, melhorando a avaliação do desempenho das fundações para atendimento de projeto. Além disso: o MQR se mostrou eficaz para avaliação de estacas não ensaiadas

(Souza et al., 2025); o procedimento de Murakami (2015) foi utilizado em evento de previsão de comportamento de estacas (Prado et al., 2024) como curva de referência.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2019). *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Davisson, M. T. (1972) High Capacity Piles. *Proceedings*... Lecture Series, Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, Chicago, pp. 81-112.

Fellenius, B.H. (1988) Variation of CAPWAP results as a function of the operator. In Proceedings of the 3rd International Conference on the Application of Stress- Wave Theory to Piles (pp. 814-825), Ottawa.

Fellenius, B. H. (2026) *Basics of Foundation Design*. Electronic Edition. Disponível em: http://www.fellenius.net. Acesso em: 21 jun. 2026.

Murakami, D. K. (2015) *Novo procedimento para a realização de análise CAPWAP no ensaio de carregamento dinâmico em estacas pré-moldadas*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 518 p.

Murakami, D. K. (2019) A new concept of match quality of settlements for signal matching analysis on the dynamic pile test. In: 10th International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations, San Diego.

Murakami, D. K. (2024) A diferença entre significado físico e matemático no ensaio dinâmico. In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Balneário Camboriú. *Anais*... ABMS.

Murakami, D. K. (2026) The difference between physical and mathematical meaning in the dynamic load test. *Soils and Rocks*, 49 (2).

Murakami, D. K.; Corgnier, F. (2023) The Influence of The Load Measurement Method in The Static Load Test to Correlate With The Dynamic Test in Piles. In: 10º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE 10), São Paulo. *Anais*... ABMS.

Murakami, D. K.; Corgnier, F.; Godinho, H.; Saito, E. (2022) Different Possible Interpretations Depending on The Load Measurement Method on the Static Load Test in Piles. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Campinas. *Anais*... ABMS.

Murakami, D. K.; Corgnier, F.; Silva, A.; Bozan, G. (2020) A Comparison between the Measured Load through a Load Cell and a Manometer on the Static Load Test in Piles. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Campinas. *Anais*... ABMS.

Murakami, D. K.; Cury Filho, D.; Corgnier, F. (2024) Reflexões Sobre O Uso Do Manômetro Na Prova De Carga Estática. In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Balneário Camboriú. *Anais*... ABMS.

Nascimento, J. R. A., Orestes, V. M., Murakami, D. K., Moretti, G. V., Bezerra, T. S. F. (2026) Comparação Entre Modelo De Previsão Da Curva Carga x Recalque E Prova De Carga Estática Mista Em Microestaca. In: XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Brasilia. *Anais*... ABMS (artigo aprovado).

Prado, G., Almeida, M. M., Tonus, B. P. A., Lautenschläger, C. E. R., Olavo, L. H. F. (2024). Previsão Do Comportamento Carga-Recalque Em Estaca Pré-Moldada De Concreto Em Campo Experimental Na Cidade De Ponta Grossa – Pr, In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Balneário Camburiú. *Anais*... ABMS.

Souza, J. I. G., Cury Filho, D., Murakami, D. K., & Albuquerque, P. J. R. (2025). Análise do Desempenho de Fundações em Estacas Metálicas no Porto de Santos - SP. 11º Seminário de Fundações e Engenharia Geotécnica, São Paulo. *Anais*... ABMS.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/67

Execução de Estacas Barrete atravessando matacões com a utilização de Hidrofresa

Gabriel Moisés Pereira da Costa
Estagiário de engenharia, Geofix Engenharia e Fundações LTDA, São Paulo, Brasil, gabriel.costa@geofix.com.br

Thiago Augusto Moreira Costa
Engenheiro Civil, Geofix Engenharia e Fundações LTDA, São Paulo, Brasil, thiago.costa@geofix.com.br

Marcio Abreu de Freitas
Engenheiro Civil Geotécnico, Geofix Engenharia e Fundações LTDA, São Paulo, Brasil, marcio.freitas@geofix.com.br

RESUMO: Este artigo detalha a utilização da Hidrofresa na execução das Estacas Barrete em um empreendimento localizado próximo ao Rio Pinheiros, São Paulo/SP. O projeto demandou fundações profundas com embutimento em rocha devido ao complexo perfil geotécnico local que inclui camadas de aterro, solos aluvionares, solo residual de alta resistência e rocha. As estacas, com seções variando entre 80x250 cm e 120x250 cm foram executadas apenas com Clamshell, enquanto as de seções entre 80x315 cm e 120x315 cm demandaram a metodologia com Hidrofresa para atravessar matacões e embutir no topo rochoso. Os parâmetros executivos foram definidos a partir da análise das sondagens a percussão (SPT) e mistas (a percussão e rotativas), permitindo ajustes operacionais conforme a variação das camadas do solo e rocha. Os resultados em campo demostram que o conjunto de decisões técnicas, adotadas a partir do estudo dos projetos e sondagens do caso em questão, como escolha de equipamentos e critérios de controle, viabilizaram o embutimento em material competente para atender as altas cargas de projeto.

PALAVRAS-CHAVE: Hidrofresa, Estaca Barrete, Embutimento em rocha.

ABSTRACT: This article details the use of the Hydromill in the execution of barrette piles for a project located near the Pinheiros River, São Paulo/SP. The project required deep foundations with rock socketing due to the complex local geotechnical profile, which includes layers of backfill, alluvial soils, high-strength residual soil, and rock. Piles with sections ranging from 80x250 cm to 120x250 cm were executed using only a Clamshell, while those with sections between 80x315 cm and 120x315 cm required the Hydromill methodology to cut through boulders and achieve rock socketing. Execution parameters were defined based on the analysis of standard penetration test (SPT) and mixed Soil boring (percussion and rotary), allowing for operational adjustments according to the variations in the soil and rock layers. Field results demonstrate that the set of technical decisions, adopted from the study of the project designs and borings, such as equipment selection and control criteria, made it possible to socket the piles into competent material to meet the design loads.

KEYWORDS: Hydromill, bored piles, rock socketing.

1 INTRODUÇÃO

Segundo as diretrizes da norma ABNT NBR 6122 e do Manual da ABEF, as Estacas Barrete têm como função transmitir cargas muito elevadas ao solo, resistindo excepcionalmente a grandes esforços de compressão, forças horizontais e momentos fletores. A adoção dessa solução é especialmente indicada em

perfis geológicos complexos, a exemplo da bacia do Rio Pinheiros, onde espessas camadas superficiais de solos moles transicionam bruscamente para um embasamento rochoso com frequente presença de matacões. Nesse cenário, as Estacas Barrete viabilizam a transposição dos solos de baixa resistência, garantindo que a fundação alcance e se apoie firmemente no maciço rochoso.

O estudo de caso apresentado neste artigo baseia-se na obra de fundação de um complexo multiuso de grande porte localizado na região da Chácara Santo Antônio, próximo à Marginal Pinheiros, em São Paulo. O projeto atua como um marco de transformação urbana local, integrando áreas residenciais, espaços comerciais, um teatro e as novas instalações de um supermercado. O grande destaque do complexo é a sua torre corporativa principal, que atinge a marca de 219 metros de altura distribuídos em 39 andares, consolidando-se como o edifício corporativo mais alto da capital paulista. A extrema magnitude da superestrutura transfere para o solo cargas verticais excepcionais. Essa altíssima solicitação estrutural, somada à complexidade geológica típica da bacia do Rio Pinheiros, tornou necessária a adoção de Estacas Barrete de grandes dimensões e o seu profundo engastamento no maciço rochoso.

Para enfrentar essa complexidade geológica, adota-se o método misto. A escavação inicia com o Clamshell, que remove rapidamente as camadas de solo menos resistentes. O desafio surge ao atingir os matacões (impenetráveis à percussão), momento em que a Hidrofresa assume o serviço para triturar a rocha e garantir a profundidade de projeto.

A operação da Hidrofresa exige o uso da lama bentonítica. Diferente do método convencional, onde a reciclagem ocorre no final, o tratamento aqui é contínuo, conforme a máquina escava, uma bomba de sucção já envia a lama misturada com os detritos direto para a Central Recicladora.

2 A TECNOLOGIA DE ESCAVAÇÃO POR HIDROFRESA: EQUIPAMENTO FD60

A Hidrofresa é um equipamento desenvolvido especificamente para viabilizar a execução de fundações profundas de alta complexidade, como Parede Diafragma e Estacas Barrete em perfis geológicos desafiadores. No estudo de caso em questão, empregou-se o modelo Casagrande FD60. Trata-se de uma ferramenta de dimensões robustas com altura aproximada de 15 metros, largura de 3,15 metros e um peso operacional que pode atingir 37 toneladas.



Figura 1 e 2. Rodas de Escavação e Máquinarios utilizados (Fonte: Obra de complexo de multiuso).

O princípio de funcionamento baseia-se na escavação contínua do maciço e na extração do material por um sistema de circulação reversa. Para isso, na extremidade inferior da ferramenta, rodas de escavação tracionadas por duas correntes de transmissão realizam o corte direto do material. Como essas correntes também são equipadas com seus próprios bits de perfuração, garante-se o preenchimento dos vãos entre as rodas, assegurando a escavação de toda a seção transversal.

Integrada a esse sistema de corte, uma potente bomba centrífuga com capacidade de sucção de 450 m³/h fica posicionada na estrutura da fresa, logo acima dos tambores. Sua função é aspirar o fluído estabilizante misturado aos detritos da rocha e enviá-lo à Central Recicladora através de mangotes reforçados. Essa circulação reversa minimiza o acúmulo de material no fundo da vala, otimizando o avanço e prevenindo a contaminação do concreto durante o lançamento.

Durante todo o processo de escavação, o controle de verticalidade é realizado por um conjunto de seis placas direcionais de aço (*flaps*). O operador acompanha a escavação por meio de monitores na cabine que exibem, em tempo real, os eventuais desvios nos eixos X, Y e na rotação em Z. Ao acionar os *flaps*, as placas pressionam as paredes da escavação, corrigindo a trajetória do equipamento de forma contínua e segura.

3 TRATAMENTO E PRODUÇÃO DO FLUÍDO ESTABILIZANTE

A escavação com Hidrofresa exige atenção rigorosa ao tratamento da lama bentonítica. Operacionalmente, a ferramenta requer uma pré-escavação de pelo menos 5 metros para garantir a submersão completa de sua bomba de detritos.

Durante o avanço, o tratamento do fluído é contínuo, a bomba suga a mistura de lama, rocha e solo, enviando-a diretamente à Central Recicladora. Nesse local, os resíduos maiores são separados por peneiramento mecanizado, enquanto dois ciclones e uma centrífuga de apoio retiram as partículas finas em suspensão. No entanto, ao atravessar camadas de argilas muito finas, a lama pode atingir seu ponto de saturação, tornando o tratamento inviável e exigindo o seu descarte obrigatório.

Diante dessa dinâmica operacional, o ciclo de fluídos na obra baseia-se em três cenários distintos, o descarte da lama ruim, o armazenamento da lama adequadamente tratada e a produção contínua de lama nova. Para suportar essa demanda volumétrica, foram mobilizados 8 silos e 8 caixas de contenção (aproximadamente 500 m³) para lama de retorno, lama nova, água e tratamento/descarte. Além disso, a central recicladora conta com mais 4 caixas (~ 140 m³) para a operação.

A lama nova, após ser hidratada no misturador de bentonita, é distribuída por uma rede de alimentação composta por diversos tubos e mangotes. Para gerenciar a movimentação e garantir a pressão dessa vasta central, empregou-se um sistema composto por três bombas interligadas (conjunto denominado "Tribomba"), assegurando o fluxo contínuo e o direcionamento da lama para as frentes de escavação.

Todo esse esforço logístico e mecânico visa garantir que a lama inserida e mantida na vala atenda aos rigorosos parâmetros estabelecidos pelas normas técnicas. A Tabela 1 apresenta as características exigidas para a aceitação da lama bentonítica.

Tabela 1. Características para Lama Bentonítica (Fonte: ABNT NBR 6122/2019).

Propriedades	Valores	Equipamentos para ensaio
Densidade	1,025 g/cm³ a 1,10 g/cm³	Densímetro
Viscosidade	30 s/qt a 90 s/qt	Funil Marsh
pH	7 a 11	Indicador de pH
Teor de areia	Até 3%	Baroid sand Content ou similar



Figura 3. Central Recicladora (Fonte: Assist. de Engenharia Victor Silva, obra de complexo de multiuso).

4 ESTUDO DE CASO: A EXECUÇÃO DA ESTACA P3B

A aplicação prática do método executivo misto e o desempenho dos equipamentos puderam ser validados através do acompanhamento detalhado da Estaca Barrete P3B. Este elemento de fundação, com seção transversal de 1,20 m por 3,15 m, foi projetado para suportar severas solicitações estruturais, exigindo o seu embutimento profundo em maciço rochoso.

As investigações geotécnicas prévias já alertavam para a complexidade da perfuração. A sondagem SP-134 acusou a presença de matacão impenetrável à percussão aos 18,30 m de profundidade.

A execução da estaca iniciou-se na cota 721,40 m. A primeira fase, correspondente à escavação em solo, foi realizada com o Clamshell. O equipamento atingiu a cota 714,36 m, escavando um trecho de 7,04 m em 2 horas e 20 minutos. Este desempenho resultou em uma produtividade média de 3,02 m/h nesta etapa.

A partir da cota 714,36 m, o Clamshell foi substituído pela Hidrofresa FD60 para realizar a passagem da camada de alteração de rocha e dos matacões. O equipamento operou continuamente até a cota de ponta final de 694,05 m. Para escavar esse trecho crítico de 20,31 m de material impenetrável, a Hidrofresa demandou 16 horas e 30 minutos de trabalho. A taxa média de avanço foi de 1,23 m/h, um resultado considerado satisfatório.

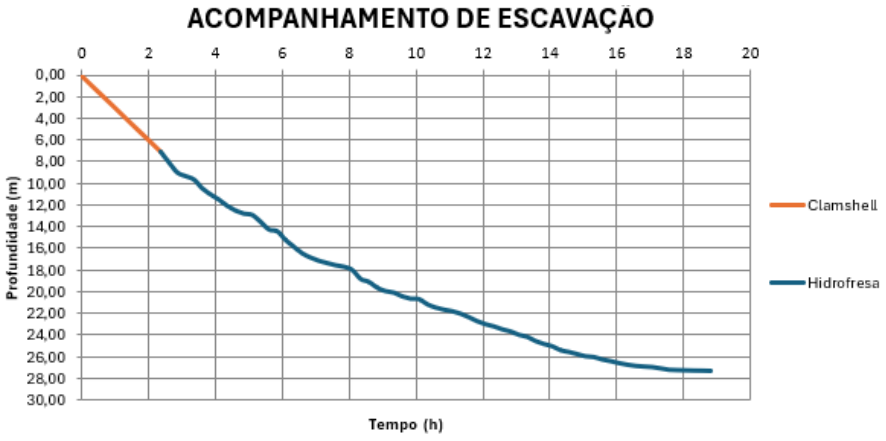


Figura 4. Acompanhamento de Escavação (Fonte: Assist. de Engenharia Victor Silva, obra de complexo de multiuso).

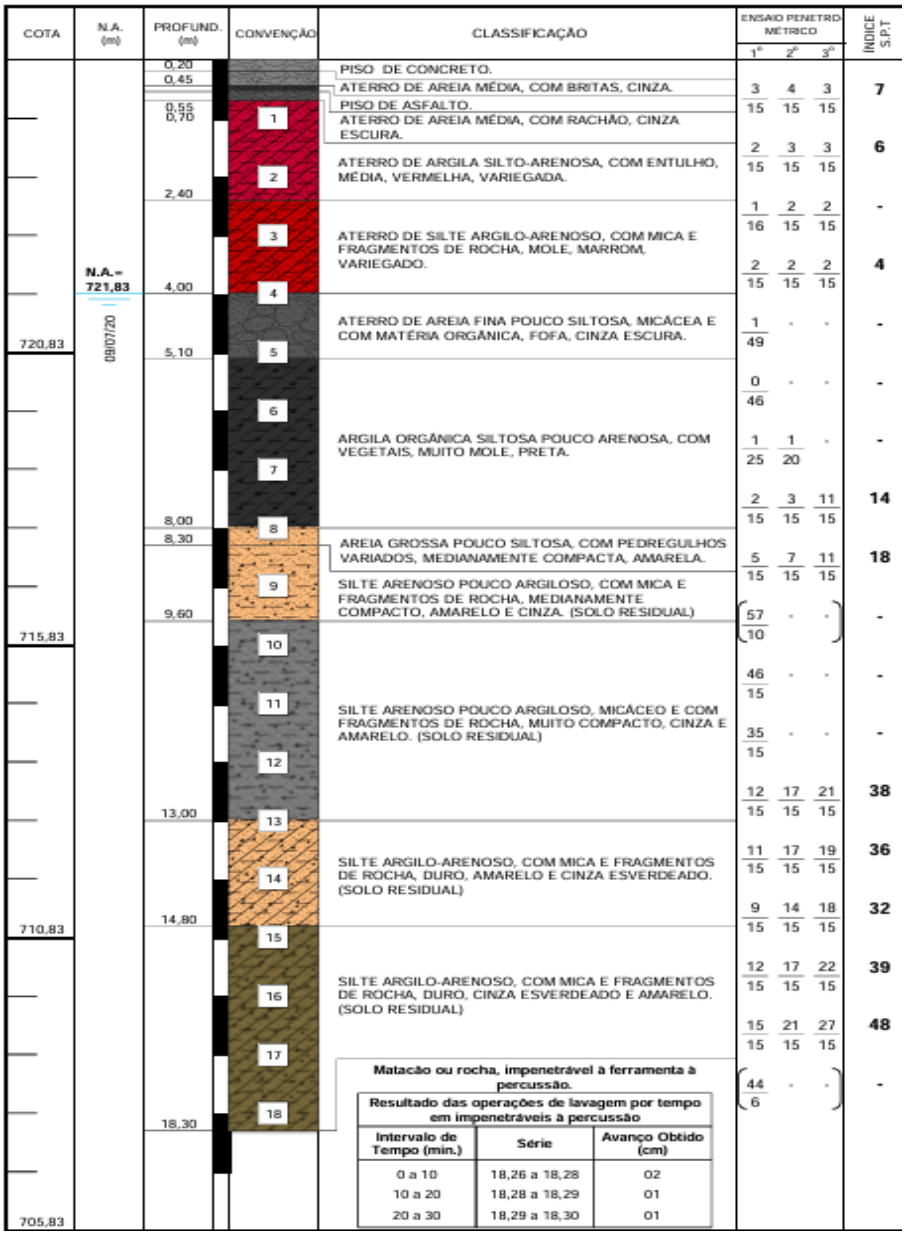


Figura 5. Sondagem SP-134 (Projeto Executivo de Sondagem, obra de complexo de multiuso).

4.1 Concretagem e Controle de Volume

Para garantir a integridade estrutural e a trabalhabilidade necessárias à concretagem submersa via tubo tremonha, utilizou-se um traço de concreto criteriosamente dosado. O material fornecido atendeu à especificação de resistência característica (Fck) ≥ 30 MPa, fator água/cimento < 0,60 e consumo mínimo de cimento de 350 kg/m³.

O controle final de qualidade do elemento de fundação é corroborado pela análise volumétrica. Para os 27,35 m escavados, o volume geométrico teórico calculado foi de 103,38 m³. Ao final da operação, registrou-se a aplicação real de 128,00 m³ de concreto. Esse sobreconsumo (aproximadamente 23,8%) reflete a "perda" natural esperado ao se atravessar trechos de solo mole, mantendo-se dentro de parâmetros aceitáveis de segurança e atestando o preenchimento da seção escavada

5 DESAFIOS LOGÍSTICOS E FROTA DE EQUIPAMENTOS

A definição da metodologia de escavação em perfis geotécnicos complexos não se limita apenas à resistência do maciço, mas é fortemente condicionada pela geometria das ferramentas e pela logística do canteiro de obras. No projeto em questão, as estacas barrete possuíam variações em suas seções transversais, exigindo planejamento rigoroso na alocação dos equipamentos.

A Hidrofresa FD60 possui uma largura fixa de 315 cm. Consequentemente, para os elementos projetados com dimensões variando entre 80x250 cm e 120x250 cm, a utilização da fresa tornou-se geometricamente inviável. Nesses casos, a escavação foi conduzida integralmente com o uso do Clamshell e dimensionados para resistir aos esforços apenas com a escavação em solo (trecho da obra que permitiu essa solução). A Hidrofresa, portanto, foi designada exclusivamente para a execução das estacas mais robustas, cujas seções transversais variaram entre 80x315 cm e 120x315 cm.

A variação na espessura das estacas (alternando entre 80, 100 e 120 cm) impôs outro desafio, a necessidade de adaptação física das ferramentas de corte. Para a Hidrofresa, a alteração de espessura exige a substituição das rodas de escavação e das placas de guiagem. Devido às dimensões e ao peso do equipamento, o transporte frequente da ferramenta para fora do empreendimento era logisticamente inexequível. Assim, toda a desmontagem e adaptação da FD60 foram realizadas por equipes de manutenção dentro do próprio canteiro de obras (aproximadamente 1 semana de trabalho). Em contrapartida, por apresentar maior facilidade de transporte e manuseio, o Clamshell passava por essas adaptações dimensionais em oficinas externas, otimizando o espaço útil e o cronograma da obra.

Para suportar essa complexa dinâmica de métodos mistos, o canteiro operou com uma frota de maquinário pesado atuando em sinergia. A fase inicial de escavação em solo foi executada por uma diafragmadora hidráulica modelo Bauer GB50, que operou o Clamshell.

Para a fase de avanço em rocha, empregou-se um guindaste Casagrande C900, atuando como máquina base para sustentar e operar a Hidrofresa FD60. Dando suporte a toda a operação, um guindaste modelo Fuwa QUY80 foi mobilizado para o auxílio geral no canteiro, sendo peça fundamental na logística de movimentação das armações e na descida dos tubos tremonha para a concretagem submersa.

5.1 Desafios Operacionais e o Impacto do Solo Mole na Lama Bentonítica

O tipo de solo da região trouxe um desafio prático muito grande para o tratamento da lama bentonítica. Analisando o perfil da sondagem mista SM-208, nota-se que a escavação passou por camadas muito espessas de solo fino. Encontramos um trecho de areia argilosa (solo mole aluvionar) entre as cotas 3,90 m e 11,20 m, seguido por uma argila siltosa que se estendia até os 15,80 m de profundidade.

Essa grande quantidade de material fino acabou se misturando na lama bentonítica durante a escavação, fazendo com que ela "engrossasse" muito rápido. Com a densidade e a viscosidade muito altas, a central recicladora não conseguia mais dar conta de separar os resíduos sozinha para que a lama voltasse aos padrões exigidos pela norma. A saída encontrada no canteiro foi usar uma centrífuga de apoio o tempo todo. A centrífuga separava o material mais fino da mistura, que a central recicladora não era capaz de retirar, reduzindo assim a viscosidade e a deixando apta para a utilização. Quando a lama já estava muito saturada e não servia mais para uso, era enviada para o descarte adequado através de caminhões limpa-fossa.

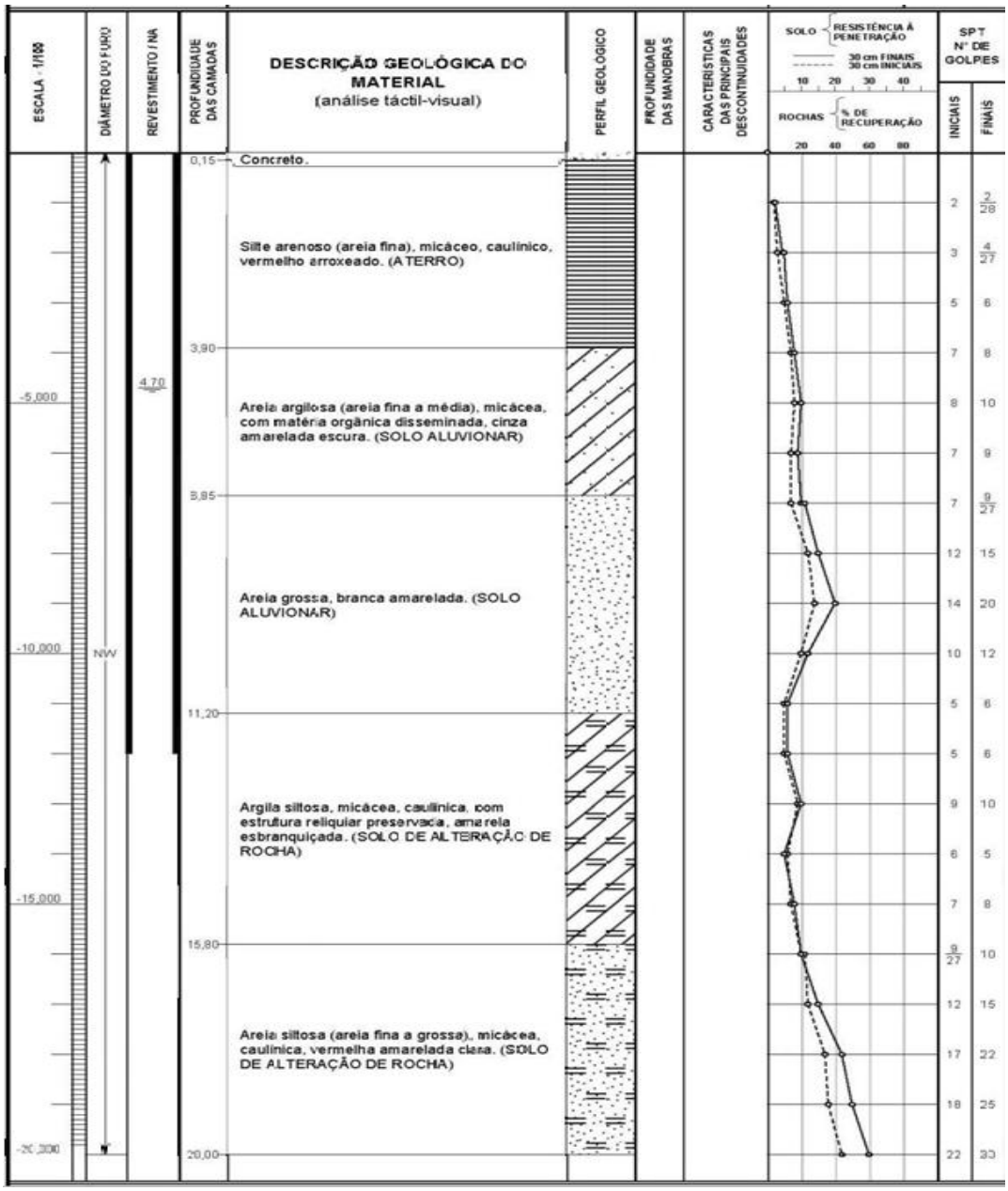


Figura 6. Sondagem SM-208 (Projeto Executivo de Sondagem, obra de complexo de multiuso).

5.2 Instabilidade do Terreno, Reforço das Muretas Guia e Plataforma de Trabalho

Além da contaminação da lama, a camada superficial de solo mole gerou outro problema, a instabilidade do próprio terreno. Como a parte superior do solo não tinha resistência suficiente, as muretas guia das estacas barrete começaram a sofrer recalques (afundar). Isso era um risco enorme, pois as muretas são fundamentais para direcionar a ferramenta nos primeiros metros e dar suporte às bordas da escavação. Junto a isso, o simples trânsito das máquinas pelo canteiro, que são extremamente pesadas, como o guindaste da hidrofresa, tornou-se uma operação perigosa, com risco constante de afundamento dos equipamentos.

Para garantir a qualidade das estacas, a decisão tomada na obra foi drástica, todas as muretas guia iniciais foram removidas e refeitas. Essa nova estrutura foi construída de forma muito mais reforçada, utilizando barras de aço de maior diâmetro e concretadas em blocos maiores e mais robustos, o que ajudou a distribuir melhor as cargas no solo fraco. Além disso, o solo mole do entorno das muretas foram substituídos por argamassa até pelo menos 50 cm abaixo da base onde eram apoiadas.

Já para solucionar o problema da movimentação das máquinas, foi preciso preparar o terreno do canteiro. Executamos uma camada de aproximadamente 80 cm de espessura de rachão (pedras de grande porte) sobre o solo mole forrado com bica corrida para intravá-los. Esse "tapete" de pedra funcionou como uma plataforma de trabalho, travando o solo superficial e garantindo total segurança e estabilidade para o trânsito pesado dos guindastes, diafragmadoras e caminhões betoneira durante toda a fundação.

6 CONCLUSÃO

A análise do estudo de caso e o acompanhamento logístico do canteiro de obras permitem concluir que a complexidade geológica da bacia do Rio Pinheiros, especialmente a presença de matacões e o topo rochoso irregular, impõe limites severos aos métodos convencionais de fundação. Embora a escavação com Clamshell tenha se mostrado produtiva e viável nas camadas superiores de solo (atingindo marcas de 3,02 m/h), a sua recusa técnica ao encontrar o maciço rochoso inviabilizaria o engastamento profundo exigido pelas altas cargas estruturais do projeto.

Neste cenário, a adoção do método executivo misto provou-se técnica e operacionalmente justificada. A introdução da Hidrofresa FD60 superou a barreira do material impenetrável à percussão, mantendo uma taxa de avanço média satisfatória de 1,23 m/h através de mais de 20 metros contínuos de rocha alterada e matacões. Essa tecnologia, operando pelo princípio de escavação contínua e circulação reversa, garantiu não apenas a escavação, mas a preservação da geometria da vala e o rigoroso controle de verticalidade.

Além disso, o estudo evidencia que o sucesso do método está intrinsecamente ligado a um robusto planejamento logístico e tecnológico. A necessidade de centrais de tratamento de fluídos de alta capacidade reforça que a estabilização da área escavada e o transporte de detritos exigem um controle contínuo e rigoroso, atendendo plenamente à norma ABNT NBR 6122. As adaptações dimensionais das ferramentas demonstram a importância da versatilidade operacional da equipe em campo.

Por fim, a concretagem integral da estaca barrete P3B, atingindo os 27,35 metros de profundidade, e apresentando um sobreconsumo controlado, atesta a integridade do elemento estrutural executado. Conclui-se, portanto, que a sinergia entre o maquinário adequado e o rigoroso controle de qualidade viabilizou o engastamento em rocha, garantindo a transferência segura e o suporte à carga extrema de 1829 tf, pilar fundamental para a estabilidade do edifício.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia. (2022). *Manual de execução de fundações: práticas recomendadas. 2. ed*. São Paulo.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Casagrande Foundation Division (2019). FD Hydromill Brochure. Disponível em: https://ideaustralia.com.au/wp-content/uploads/2019/05/FD-Hydromills-Brochure-compressed.pdf. Acesso em: 18 de fev. 2026.

Freitas, M. A., Gotlieb, M. (2018). Parede Diafragma e Estacas Barrete com Utilização de Hidrofresa para Embutimento em Rocha. Monografia de Mestrado, Prática de Fundações e Geotecnia em Empreendimentos Imobiliários, Faculdade de Engenharia de São Paulo / FESP.

Hachich, W.; Falconi, F. F.; Saes, J. L.; Frota, R. G. Q.; Carvalho, C. S.; Niyama, S. (1998). *Fundações: teoria e prática. 2. ed.* São Paulo

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/68

Fragility Assessment of Pile Foundations under Liquefaction-Induced Lateral Spreading Using Random Fields in PLAXIS 3D

Bernardo Jiménez
Engenheiro geotecnista, Ulteig, Costa Rica, bernardo.jimenez@ulteig.com
Research fellow, Engenharia de Estruturas e Geotécnica (PEF), Universidade de São Paulo (USP), Brasil, bernardo.jimenez@alumni.usp.br.

Adrian Torrico Siacara
Professor, Engenharia de Estruturas e Geotécnica (PEF), Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, Brasil, adrian.torrico@usp.br

ABSTRACT: Seismic performance assessment of pile foundations requires explicit consideration of the spatial variability of soil properties, as it strongly influences structural demand under liquefaction-induced lateral spreading. This study presents a probabilistic framework for the derivation of fragility curves for drilled shaft foundations subjected to lateral spreading, combining three-dimensional finite-element analyses in PLAXIS 3D with lognormal random field modeling. Spatial variability of key geotechnical parameters is represented through covariance-based random fields incorporated into a user-defined soil model. A series of quasi-static numerical simulations is performed by imposing free-field lateral ground displacements representative of liquefaction-induced spreading over a wide range of intensity measures. Engineering demand parameters, including pile-head displacement, axial load, bending moment, curvature, and damage extent along the pile length, are extracted from 100 random-field realizations per intensity level. Damage states are defined based on moment–curvature analysis, and exceedance probabilities are used to derive lognormal fragility functions through maximum likelihood estimation. The results demonstrate that lateral spreading can induce significant axial–flexural interaction and distributed damage along the piles, even when the liquefiable layer and overlying crust are relatively thin compared to the total pile length. Fragility analysis is shown to be an effective approach for synthesizing large sets of numerical simulations into probabilistic performance metrics, supporting risk-consistent and performance-based seismic design of pile foundations in liquefaction-prone environments.

KEYWORDS: Liquefaction, lateral spread, random fields, fragility analysis, drilled shafts

1 INTRODUCTION

Liquefaction-induced lateral spreading represents one of the most critical seismic hazards for pile-supported structures, as it can impose large kinematic demands that are not adequately captured by inertial-based design approaches. Field observations from past earthquakes have shown that piles may experience significant axial–flexural interaction, stiffness degradation, and distributed damage even when liquefiable layers are relatively shallow (Tokimatsu & Asaka, 1998, Abdoun & Dobry, 2002). Consequently, reliable assessment of pile performance under lateral spreading requires numerical frameworks capable of representing soil–structure interaction and inherent geotechnical uncertainty.

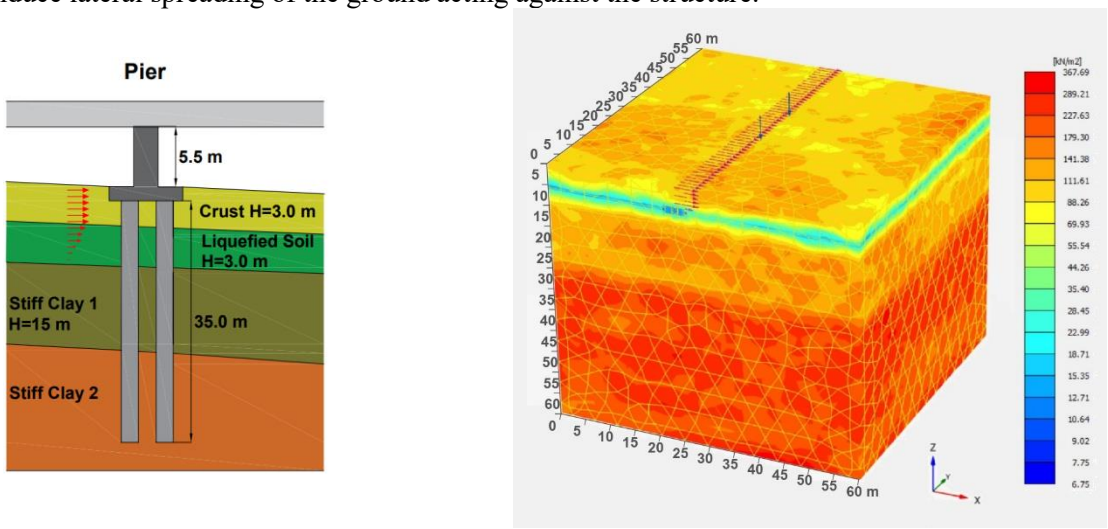
Conventional deterministic analyses commonly rely on single-valued soil profiles and prescribed ground deformation patterns, which may lead to biased or non-conservative estimates of structural demand. A first type of probabilistic extension consists of modeling soil properties as random variables (RV), which allows the inherent variability of geotechnical materials to be considered, although without accounting for spatial variability (Wyjadłowski, 2026). In contrast, probabilistic approaches that incorporate random fields, incorporates spatial variability of soil properties, which allow a more realistic description of ground response and its impact on deep foundations. Random field (RF) modeling has emerged as an effective tool to represent spatial uncertainty in geotechnical parameters, while fragility analysis provides a consistent means to translate large sets of numerical simulations into probabilistic measures of structural damage and performance. Recent studies have demonstrated the effectiveness of probabilistic frameworks for evaluating geotechnical system

performance under complex loading conditions, particularly when uncertainty and nonlinear soil behavior govern the response (Siacara et al., 2024a, Siacara et al., 2024b). These approaches provide a rational basis for quantifying damage and performance beyond deterministic assessments.

In this context, the present study proposes a fragility-based assessment framework for pile foundations subjected to liquefaction-induced lateral spreading, combining covariance-based RFs with three-dimensional finite-element modeling using the commercial software PLAXIS 3D (Bentley Systems, 2024). The methodology is applied to a highway overpass pier supported by drilled shafts in Costa Rica, enabling the evaluation of axial load redistribution, bending demand, damage state development, and damage extent along the pile length. The results illustrate the suitability of fragility analysis as a practical and robust approach for interpreting complex soil–structure interaction simulations and for supporting performance-based seismic design of pile foundations in liquefaction-prone environments.

2 BACKGROUND

The case study corresponds to the Taras overpass intersection, located in Cartago, Costa Rica. The structure consists of a pier system supported by six drilled shafts with a diameter of 1.2 m and a total embedment depth of 35.0 m. Construction of the project began in 2021, and the structure was placed into operation in 2024. Regarding subsurface conditions, as presented in Figure 1 a), a layer of sandy silt was identified at an approximate depth of 3.0 m. Under seismic loading, this layer presents liquefaction potential, which may induce lateral spreading of the ground acting against the structure.



a) b)

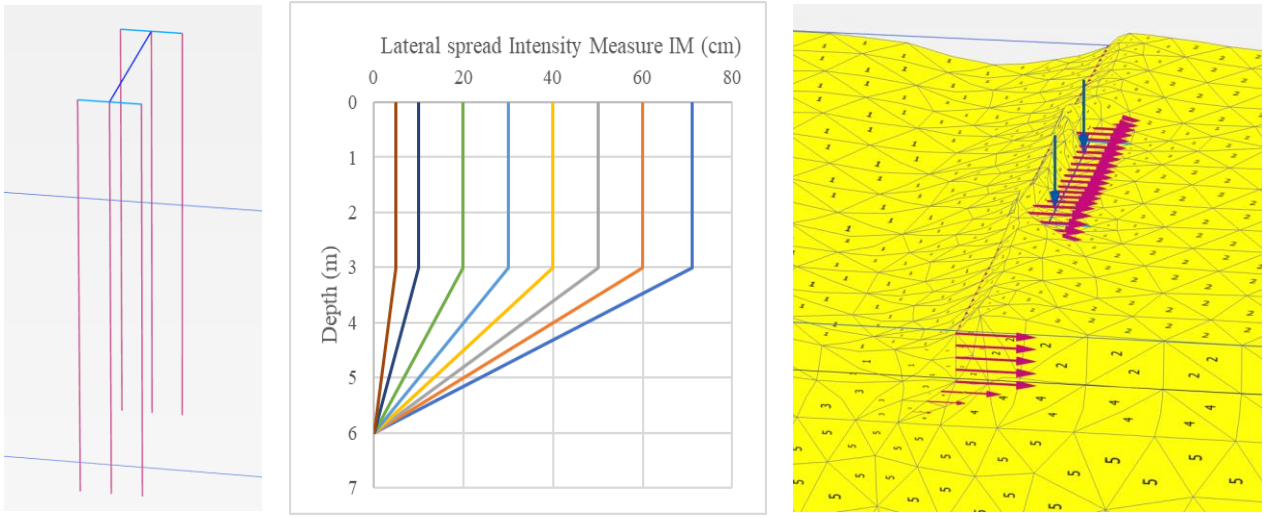
Figure 1. a) *Idealized soil profile and drilled shaft foundation subjected to lateral spreading b) Random fields model showing the liquefied layer with correlations lengths Lx=Ly=12 & Lz=2.*

3 APPLIED METHODOLOGY

In this study, RF was employed to simulate the lateral spreading of the ground acting against the structure. PLAXIS 3D was used to evaluate forces and deformations in the soil–structure system. The spatial variability of soil properties was incorporated by coupling the RF model with a user-defined soil model (UDSM) implemented in PLAXIS 3D. The random fields were generated in Python following a covariance-based approach. Figure 1(b) shows an example of a generated random field.

For each intensity measure (IM), 100 numerical simulations were performed with a different RF. Finally, the fragility analysis was performed from the database was post-processed and analyzed using RStudio, which specializes in data analysis. Figure 2 illustrates several key aspects of the numerical modeling. Figure 2 (a) presents the configuration of six drilled shafts (1.2 m diameter) supporting the pier, consisting of two front shafts, two middle shafts, and two rear shafts. Figure 2 (b) shows the IM values adopted in the analyses, with a maximum value of 71 cm under free-field conditions determined by Jimenez (2023), following the methodology of lateral spread analysis proposed by CALTRANS (2012), assuming constant deformation

within the crust layer and a gradual deformation profile within the liquefiable layer. Finally, Figure 2 c) illustrates the proper modeling of lateral spreading, where the soil mass is observed to impact the pier, inducing upward sliding of the crust layer.



a) b) c)

Figure 2. a) *Pile-pier systems b) Intensity Measures used c) Lateral spreading soil deformation acting on the pile.*

Table 1. Assumed properties in random field.

Stage	Service						Liquefaction			
Soil	**Cohesion (kPa)**	**σ (kPa)**	**Friction angle (°)**	**σ (°)**	**E (kPa)**	**σ (kPa)**	**Undrained shear strength Su (kPa)**	**σ (kPa)**	**E (kPa)**	**σ (kPa)**
Crust	10	2	28	2	20000	2000	100	20	30000	1500
Liquefied soil	5	1	25	2	15000	1500	12	3	2400	200
Stiff clay 1	20	3	35	3	40000	2500	120	20	36000	2500
Stiff clay 2	40	4	38	3	60000	3000	230	30	69000	2500

4 RANDOM FIELD GENERATION

The spatial variability of soil properties was represented using a random-field approach based on a covariance formulation. As presented by Zhang et al. (2023), a target covariance function was defined to describe the spatial correlation of the selected soil parameters, allowing the generation of statistically consistent realizations of the ground deformation associated with lateral spreading. The covariance between two points separated by a distance r was expressed as

$$C(r) = \sigma^2 \exp\left(-\frac{r}{\theta}\right) (1)$$

where $\sigma^2$is the variance of the parameter and θ is the correlation length governing spatial continuity. The random fields were generated through Cholesky decomposition of the covariance matrix to ensure the prescribed spatial correlation structure. The parameters adopted for the random-field generation are summarized in Table 1, obtained from calibrated triaxial test and CPT tests, where a clear discretization is introduced between the loading phase, modeled under effective stress conditions, and the liquefaction phase, modeled under total stress conditions.

5 MOMENT–CURVATURE ANALYSIS AND DEFINITION OF DAMAGE STATES

The sectional flexural response of the pile was characterized through moment–curvature (M–κ) relationships computed for multiple axial force levels. Curvature, κ, was defined as the second derivative of the lateral displacement $w(z)$, and under the assumption of plane sections remaining plane, it may be expressed as the strain difference between extreme fibers divided by their separation. In the elastic range, the flexural response follows the linear relation $M = EI\kappa$, while nonlinear behavior develops once cracking or yielding occurs.

Moment–curvature analyses were performed for a wide range of axial forces, including both compression and tension, explicitly accounting for axial–flexural interaction effects. Axial load was found to significantly influence both flexural strength and ductility: moderate compressive axial force may increase moment capacity but reduces curvature ductility, whereas tensile axial force leads to a pronounced reduction in flexural capacity and deformation reserve.

Based on the computed M–κ relationships, two damage states were defined. Damage State 1 (DS1) corresponds to the knee point of the response curve, (M_k, κ_k), identified by the end of the linear elastic behavior, a marked reduction in flexural stiffness and association with the initiation of cracking in the section. Damage State 2 (DS2) corresponds to the maximum bending moment capacity, $M_{\max}$, representing the upper limit of flexural resistance for a given axial force. The ultimate curvature, κ_u, characterizes the deformation capacity of the section prior to instability or failure (Calvi et al., 2007).

As seen in Figure 3 presents representative M–κ curves obtained using the commercial software LPile (Ensoft, Inc., 2015), illustrating the influence of axial force on both moment capacity and post-elastic behavior for a 1.2 m diameter drilled shaft. These moment–curvature relationships provide the mechanical basis for the definition of damage thresholds adopted in the subsequent fragility analysis.

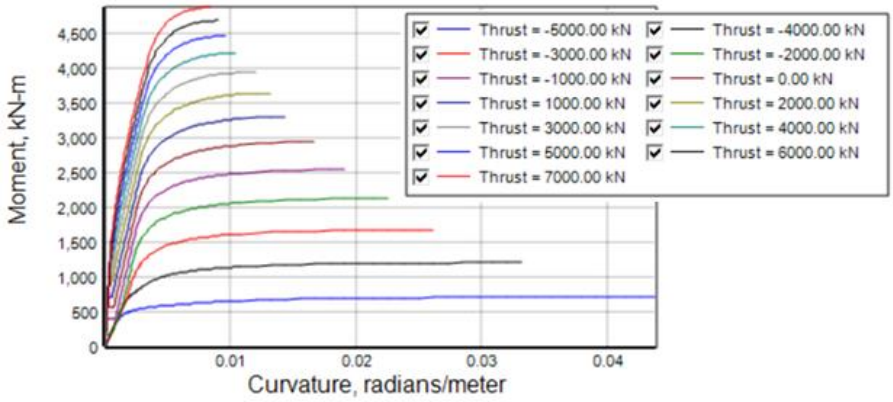


Figure 3. Moment–curvature response of the pile section considering axial–flexural interaction effects.

6 FRAGILITY ANALYSIS

Fragility functions were developed to quantify the probability of exceeding a given damage state DS_i conditioned on the lateral spreading intensity measure (IM). This method has proven to be an efficient method for evaluating damage in pile foundations (Basu, 2012, Basu et al. (2020). The fragility curves were assumed to follow a lognormal distribution, such that the conditional probability of exceedance is expressed as

$$P[DS \geq DS_i \mid IM] = \Phi\left(\frac{\ln(IM) - \ln(\mu_i)}{\beta_i}\right) \quad (2)$$

where $\Phi(\cdot)$ is the standard normal cumulative distribution function, μ_i is the median value of IM associated with damage state DS_i, and β_i is the logarithmic standard deviation. The parameters μ_i and β_i were estimated using a maximum likelihood approach, based on binary outcomes of damage exceedance obtained from the numerical simulations. For each simulation j, the likelihood function was defined as

$$\mathcal{L}(\mu_i, \beta_i) = \prod_{j=1}^{N} \left[{P_j}^{\delta_j} (1 - P_j)^{1-\delta_j} \right] \quad (3)$$

where $P_j = P\left[DS \geq DS_i \mid IM_j\right]$ and δ_j is an indicator variable equal to 1 if the damage state was exceeded and 0 otherwise. Separate fragility functions were derived for each damage state (DS1 and DS2), providing a probabilistic description of pile performance under liquefaction-induced lateral spreading.

7 OBTAINED RESULTS

The following results correspond to 100 RF simulations performed for each IM considered. Being this a symmetric pile geometry problem, representative conditions for a front, middle, and rear pile were analyzed. Figure 4 presents the relationship between ground displacement, definied by the IM and pile-head displacement, with results summarized using boxplots. Similar orders of magnitude in pile-head displacement are observed for all piles, which is attributed to the pile cap rigidly connecting the pile heads. The middle piles exhibit narrower interquartile ranges compared to the front and rear piles, although the presence of outliers was also observed, likely associated with variability in axial load response, as discussed later. For lower IM levels (1.0–5.0 cm), the dispersion of results is limited, reflecting ground displacements that do not induce flexural stiffness degradation and therefore lead to similar responses across simulations. As ground deformation increases, pile-head displacement tends to stabilize, reaching an asymptotic value of approximately 14.8 cm for an IM of 71 cm.

The variation of axial load in the piles for the different IMs is illustrated in Figure 5, where compressive forces are reported as negative values and tensile forces as positive values. For the front pile, only the IM of 5 cm results in compressive axial load; for all other IMs, the pile is subjected to axial tension, indicating that uplift induced by lateral spreading exceeds the gravitational load of the superstructure. For larger IMs, axial tensile forces tend to stabilize at values of approximately 3600 kN. The middle pile exhibits relatively stable compressive axial loads with limited dispersion for IMs up to 40 cm, as reflected by narrow boxplots; beyond this threshold, a more erratic response is observed, with mean values shifting toward axial tension. In contrast, the rear pile experiences the largest compressive axial loads, acting to counterbalance the uplift of the pile cap induced by lateral spreading in the other piles, with compression forces reaching up to approximately an average of 6600 kN for the highest IM levels.

The relationship between axial load and peak bending moment in the piles is shown in Figure 6. Approximately linear trends are observed between axial force and bending moment for all pile locations. The front pile, which is predominantly subjected to axial tension, reaches peak bending moments exceeding 8000 kNm for the largest IM levels. For the middle pile, the axial force–moment relationship exhibits a steeper slope under tensile axial forces than under compressive forces, indicating a stronger sensitivity of flexural demand to tension. In contrast, the rear pile, which is primarily under axial compression, develops the highest bending moments, with peak values exceeding 12,000 kNm, reflecting the larger magnitude of compressive axial forces compared to the tensile forces experienced by the front pile. Additionally, the relationship between IM and bending moment is clearly nonlinear: bending moments associated with an IM of 40 cm are not twice those obtained for an IM of 20 cm, and increasing IM levels tend to produce progressively similar bending moments, indicating a saturation of flexural demand at large ground deformations.

The results of the fragility analysis are illustrated in Figure 7. For Damage State 1 (DS1), associated with the cracking moment, all simulations indicate a non linear behavior for ground displacements as low as 5 cm, as the cracking moment was achieved, reflecting the onset of flexural stiffness degradation. For Damage State 2 (DS2), the most critical response corresponds to the rear pile, which sustains the largest bending moment demands; in this case, the intensity range at which all simulations reach plastic hinge formation lies between 5 and 10 cm. For the front and middle piles, this transition occurs at higher intensity levels, between 10 and 20 cm. These results highlight the severity of liquefaction-induced lateral spreading, where the impact of a moving soil mass against the foundation system can generate significant structural demand. To further assess the consequences of plastic hinge formation, Figure 8 presents the relationship between peak bending moment and maximum curvature. The maximum curvature attained in all cases ranges approximately between 0.004 and 0.005, which remains below the ultimate curvature limit κ_u of the least ductile pile section shown in Figure 3 ($\kappa_u \approx 0.008$). This indicates that, although significant deformation develops during lateral spreading and the pile section would develop plastic strains across its cross-section, no structural failure of the element would occur.

Finally, the spatial extent of damage along the pile length was investigated through a fragility-based analysis presented in Figure 9. For Damage State 1 (DS1), it is observed that for an IM of 5 cm, cracking-related damage extends over approximately 2.0 m along the pile; for an IM of 20 cm, the damaged length exceeds 7.5 m; and for larger IMs, damage is observed over more than 10 m of the pile. These regions correspond to sections reaching the cracking moment, where flexural stiffness degradation is expected. For

Damage State 2 (DS2), associated with plastic hinge formation, the extent of damage is initially limited: for an IM of 5 cm, the affected length is approximately 0.06 m. However, an IM of 20 cm leads to plastic hinge formation over an extension of approximately 2.5 m with a probability of 75 %. For the largest IM considered (71 cm), there is an almost 100% probability of plastic hinge formation over at least 2.5 m of the pile, a 50 % probability of extending over at least 3.0 m, and a 25 % probability of affecting up to 6.0 m of the pile length. These results further highlight the severity of liquefaction-induced lateral spreading, particularly considering that in this case the liquefiable layer thickness and the overlying crust impacting the structure are both approximately 3.0 m, which are relatively small compared to the total pile length of 35 m.

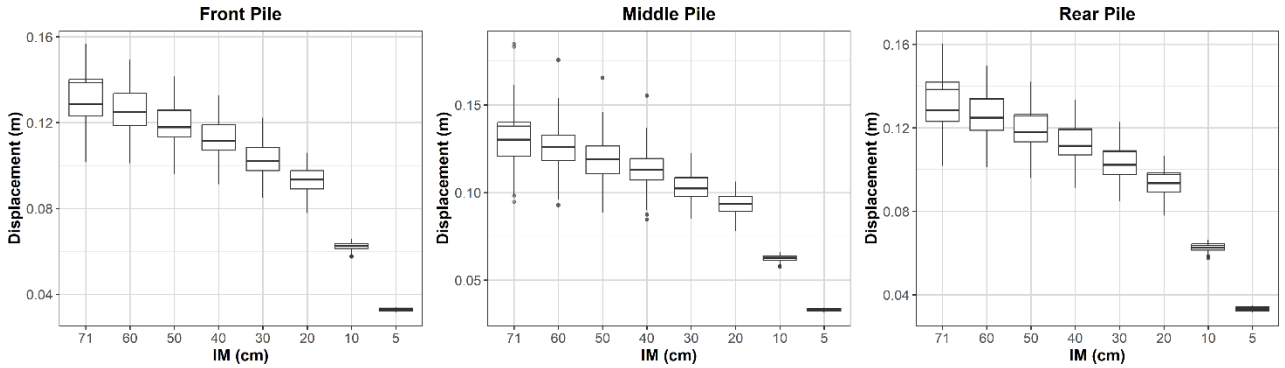


Figure 4. Pile head displacement vs ground deformation.

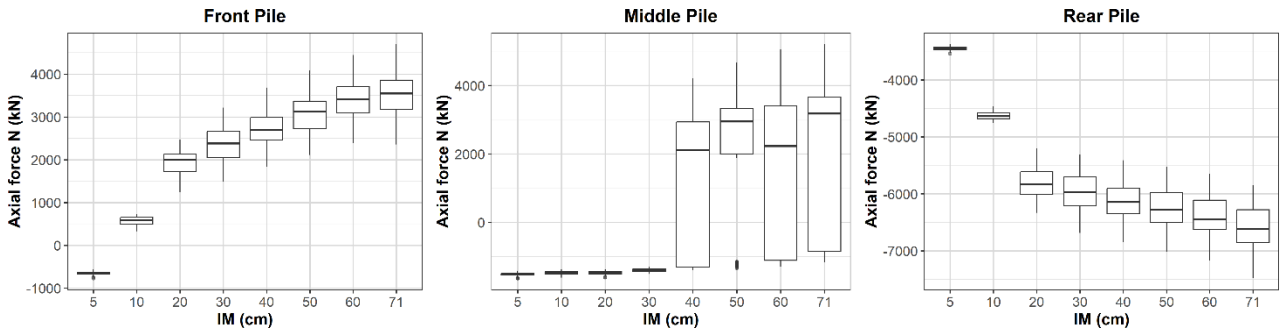


Figure 5. Axial loads bloxplots at pile head. Tension loads positives, compression loads negative.

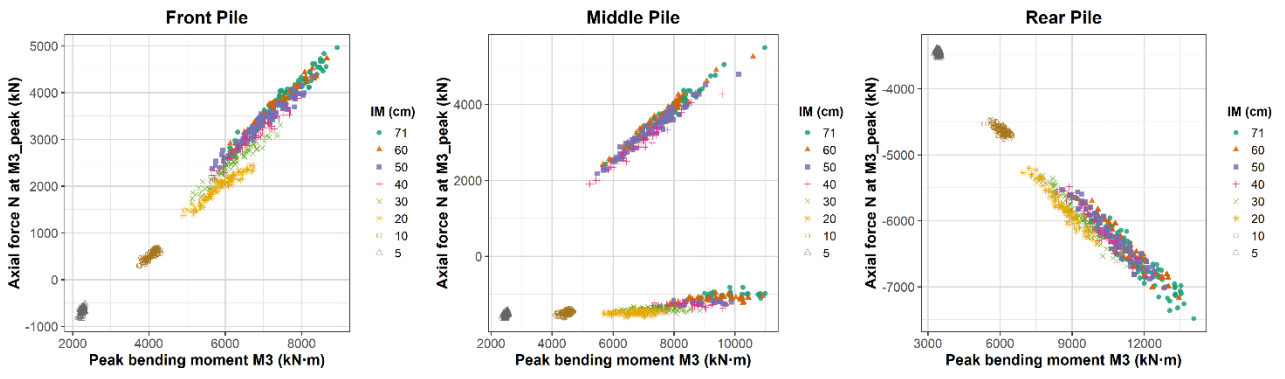


Figure 6. Peak bending moment vs corresponding axial load.

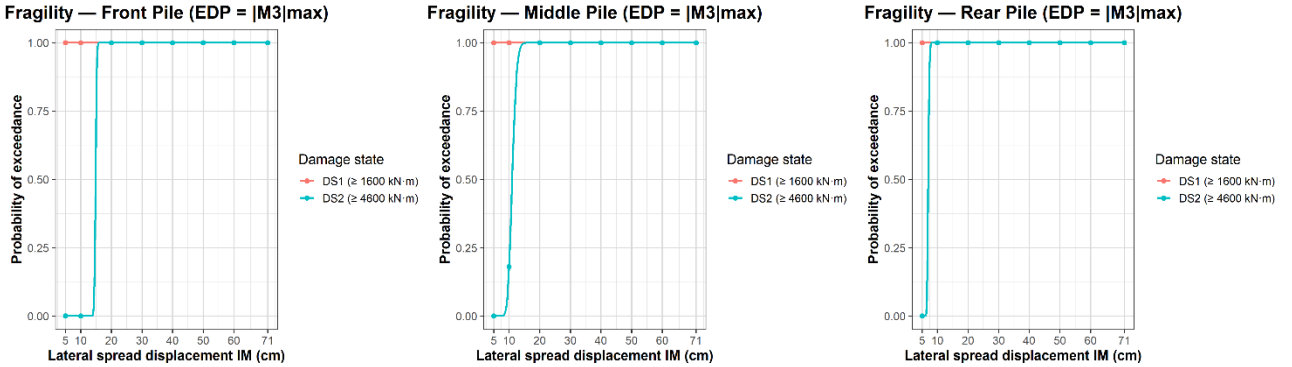


Figure 7. Fragility curves for DS1 & DS2.

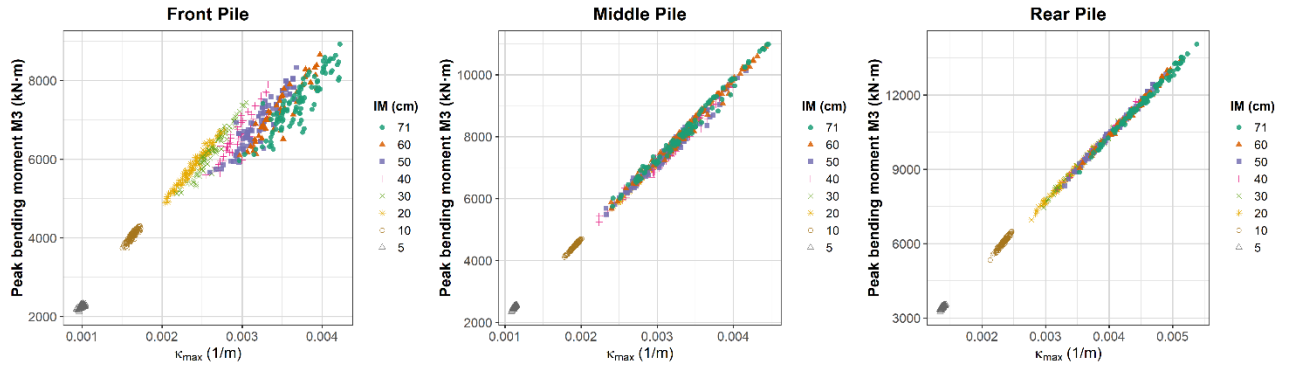


Figure 8. Peak moment vs max curvature κ.

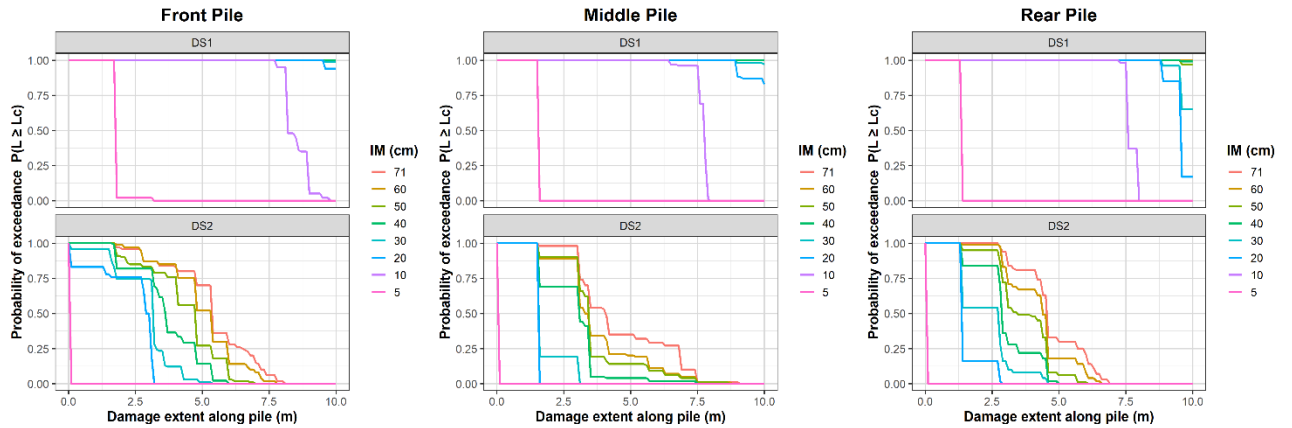


Figure 9. Damage extent fragility by IM | Facets: DS1 (cracking moment) DS2 (maximum bending moment).

8 CONCLUSIONES

This study presented a probabilistic framework for evaluating the seismic performance of pile foundations subjected to liquefaction-induced lateral spreading, explicitly accounting for the spatial variability of soil properties through random fields (RF). The adopted approach demonstrates that fragility analysis provides an effective and robust tool for synthesizing large sets of numerical simulations into meaningful performance metrics, allowing structural damage to be quantified in probabilistic terms rather than through isolated deterministic responses.

The results show that lateral spreading can induce significant axial–flexural interaction effects in pile foundations, even when the liquefiable layer and overlying crust are relatively thin compared to the total pile length. Although the rigid pile cap leads to similar pile-head displacements among all piles, marked differences in axial load and bending moment demands were observed, with rear piles experiencing the most critical compressive and flexural demands.

Moment–curvature analyses confirmed that axial force strongly governs both flexural strength and ductility. Damage State 1 (DS1), associated with cracking and stiffness degradation, was reached at relatively low intensity measures (IM ≈ 5 cm), while Damage State 2 (DS2), associated with plastic hinge formation, occurred at lower IM levels for rear piles than for front and middle piles. Fragility curves further demonstrated that damage is not only more likely at higher IMs but also progressively distributed along the pile length, revealing the potential for extended plastic regions rather than localized failure.

Despite the development of significant plastic strains during lateral spreading, maximum curvature demands remained below the ultimate curvature capacity of the pile sections, indicating that global structural failure is unlikely for the conditions analyzed. Overall, the study confirms that fragility-based assessment, coupled with random field modeling, constitutes a suitable and efficient framework for interpreting complex soil–structure interaction simulations, supporting performance-based design and risk-informed decision-making for pile-supported structures in liquefaction-prone environments.

9 REFERENCES

Abdoun, T., & Dobry, R. (2002). Evaluation of pile foundation response to lateral spreading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *22*(9-12), 1051-1058.

Basu, P (2012). Fragility Analysis of Nondisplacement Piles in Sand. In *GeoCongress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering* (pp. 4290-4298).

Basu, P., Basu, S. B., & Ghasemi-Fare, O. (2020). Fragility analysis of drilled shafts in sand–an analytical correspondence between reliability index and factor of safety. *Soils and Foundations*, *60*(5), 1112-1130.

Bentley Systems. (2024). *PLAXIS 3D* (Version 2024.3) [Computer software]. Bentley Systems. https://www.plaxis.com

California Department of Transportation (Caltrans). (2012). *Guidelines on foundation loading and deformation due to liquefaction-induced lateral spreading.*.

Calvi, G. M., Priestley, M. J. N., & Kowalsky, M. J. (2007, December). Displacement-based seismic design of structures. In *New Zealand conference on earthquake engineering* (Vol. 2007). IUSS press.

Ensoft, Inc. (2015). *LPILE* (Version 2015) [Computer software]. Ensoft, Inc. https://www.ensoftinc.com

Jimenez, B.J. (2023). *Lateral spreading evaluation and mitigation for highway overpass structure Taras, Cartago, Costa Rica*. DFI 48th Annual Conference on Deep Foundations, Deep Foundations Institute, New York, NY; pp. 371-382.

Siacara, A. T., Beck, A. T., & Ji, J. (2024). Impact of random field simulations on FEM-based earth slope reliability. *Geotechnical and geological engineering*, *42*(8), 7873-7891.

Siacara, A. T., Guo, X., & Beck, A. T. (2024). Probabilistic analysis of shallow foundation on earth slope using an active learning surrogate-centered procedure. *Computers and Geotechnics*, *175*, 106659.

Tokimatsu, K., & Asaka, Y. (1998). Effects of liquefaction-induced ground displacements on pile performance in the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake. Soils and Foundations, 38, 163-177.

Wyjadłowski, M. (2025). Lateral Loaded Pile Reliability Analysis Using the Random Set Method. *Buildings*, *15*(6), 882.

Zhang, J., Xiao, T., Ji, J., Zeng, P., & Cao, Z. (2023). *Geotechnical reliability analysis*. Singapore: Springer.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/69

Fundações do Shopping Manhattan em Brasília – Caso de Obra

Silvia Gomes Fernandes Polido Lemos
Consultora, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil, silvia.polido@geoconsult.com.br

Tayro Zonta Nascimento
Consultor, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil, tayro@geoconsult.com.br

Uberescilas Fernandes Polido
Consultor, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil, uberescilas@geoconsult.com.br

RESUMO: O trabalho apresenta o estudo de caso do empreendimento Shopping Manhattan, em Brasília, composto por três torres com 20 pavimentos e embasamento com 06 pavimentos sendo 03 subsolos, totalizando área construída de aproximadamente 65.000 m². A implantação dos subsolos envolveu escavações de até 11 m de profundidade, sendo cerca de 7 m abaixo do nível d'água, demandando contenção em cortina de estacas secantes atirantadas e sistema de drenagem de fundo com trincheiras drenantes e poços com bombeamento automático. A investigação geotécnica incluiu sondagens SPT e Rotativas, ensaios laboratoriais, ensaios de infiltração e geofísica por eletrorresistividade, permitindo identificar veios de solo de menor resistência intercalados em camadas de siltito. As fundações foram projetadas em sapatas isoladas apoiadas em solo silto-argiloso de consistência rija a dura e em metassiltito fraturado, com controle de qualidade do terreno por ensaios com Penetrômetro Dinâmico Manual. O desempenho foi avaliado por provas de carga com placa e monitoramento de recalques, que variaram entre 10 e 15 mm, inferiores ao limite de projeto de 25 mm, indicando comportamento satisfatório das fundações.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações em Sapatas, Eletrorresistividade, Penetrômetro Dinâmico Manual, Prova de Carga com Placa.

ABSTRACT: This paper presents a case study of the Shopping Manhattan development in Brasília, comprising three 20-storey towers and a six-storey podium with three basement levels, totaling approximately 65,000 m² of built area. The basement construction involved excavations up to 11 m deep, of which about 7 m below the groundwater table, requiring a secant pile wall supported by anchors and an underdrainage drainage system consisting of drainage trenches and wells equipped with automatic pumping systems. The geotechnical investigation program included SPT and rotary boreholes, laboratory and infiltration tests, and electrical resistivity surveys, which allowed the identification of weaker soil seams interbedded within siltstone layers. The foundations were designed as isolated spread footings founded on stiff to hard silty-clayey soil and fractured metasiltstone, with quality control carried out using Manual Dynamic Penetrometer tests. Performance was assessed through plate load tests and settlement monitoring, which indicated settlements ranging from 10 to 15 mm, below the design limit of 25 mm, thus confirming the satisfactory foundation performance.

KEYWORDS: Spread footings, Electrical resistivity, Manual Dynamic Penetrometer, Plate load test.

1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho apresenta o estudo de caso das fundações do empreendimento Shopping Manhattan, abordando a investigação geotécnica do terreno, a metodologia adotada no projeto geotécnico das sapatas,

definição de cotas de apoio e a verificação de desempenho por meio de provas de carga com placa e do monitoramento de recalques.

O empreendimento está localizado no Bairro Águas Claras em Brasília - DF, sendo constituído por 03 (três) Torres de 20 (vinte) pavimentos e Embasamento com 06 (seis) pavimentos e 03 (três) subsolos, totalizando uma área construída de cerca de 65.000 m².

Para caracterização do perfil geotécnico foi realizada investigação geotécnica detalhada, compreendendo sondagens do tipo SPT e Mistas, com obtenção de amostras de rochas brandas, ensaios de infiltração ensaios de laboratório e ensaios geofísicos de eletrorresistividade. O perfil geotécnico foi caracterizado como sendo basicamente de formação sedimentar, com camadas de solos silto-argilosos, de consistência média a dura, até atingir o impenetrável a percussão, entre as profundidades de 9,0 e 15,0 m. O nível d'água apresentou sazonalidade significativa, quando se observam leituras feitas em diferentes períodos do ano, com elevação de até 2,50 m durante a época de chuvas.

Um aspecto interessante do terreno, que mereceu investigação minuciosa, foi a ocorrência aleatória de veios de silte argiloso de consistência média, de cor branco, entremeado em camadas de siltito de elevada resistência. O perfil geotécnico ao nível do terceiro subsolo foi determinado por meio de investigação compreendendo modelagem bidimensional, com valores numéricos obtidos com geofísica por eletrorresistividade, e testes com Penetrômetro Dinâmico Manual (PDM), permitindo detectar os já citados veios de silte argiloso de consistência média.

Para implantação dos três subsolos foram executadas escavações de até 11,0 m de profundidade, sendo aproximadamente 7,0 m abaixo do nível d'água. A solução de contenção adotada para o escoramento lateral do terreno consistiu em uma cortina estanque de estacas secantes, atirantada em três níveis por meio de tirantes provisórios em cordoalhas. Em razão das elevadas pressões hidráulicas atuantes, adotou-se um sistema de drenagem de fundo, composto por trincheiras drenantes associadas a poços equipados com bombas de acionamento automático. Ambas as soluções estão detalhadas em Nascimento e Lemos (2026).

As fundações foram projetadas em sapatas isoladas apoiadas na camada de solo silto-argiloso de consistência dura, N_{SPT} na faixa de 40 a 50 golpes, e em algumas regiões apoiadas no impenetrável à percussão, composta pela camada de siltito ou argilito fraturado a muito fraturado (RQD de 0 a 70%) com veios de silte argiloso de consistência média. O controle de qualidade do solo de fundação, bem como a confirmação das cotas de assentamento, foram realizados utilizando testes com Penetrômetro Dinâmico Manual (PDM), seguindo a metodologia descrita por Polido e Castelo (1997), e ensaios geofísicos de eletrorresistividade.

A sequência de execução da obra compreendeu basicamente as seguintes etapas: contenção lateral do terreno com execução das estacas secantes, escavação em fases sucessivas com instalação de três linhas de tirantes provisórios, escavação localizada das cavas para execução das sapatas, implantação do sistema de drenagem de fundo e execução da estrutura com estroncamento definitivo da contenção.

A verificação da capacidade de carga e deformabilidade do terreno de fundação foi realizada por meio de provas de carga com placa, conduzidas conforme a ABNT NBR 6489 (2019). Os resultados desses ensaios permitiram avaliar o desempenho do solo de apoio e estimar os recalques associados às tensões de trabalho adotadas no projeto das sapatas. Os recalques medidos durante o período construtivo da obra apresentaram-se satisfatórios e dentro das previsões.

2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Para caracterização do perfil geotécnico do terreno foi realizada uma investigação geotécnica detalhada, compreendendo sondagens do tipo SPT e Mistas (SPT e Rotativas), obtenção de amostras de rocha branda a partir das sondagens rotativas, ensaios geofísicos de eletrorresistividade, ensaios de infiltração e ensaios de laboratório de caracterização e de resistência por compressão simples.

O perfil geotécnico caracterizado é constituído basicamente de solos sedimentares, com camadas de solos silto-argilosos, conforme apresentado na Figura 1. A Tabela 1 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização, o índice de resistência a penetração (Nspt) e a resistividade dos solos das quatro camadas típicas do perfil geotécnico. Na profundidade em torno de 10,0 a 16,0 m, ocorre o impenetrável à percussão, N_{SPT} > 40/10cm, classificado como siltito, uma rocha branda de formação sedimentar, com baixo grau de metamorfismo, grau de recuperação de 0 a 70%, e resistividade >2.000 Ohm.m, denominada por Freitas e

Campos (1999) e Silva (2011), como uma rocha de metassiltito. Os ensaios de compressão simples, realizados em corpos de prova talhados a partir de testemunhos do metassiltito resultaram em valores de resistência a compressão simples superiores a 2,5 MPa.

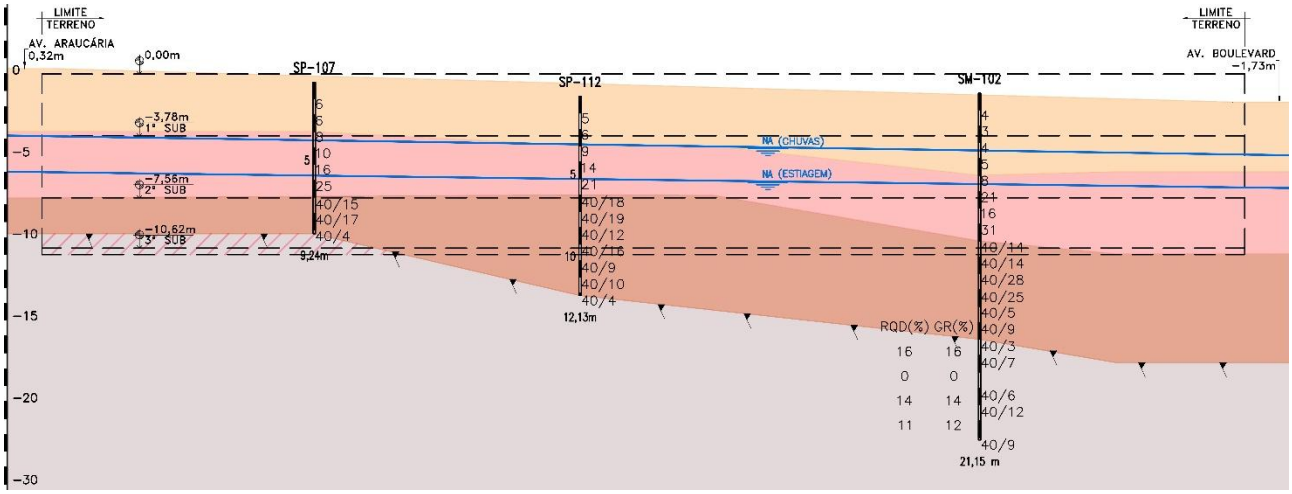


Figura 1. Perfil geotécnico típico.

Tabela 1. Caracterização das camadas de solo

Identificação da Camada	Espessura (m)	N_{SPT}	w (%)	LL (%)	LP (%)	Resistividade (Ohm.m)
1ª camada: argila arenosa e silte argiloso	3,0 a 5,0	3 a 8	32	58	32	0 a 500
2ª camada: silte argiloso	3,0 a 4,0	10 a 30	17	36	22	500 a 1.000
3ª camada: silte argiloso	3,0 a 5,0	30 a 40	16	35	21	
4ª camada: siltito	-	> 40	-	-	-	>2.000

O nível d'água (NA) apresentou sazonalidade significativa, quando se observam leituras feitas em diferentes épocas do ano, sendo detectado NA de 5,50 a 6,50 m de profundidade no período de estiagem e, de 3,0 a 4,0 m de profundidade no período de chuvas.

Foram realizados ensaios de infiltração do tipo carga variável no terreno logo abaixo do terceiro subsolo para determinação da permeabilidade horizontal do siltito. O coeficiente de permeabilidade variou de $k_h = 10^{-5}$ a 10^{-4} cm/s, seguindo a metodologia estabelecida por NAVFAC DM-7 (1971). Considerando se tratar de uma rocha metassedimentar, formada por meio de deposição e cimentação de sucessivas camadas de solo siltoso, é de se prever que a permeabilidade na vertical apresente valores inferiores a horizontal.

3 SOLUÇÃO PROJETADA

O projeto do empreendimento envolveu a implantação de três subsolos contemplando escavações de até 11,0 m de profundidade, sendo que cerca 7,0 m ocorreu abaixo do nível d'água. A solução de contenção adotada para o escoramento lateral do terreno foi uma cortina estanque de estacas secantes, atirantada em três níveis com tirantes provisórios em cordoalhas (Figura 2). Considerando o elevado nível d'água de projeto atingindo a cota da laje do 1º subsolo, optou-se pela solução de sistema de drenagem de fundo, composto por trincheiras associadas a poços equipados com bombas de acionamento automático.

Para as fundações foram projetadas sapatas isoladas, apoiadas na camada de solo silto-argiloso de consistência rija a dura e em metassiltito fraturado a muito fraturado, com tensões admissíveis variando de 0,6

a 1,0 MPa dependendo do local. A profundidade mínima de assentamento das sapatas foi especificada em 1,70m a partir do nível da laje do 3º subsolo.

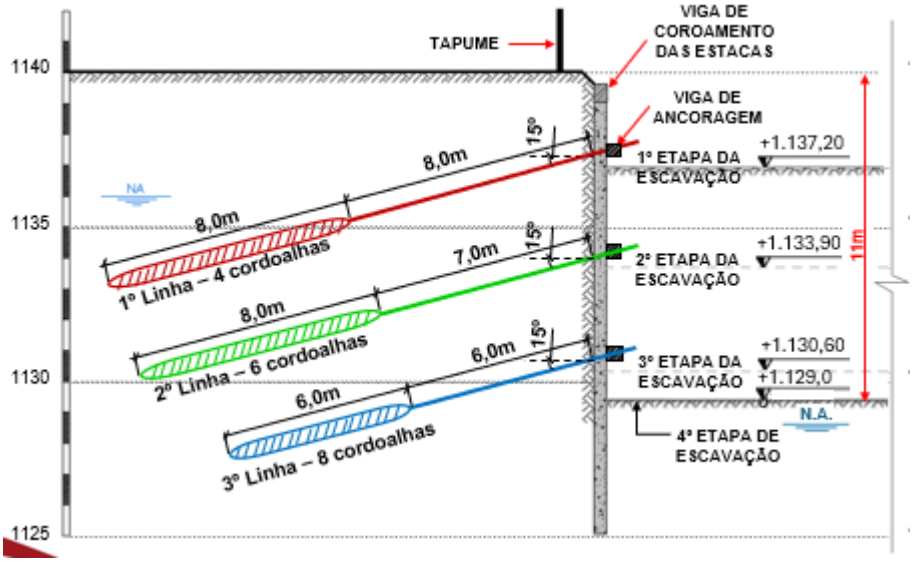


Figura 2: Cortina de estacas secantes atirantada em três níveis com tirantes provisórios em cordoalhas.

Com o desconfinamento do terreno decorrente da escavação de 11,0 m e a presença de água, era prevista uma dilatância do solo com aumento de umidade e redução de resistência. Para minimizar o problema foi especificado o lançamento imediato de uma camada de concreto simples, com 10 cm de espessura no fundo da cava logo que atingida a cota de assentamento da sapata.

A determinação da capacidade carga do solo, Estado Limite Último (ELU), foi feita com base na formula semiempírica $q_r = 0{,}08 \times N_{SPT}$ MPa (Poulos, 2017 e Décourt, 1995). Os recalques, Estado Limite de Serviço (ELS), foram estimados utilizando a teoria de Jambu *et al* (1956), modificado por Cristian e Carrier (1978), apud Simons e Menzies (2000) com o módulo de deformação do solo obtido com base na correlação $E = 2 \times N_{SPT}$ Mpa (Poulos, 2017 e Décourt, 1995). O solo de fundação em todas as sapatas da obra foi testado com Penetrômetro Dinâmico Manual (N_{PDM}) e por meio de correlação com os resultados das sondagens foram obtidos os valores de N_{SPT} correspondentes. Trabalhou-se com um recalque admissível máximo das sapatas de 25 mm. De uma forma geral a distorção angular foi limitada a 1/500, considerando que a altura dos prédios é de cerca de 70 m (Zhang and Ng, 2007).

3 EXECUÇÃO E DESEMPENHO

A sequência executiva da obra compreendeu basicamente as seguintes etapas: execução das estacas secantes, escavação em fases sucessivas com instalação de três linhas de tirantes provisórios, escavação localizada das cavas e execução das sapatas, implantação do sistema de drenagem de fundo e execução da estrutura com estroncamento definitivo das contenções. Algumas dessas etapas ocorreram de forma concomitante, à medida que a execução dos tirantes avançava, conforme ilustrado na Figura 3.

Nas regiões das Torres foram realizados ensaios com geofísica ao nível do terceiro subsolo, objetivando detectar a presença de eventuais veios do solo silto-argilosos de cor branca e baixa resistência comparado com o solo/rocha de fundação, siltito/argilito ou metassiltito de consistência dura. O comportamento anisotrópico do terreno seria devido a uma maior intemperização dos veios de solo de cor branca (Cunha e Camapum de Carvalho, 1997 apud Silva, 2011). Os resultados da investigação geofísica apontaram que esse material apresentava uma resistividade inferior a 500 Ohm.m e foi observado que era facilmente escavado com retroescavadeira. As escavações das cavas eram programadas com base nos resultados da eletrorresistividade e dos testes com PDM, que detectavam os eventuais veios desses solos silto-argilosos, de menor resistência. A estratigrafia com a presença desses materiais, que chegavam a atingir espessuras significativas, eram examinadas e, dependendo da situação, os veios brancos eram removidos (Figuras 4 e 5) e substituídos por

concreto simples, para posterior assentamento das sapatas. Em algumas poucas situações a remoção era feita em toda área, com dimensões superiores a sapata, sendo feita a substituição por concreto simples.



Figura 3. Visão geral das escavações, contenções e fundações.

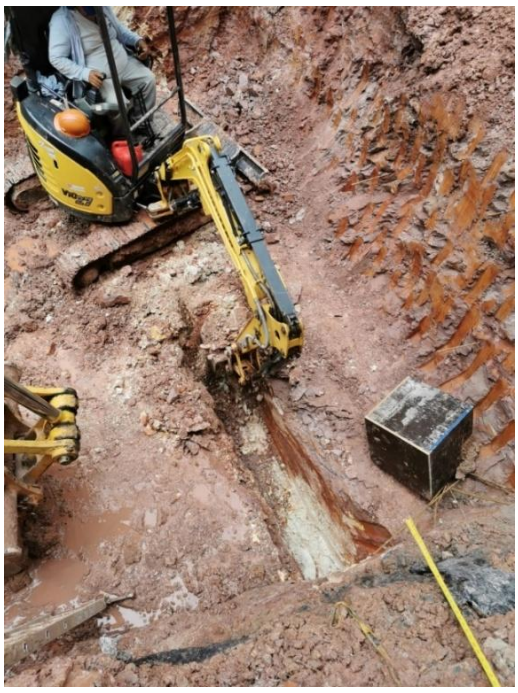


Figura 4. Início da escavação de veio de solo fraco

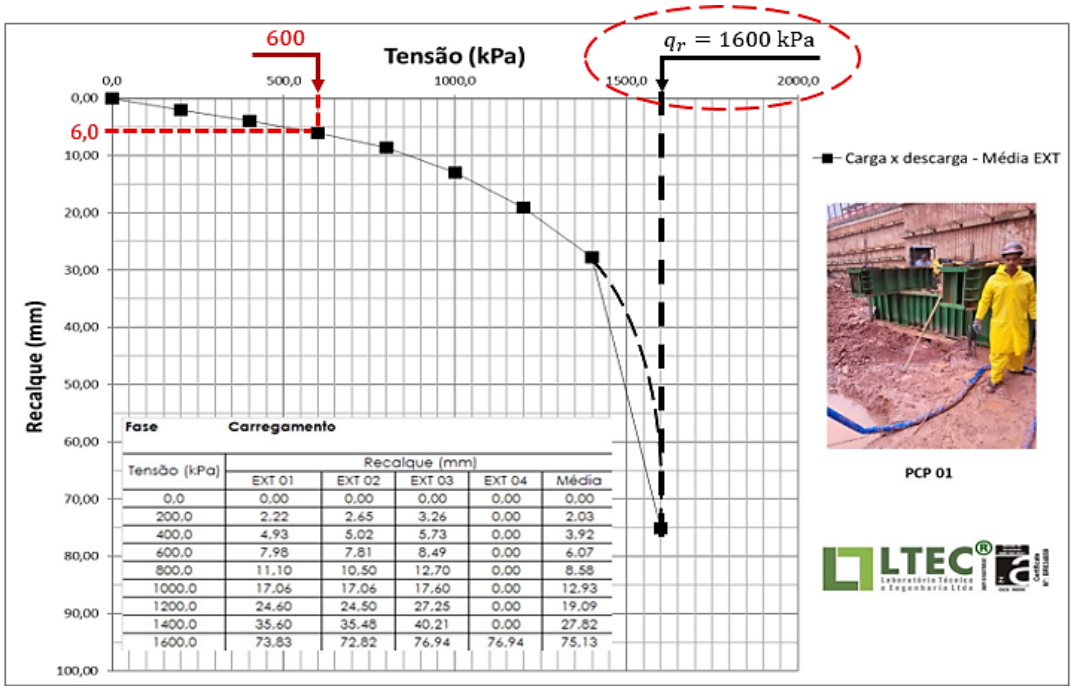


Figura 5. Solo fraco completamente removido

A verificação de desempenho das fundações e a validação da metodologia de cálculo foram realizadas através de duas Provas de Carga com Placa, com diâmetro de 80cm, seguindo as recomendações da NBR 6489

(2019). O resultado de uma das provas de carga, levada até a tensão de 1,6 MPa é apresentado na Figura 6. Os solos nos locais das provas de carga foram caracterizados e testados com ensaios PDM, permitindo a extrapolação dos resultados para outros locais do terreno e assim validar os parâmetros utilizados nas análises de capacidade de carga (ELU) e recalques (ELS) das fundações em sapatas.

A prova de carga com placa (Ø80 cm) foi conduzida na camada superficial de solo silto-argiloso saturado, fundo da cava, ainda sem reaterro (sem confinamento), com um pequeno grau de dilatância, e consequentemente um pouco mais compressível que as camadas subjacentes. Assim, a situação da Prova de Carga foi considerada mais desfavorável que o caso real das sapatas dos prédios. Nesses locais a tensão de trabalho adotada no dimensionamento das sapatas foi da ordem de 0,6 MPa. O monitoramento de recalques, realizado através de pinos instalados nos pilares das Torres, apresentou resultados plenamente satisfatórios, com valores medidos variando entre 10 e 15 mm, ou seja, inferiores aos valores máximos previstos em projeto (25 mm).



Tensão (kPa)	Recalque (mm)				
	EXT 01	EXT 02	EXT 03	EXT 04	Média
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
200.0	2.22	2.65	3.26	0.00	2.03
400.0	4.93	5.02	5.73	0.00	3.92
600.0	7.98	7.81	8.49	0.00	6.07
800.0	11.10	10.50	12.70	0.00	8.58
1000.0	17.06	17.06	17.60	0.00	12.93
1200.0	24.60	24.50	27.25	0.00	19.09
1400.0	35.60	35.48	40.21	0.00	27.82
1600.0	73.83	72.82	76.94	76.94	75.13

Figura 6. Resultado de uma prova de carga com placa Ø80cm.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho apresentou o estudo de caso compreendendo projeto, execução e verificação de desempenho das fundações do empreendimento Shopping Manhattan, em Brasília – DF. As fundações em sapatas isoladas foram assentadas em terreno de formação sedimentar constituído por camadas de solos silto-argilosos de consistência média a dura, sobrejacentes a um siltito fraturado de elevada resistência, RQD variando de 0 a 70%, com ocorrência aleatória de veios de silte argiloso de consistência média. As tensões admissíveis adotadas variaram entre 0,6 e 1,0 MPa, em função das características de resistência e compressibilidade do terreno nos locais de apoio das sapatas, e recalque admissível de até 2 5mm.

A investigação geotécnica detalhada compreendeu sondagens mistas, ensaios de infiltração, ensaios laboratoriais, ensaios geofísicos de eletrorresistividade e ensaio com Penetrômetro Dinâmico Manual (PDM), permitindo caracterizar adequadamente o perfil do subsolo e identificar a ocorrência localizada de veios aleatórios de solo de baixa resistência, com espessura de até 1,50 m, entremeados nas camadas de solos de consistência dura a muito dura. A utilização da investigação geofísica por eletrorresistividade, combinado com Penetrômetro Dinâmico Manual, se mostrou relevante na identificação dessas heterogeneidades do maciço. Durante a execução das cavas de fundação esses materiais foram removidos e substituídos por concreto simples confinado pelo solo resistente, garantindo condições adequadas de apoio para as sapatas.

A verificação de desempenho das fundações foi realizada por meio de provas de carga com placa Ø80cm, cujos resultados indicaram comportamento satisfatório do terreno de fundação. A partir da interpretação dessas provas de carga e com base nos valores de N_{SPT} estimados a partir dos ensaios com Penetrômetro Dinâmico Manual (valores de N_{PDM}), foi realizada a extrapolação dos resultados para outras regiões do terreno, permitindo validar os parâmetros utilizados nas análises de capacidade de carga (ELU) e recalques (ELS).

De modo geral, os recalques medidos variando entre 10 e 15 mm, inferiores ao limite de projeto de 25 mm, demonstraram que a solução de fundações diretas por sapatas foi tecnicamente adequada para as condições geotécnicas do local.

Destaca-se a importância da investigação detalhada em terreno heterogêneo e do controle executivo por sapata, bem como a contribuição da utilização integrada de eletrorresistividade e ensaios com Penetrômetro Dinâmico Manual (PDM) na identificação de materiais de menor resistência e na definição das condições de apoio das fundações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6489. *Solo - Prova de carga estática em fundação direta*. Rio de Janeiro.

Décourt, L. (1995) Prediction of load-settlement relationships for foundations on the basis of the SPT. In: Ciclo de Conferências Internacional "Leonardo Zeevaert", México. *Anais*... UNAM, p. 85–104.

Freitas-Silva, F. H.; Campos, J. E. G. (1999) *Geologia do Distrito Federal*. In: Inventário hidrogeológico e dos recursos hídricos superficiais do Distrito Federal. Brasília, SEMATEC; IEMA; MMA-SRA.

Simons, N.; Menzies B. (2000) *A Short Course in Foundation Engineering*, 2nd ed., Thomas Telford, London, UK.

Nascimento, T.Z, Lemos, S.G.F.P. (2026) Contenções e Sistema de Drenagem de Fundo do Shopping Manhattan em Brasília – Caso de Obra. In: Trabalho submetido ao XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2026, Brasília. *Anais*... ABMS.

NAVFAC (1971) *Design Manual: Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures (DM-7)*. Department of the Navy, Washington, D.C.

Polido, U. F.; Castello, R. R. (1997) *Investigação Geotécnica*. Apostila do Curso de Mecânica dos Solos e Fundações, CT, UFES, Vitória, ES.

Poulos, H. G. (2017) *Tall building foundation design*, CRC Press, Boca Raton, FL, USA.

Silva, C. M. (2011) *Energia e confiabilidade aplicadas aos estaqueamentos tipo hélice contínua*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, 311 p.

Zhang, L. M.; Ng, A. M. Y. (2012) Limiting tolerable settlement and angular distortion for building foundations. In: Geo-Denver 2007, Denver. *Probabilistic Applications in Geotechnical Engineering*, ASCE.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/70

Geotechnical Aspects of Offshore Wind Turbine Foundations: A Review with Implications for Brazilian Offshore Conditions

Giulia Mingori Masson
Undergrad. Student, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, giulia.masson@grad.ufsc.br

Naloan Coutinho Sampa
Professor, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, naloan.sampa@ufsc.br

ABSTRACT: Offshore wind energy offers a strategic opportunity for Brazil, given its extensive continental shelf and favorable wind regime. The structural integrity of offshore wind turbines is governed primarily by foundation response under combined gravitational, aerodynamic, and hydrodynamic loading, with cyclic lateral actions controlling stiffness, rotation, and long-term performance. This study provides a structured synthesis of bottom-fixed and floating foundation systems, including gravity-based, monopile, tripod, jacket, and suction caisson solutions, within a limit state design framework. Emphasis is placed on mechanical behavior, soil-structure interaction, preliminary design methodologies, and installation constraints derived from established international practice. The applicability of these approaches to Brazilian offshore conditions - characterized by stratified deposits, soft clays, and carbonate sediments - is critically examined. Key uncertainties related to cyclic degradation, stiffness evolution, and installation-performance interaction are identified. This study consolidates design principles for foundation selection and provides a technical basis for reliable and safe offshore wind deployment in Brazil.

KEYWORDS: Offshore Wind Foundations, Foundation Design, Geotechnical Engineering, Literature Review.

1 INTRODUCTION

The expansion of offshore wind energy is driven by the need to increase renewable generation capacity under more stable and higher wind regimes. Brazil reached 33.7 GW of installed wind capacity in 2024 (GWEC, 2025), and the establishment of a legal framework for offshore development has initiated a new stage of expansion.

From a geotechnical perspective, offshore wind turbine foundations differ substantially from conventional offshore oil and gas structures. Wind turbines are slender, dynamically sensitive systems subjected to large overturning moments generated by wind thrust and amplified by wave loading. As highlighted by Wang et al. (2018) and Wu et al. (2019), cyclic lateral loading governs design in most bottom-fixed configurations.

The implementation of offshore wind farms involves multiple stages (Jiang, 2021), yet foundation design and installation remain the most geotechnically demanding phases. The foundation must satisfy ultimate limit states while simultaneously controlling rotations and displacements within strict serviceability tolerances to ensure turbine operability. Bhattacharya and Adhikari (2011) demonstrated experimentally that soil-structure interaction significantly influences dynamic characteristics, reinforcing the importance of accurate stiffness estimation.

Brazil's continental shelf presents extensive shallow areas (Azevedo et al., 2020), suggesting technical feasibility for bottom-fixed systems. However, Brazilian offshore sediments may include soft clays, calcareous sands, and stratified deposits. Many international simplified procedures were developed assuming homogeneous profiles. Their direct application without calibration may therefore compromise reliability.

Unlike purely descriptive reviews, this study emphasizes geotechnical behavior and limit state implications to provide a structured synthesis applicable to emerging offshore markets.

2 IMPLEMENTATION REQUIREMENTS WITH EMPHASIS ON FOUNDATION DESIGN

The implementation of offshore wind farms involves sequential stages that include planning, installation, operation, and decommissioning (Jiang, 2021). Among these phases, foundation installation represents one of the most technically demanding and environmentally sensitive activities (Hernández et al., 2021). Consequently, foundation design plays a central role in the overall feasibility of offshore projects.

Offshore wind turbine foundations must be designed considering combined gravitational, aerodynamic, and hydrodynamic actions, with particular attention to cyclic lateral effects at the seabed (Wang et al., 2018; Wu et al., 2019). These loading conditions directly influence installation feasibility, construction logistics, and serviceability performance. Experimental investigations have shown that soil-structure interaction affects the dynamic characteristics of offshore wind turbines, emphasizing the importance of reliable stiffness estimation (Bhattacharya and Adhikari, 2011).

Foundation selection depends primarily on water depth and geotechnical conditions (Arshad and O'Kelly, 2013; Wang et al., 2018). Fixed foundations are generally adopted in depths below approximately 50 m, whereas floating systems become necessary in deeper waters (Wu et al., 2019). However, soil stratigraphy and strength parameters also influence feasibility, particularly under cyclic loading.

Installation constraints must be evaluated during the design stage. Pile driving resistance, suction-assisted penetration, and seabed preparation are key factors for gravity-based, monopile, and suction caisson foundations (Malhotra, 2007; Houlsby and Byrne, 2005a, 2005b; Sturm, 2017; van Dijk, 2018). Moreover, foundation installation is associated with seabed disturbance and environmental impact (Hernández et al., 2021), reinforcing the need for integrated technical and environmental assessment.

Offshore wind farm implementation therefore requires foundation design to simultaneously address cyclic loading, soil-structure interaction, installation feasibility, and environmental constraints. Within this framework, foundation engineering constitutes the primary geotechnical component governing structural reliability and project viability.

3 FOUNDATION SYSTEMS AND DESIGN APPROACH

Offshore wind turbine foundations are conceived to ensure structural stability and service performance under combined static and dynamic loading (Roga et al., 2022). Their configuration is governed primarily by anchoring mechanism, bathymetry, and geotechnical conditions (Arshad and O'Kelly, 2013; Wang et al., 2018). Accordingly, foundation systems are broadly classified as bottom-fixed or floating, depending on site depth and seabed characteristics.

Design is performed within a limit state framework that integrates structural resistance and geotechnical reliability, as established in the IEC 61400 series, DNV standards, and ISO offshore codes (IEC, 2019; DNV, 2023; ISO 19901-4, 2016). Ultimate limit states (ULS) verify capacity under extreme environmental actions, including wind, wave, and current loading. Serviceability limit states (SLS) control rotations, displacements, and stiffness to ensure turbine operability. Fatigue limit states (FLS) address cumulative damage induced by cyclic loading, and accidental limit states (ALS) consider rare extreme events. These verification categories constitute the basis of contemporary offshore wind foundation design (IEC, 2019; DNV, 2023).

In the absence of national standards specific to offshore wind foundations in Brazil, engineering practice relies on internationally established codes. The IEC 61400 series define turbine design requirements; DNV standards (DNV-OS-J101, DNV-ST-0126, DNV-ST-0119) provide guidance for fixed and floating support structures; API recommended practices (API RP 2A-WSD, API RP 2T) address offshore structural systems; and ISO standards (ISO 19901-4, ISO 19902, ISO 19903, ISO 19904) establish geotechnical and structural design principles. ABS (2020a, 2020b) classification guides complement these frameworks for bottom-founded and floating installations. These documents prescribe load combinations, safety formats, and verification procedures, including soil-structure interaction considerations.

During preliminary design stages, simplified analytical formulations are commonly employed for initial sizing, stiffness estimation, and capacity assessment (Arany et al., 2017; Hu, 2022; Jalbi and Bhattacharya, 2020; Lefebvre and Collu, 2012). These approaches frequently rely on idealized soil models, such as p-y formulations, and simplified stiffness representations (Gupta and Basu, 2020; Wu et al., 2019). However, Brazilian offshore sediments may present stratified and heterogeneous profiles (Azevedo et al., 2020), and geotechnical design standards emphasize the need for site-specific investigation and parameter selection (ISO 19901-4, 2016). Despite the maturity of these frameworks, their reliability depends fundamentally on the

quality of site-specific geotechnical data and the representativeness of soil models adopted in preliminary analyses.

3.1 Bottom-fixed offshore wind turbines

Bottom-fixed foundations transfer loads to the seabed through combinations of bearing resistance, shaft friction, and lateral soil reaction. Their behavior is strongly governed by cyclic soil-structure interaction. Typical bottom-fixed foundations are illustrated in Figure 1.

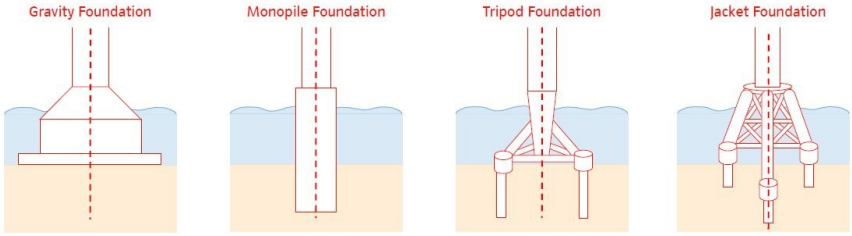


Figure 1. Schematic diagram of fixed foundation types for offshore wind turbines (Miceli, 2012).

3.1.1 Gravity-Based Foundations

Gravity-based foundations (GBFs) transfer loads to the seabed primarily through self-weight and ballast, mobilizing base contact stresses to resist sliding, overturning, and bearing failure (Malhotra, 2007; Oh et al., 2018; Wu et al., 2019). They are typically adopted in shallow waters, generally below 10 m (Oh et al., 2018; Wu et al., 2019), and may be extended to depths approaching 30 m depending on site and loading conditions (Wang et al., 2018). Their suitability is associated with cases where dead load provides the principal stabilizing mechanism and environmental loading remains moderate (Malhotra, 2007).

These systems commonly consist of a reinforced concrete caisson connected to a cylindrical shaft supporting the tower and resting directly on the seabed (Malhotra, 2007; Oh et al., 2018; Wu et al., 2019). Preliminary design follows global equilibrium verification in accordance with limit state principles, including sliding, overturning, and bearing capacity checks (Hu, 2022). Based on procedures derived from DNV-RP C212, Hu (2022) specifies that the horizontal resultant must not exceed the frictional resistance at the soil-foundation interface, overturning is verified through moment equilibrium, and load eccentricity must remain within limits that preserve effective compressive contact and bearing capacity. The framework incorporates foundation geometry, load combinations, cyclic effects, and instability drivers.

For initial design, Hu (2022) proposes practical geometric assumptions, including tower-matching top diameter, base dimensions related to water depth constraints, defined wall thicknesses, ballast positioning below interface elevation, and scour protection extending at least three times the base diameter.

GBFs are advantageous where pile driving is impractical, such as on competent soils or rock ledges (Malhotra, 2007; Wang et al., 2018). However, they require seabed preparation and scour protection (Wang et al., 2018; Oh et al., 2018). Installation typically involves seabed leveling, heavy-lift placement, and ballasting, with alternatives such as the “float and submerge” method proposed to reduce lifting demands (Jiang, 2021). Their feasibility decreases with increasing water depth and environmental loading intensity (Wang et al., 2018; Wu et al., 2019).

3.1.2 Monopile Foundations

Monopiles are the most widely adopted foundation type for offshore wind turbines. They consist of large-diameter steel tubular piles, typically 4-12 m in diameter, installed in water depths of approximately 20-40 m (Wu et al., 2019; Wang et al., 2018). They are particularly suitable for hard to semi-hard seabed conditions (Jiang, 2021) and are generally considered cost-effective for installations below 40 m (Chen and Kim, 2021). Installation is generally performed using impact or vibratory driving, with drilling or boring required in rocky seabeds (Jiang, 2021; Wu et al., 2019).

Their response is governed by lateral cyclic loading, which generates significant bending moments at mudline and progressive rotation (Wu et al., 2019). Design must therefore satisfy ultimate, serviceability, and

fatigue limit states (Arshad and O'Kelly, 2016). Arany et al. (2017) proposed a structured 10-step preliminary design methodology integrating structural resistance, geotechnical capacity, stiffness evaluation, natural frequency verification, long-term deformation assessment, and fatigue checks. The procedure is iterative, requiring dimension updates whenever safety or performance criteria are not satisfied.

Initial diameter selection is typically governed by structural yielding considerations (Arany et al., 2017), and wall thickness may be estimated according to API RP 2A-WSD (2014):

$$t_p \geq 6.35 + \frac{D_p}{100} \quad (1)$$

Embedment length may be estimated following DNV-OS-J101 (2014). For normally consolidated clay or cohesionless soils:

$$L_p > 4.0 \left(\frac{E_p I_p}{n_h}\right)^{\frac{1}{5}} \quad (2)$$

where n_h is the lateral soil resistance parameter. For overconsolidated clays:

$$L_p > 2.5 \left(\frac{E_p I_p}{k_h D_p}\right)^{\frac{1}{4}} \quad (3)$$

where k_h is the modulus of subgrade reaction. The required platform elevation above mudline may be estimated as (DNV-OS-J101, 2014):

$$L_s = HWL + H_{m,50} + 0.2H_{s,50} \quad (4)$$

Lateral stiffness and deformation are commonly evaluated using the nonlinear p-y method, in which soil resistance is represented by uncoupled nonlinear springs along an Euler–Bernoulli beam (Gupta and Basu, 2020). Although incorporated in API and DNV frameworks, this approach may not fully capture long-term cyclic degradation under wind turbine loading spectra (Wu et al., 2019). Fatigue assessment typically follows DNV-RP-C203 (Arany et al., 2017).

3.1.3 Tripod Foundations

Tripod foundations consist of a central steel column connected to three piles arranged in an equilateral triangular configuration (Wang et al., 2018; Wu et al., 2019). Derived from monopile concepts, they redistribute tower loads to three discrete supports, increasing global stiffness and moment resistance relative to single-pile systems (Wang et al., 2018; Wu et al., 2019). This configuration improves rotational control at mudline and limits tower deflections (Malhotra, 2007). Tripods are typically applied in water depths of 10-35 m (Wu et al., 2019).

Geotechnical behavior has been investigated under ultimate and cyclic loading. Zhao et al. (2017) developed analytical formulations for ultimate lateral capacity in undrained clay. Jeong et al. (2021) proposed a simplified method for long-term rotational stiffness estimation based on vertical pile stiffness interaction. Cyclic deformation mechanisms have been examined experimentally and numerically (Ochmański et al., 2021), while centrifuge studies addressed bearing and installation mechanisms (Senders, 2008). Conceptual structural design considerations are discussed by Wijngaarden (2013).

Tripods are suitable for stiff clay and medium-to-dense sand deposits and may also be adopted in softer soils depending on design requirements (Chen and Kim, 2021). However, fabrication and simultaneous installation increase structural weight and construction complexity compared to monopiles, resulting in higher deployment costs (Wang et al., 2018; Chen and Kim, 2021). Scour effects under wave and current action may influence performance and require consideration in design (Ma et al., 2018; Chen and Kim, 2021).

3.1.4 Jacket Foundations

Jacket foundations are space-frame steel structures composed of three or four tubular legs interconnected by bracing members and supported by multiple piles (Malhotra, 2007; Wu et al., 2019; Jiang, 2021). Adapted from offshore oil and gas platforms, they are typically applied in intermediate water depths of approximately 5-50 m (Wu et al., 2019).

Their trussed, open-frame configuration provides high global stiffness and structural redundancy while reducing hydrodynamic loading relative to solid-section foundations (Malhotra, 2007; Wu et al., 2019). This makes jackets suitable for severe offshore environments with significant wave and current actions.

Conceptual design follows structured procedures integrating geometric definition and dynamic verification (Jalbi and Bhattacharya, 2020). After establishing the design basis, preliminary external dimensions are defined, including platform elevation, leg spacing, batter angle, bracing configuration, and bay geometry. The platform height may be determined using the same environmental clearance criteria adopted for monopiles, from which the number of bracing levels is defined. Typical batter angles are approximately 1:6, with diagonal brace intersections near 45°. Initial leg diameters and thicknesses are selected based on fixed-base natural frequency requirements of the coupled tower–jacket system, and brace dimensions are subsequently defined to satisfy stiffness and strength criteria (Jalbi and Bhattacharya, 2020).

Despite their structural efficiency, jackets involve greater fabrication, transportation, and installation complexity than monopiles, leading to higher deployment costs (Wang et al., 2018; Chen and Kim, 2021). Their heavier and more intricate substructure increases construction demands relative to simpler bottom-fixed alternatives (Chen and Kim, 2021).

3.2 Suction caissons

Suction caissons, or bucket foundations, are cylindrical steel skirts closed at the top and connected to a central column, transferring loads through skirt-soil interaction and base resistance (Malhotra, 2007; Sturm, 2017; van Dijk, 2018). Installation begins with self-weight penetration, followed by suction-assisted embedment achieved by pumping water from inside the caisson to create a pressure differential that drives the skirt to the required depth (Malhotra, 2007; van Dijk, 2018).

They are particularly suitable for soft clay seabeds (Wu et al., 2019) and are considered cost-effective solutions for shallow and transitional waters (Oh et al., 2018; Wu et al., 2019). Compared with driven piles, installation generates reduced vibration, noise, and sediment disturbance (Oh et al., 2018). However, suction foundations remain relatively recent in offshore wind applications, and their design and installation procedures continue to evolve with field experience (Sturm, 2017; van Dijk, 2018).

Design methodologies for clay and sand were established by Houlsby and Byrne (2005a, 2005b), addressing installation resistance, bearing capacity, and uplift capacity. The applied suction pressure must remain below critical limits to prevent soil plug instability or hydraulic failure (Houlsby and Byrne, 2005a; van Dijk, 2018). Design typically involves definition of soil stratigraphy and loading conditions, preliminary geometric selection, verification of installation feasibility, and assessment of serviceability performance and stiffness interaction (Sturm, 2017; van Dijk, 2018). Performance prediction becomes more complex in layered soils or in the presence of gravel and coarse inclusions, which may restrict penetration and influence long-term response (Sturm, 2017; van Dijk, 2018).

3.3 Floating foundations

Floating foundations (Figure 2) are adopted when increasing water depth renders bottom-fixed systems technically or economically impractical (Wu et al., 2019). In deeper waters and soft seabed conditions, they become comparatively more viable, although overall cost is strongly influenced by mooring configuration and line length (Chen and Kim, 2021). Adapted from offshore oil and gas practice, floating wind systems require adjustments to account for the lower mass and distinct dynamic response of wind turbines (Lefebvre and Collu, 2012).

Floating platforms are generally classified into three main concepts: spar-buoys, which achieve stability through deep ballast; semi-submersibles, which rely on distributed buoyancy and wide waterplane area; and tension leg platforms, which are vertically moored by taut tendons. Each configuration exhibits distinct hydrodynamic behavior and mooring requirements. Barge types are less common as semi-submersibles are preferred - with similar stabilization mechanisms - due to their superior hydrodynamic performance.

Stability is achieved through buoyancy combined with mooring and anchoring systems designed to satisfy hydrostatic equilibrium (Jiang, 2021). Preliminary sizing focuses on floatability, restoring moment capacity, and hydrostatic stiffness to control pitch and roll motions (Lefebvre and Collu, 2012; Collu and Borg, 2016). Ballast systems ensure adequate draft and counterbalance gravitational loads, while inclination limits are typically defined during conceptual design to maintain operational stability (Collu and Borg, 2016). Dimensioning is therefore governed by buoyancy and restoring moment relationships, followed by simplified hydrostatic and stability analyses (Lefebvre and Collu, 2012; Collu and Borg, 2016).

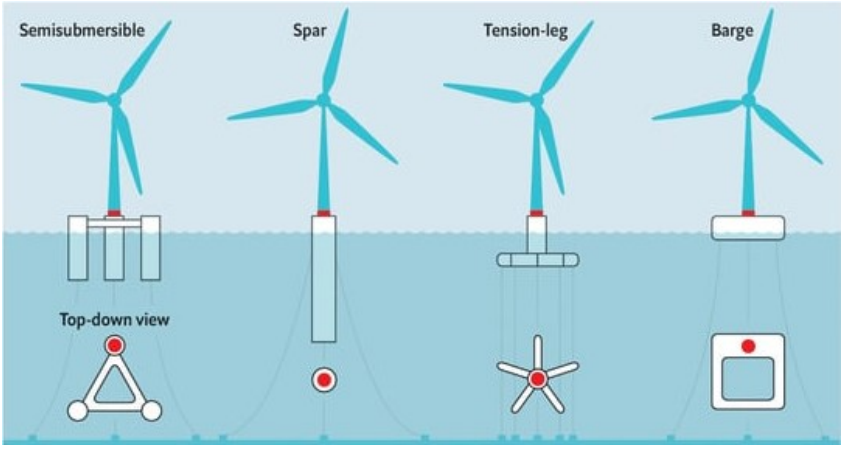


Figure 2. Schematic diagram of floating foundation types for offshore wind turbines (Mei and Xiong, 2021).

Wave-induced motions constitute a primary design challenge due to their influence on turbine performance (Collu and Borg, 2016; Jiang, 2021). Mooring systems may adopt catenary configurations, which rely on line self-weight and are suited to deep waters, or taut systems, which mobilize axial stiffness and are more appropriate for shallower sites (Lefebvre and Collu, 2012). Installation typically involves platform positioning, ballasting (for spar-type concepts), and mooring hook-up operations (Jiang, 2021).

Early-stage design generally follows guidelines and recommended practices issued by certification authorities, with detailed verification requiring advanced numerical modeling and dynamic analysis beyond preliminary assessment (Collu and Borg, 2016).

From a comparative perspective, bottom-fixed systems are governed by cyclic soil-structure interaction and stiffness control, whereas floating systems are primarily controlled by hydrostatic equilibrium and mooring system dynamics. Monopiles remain the dominant solution in shallow to intermediate depths due to simplicity and cost-effectiveness, while jackets and tripods provide enhanced stiffness in larger turbines and harsher environments. Gravity-based foundations may be limited by seabed preparation requirements, and suction caissons present advantages in soft clays but require careful evaluation in layered or carbonate soils. For Brazilian offshore conditions, where extensive shallow continental shelf areas coexist with stratified deposits, foundation selection must balance cyclic performance, installation feasibility, and soil variability.

4 CONCLUSIONS AND FUTURE PERSPECTIVES

This study presented a critical and structured review of offshore wind turbine foundation systems, focusing on mechanical behavior, soil-structure interaction, and preliminary design methodologies relevant to Brazilian offshore conditions. Bottom-fixed solutions - gravity-based, monopile, tripod, jacket, and suction caisson foundations - remain technically viable for extensive shallow regions of the Brazilian continental shelf, whereas floating systems extend feasibility to deeper waters. The review consolidated the analytical basis of the formulations and limit state procedures currently adopted in international practice and examined their implications for preliminary design and foundation selection.

The synthesis confirms that cyclic lateral loading governs the response of most bottom-fixed foundations. Accurate prediction of stiffness and rotation is therefore central to dynamic performance and long-term operability (Bhattacharya and Adhikari, 2011; Wang et al., 2018; Wu et al., 2019). Although IEC, DNV, ISO, and API frameworks provide consistent safety formats and verification procedures (Arany et al., 2017; Hu, 2022; Jalbi and Bhattacharya, 2020), many simplified approaches rely on idealized soil models and homogeneous profiles. Brazilian offshore sediments may include stratified deposits, soft clays, and carbonate sands (Azevedo et al., 2020), introducing uncertainty in stiffness degradation, accumulated rotation, and capacity prediction under long-term cyclic loading.

Installation constraints further influence foundation reliability. Driveability of large-diameter monopiles (Jiang, 2021), suction caisson penetration in layered soils (Sturm, 2017; van Dijk, 2018), and scour effects in pile-supported systems demonstrate that constructability and in-service performance are intrinsically coupled. For floating foundations, while hydrostatic equilibrium and restoring analyses are well established (Lefebvre

and Collu, 2012; Collu and Borg, 2016), refinement of coupled aero–hydro–soil dynamic modeling remains necessary to capture turbine-specific sensitivity.

Brazil currently lacks dedicated technical standards for offshore wind foundations and relies on international guidance developed for distinct sedimentological and metocean conditions. Calibration of design parameters to Brazilian soils, improved cyclic characterization, integrated installation-performance assessment, and implementation of monitoring programs are strategic priorities for reducing epistemic uncertainty and ensuring consistent reliability.

By consolidating existing methodologies, highlighting governing mechanical mechanisms, and identifying critical domains requiring calibration under Brazilian offshore conditions, this study contributes to a technically consistent basis for foundation selection. The findings support safe, economical, and sustainable offshore wind deployment in Brazil while reinforcing the need for integrated geotechnical characterization, cyclic assessment, and installation-performance validation.

REFERENCES

ABS (2020a). *Guide for Building and Classing Bottom-Founded Offshore Wind Turbine Installations*.

ABS. (2020b). *Guide for building and classing floating offshore wind turbines*.

API (2014). *Planning, designing, and constructing fixed offshore platforms: Working stress design (API RP 2A-WSD)*. American Petroleum Institute.

Arany, L., Bhattacharya, S., Macdonald, J., Hogan, S. J. (2017) Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 126–152.

Arshad, M., O'Kelly, B. C. (2016) Analysis and design of monopile foundations for offshore wind-turbine structures. *Marine Georesources & Geotechnology*, 34 (6), 503–525.

Arshad, M., O'Kelly, B. C. (2013) Offshore wind-turbine structures: a review. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Energy*, 166 (4), 139–152.

Azevedo, S., Junior, A., Silva, N., Araújo, R., Júnior, A. (2020) Assessment of offshore wind power potential along the Brazilian coast. *Energies*, 13 (10), 2557.

Bhattacharya, S., Adhikari, S. (2011) Experimental validation of soil-structure interaction of offshore wind turbines. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31 (5–6), 805–816.

Chen, J., Kim, M. H. (2021) Review of recent offshore wind turbine research and optimization methodologies in their design. *Marine Science and Engineering*, 10 (1), 28.

Collu, M., Borg, M. (2016) Design of floating offshore wind turbines. In: Offshore Wind Farms (pp. 359–385). Woodhead Publishing.

DNV (2014). *Design of offshore wind turbine structures (DNV-OS-J101)*. Det Norske Veritas.

DNV (2023). *Design of offshore wind turbine structures (DNV-OS-J101)*. Det Norske Veritas.

Gupta, B. K., Basu, D. (2020) Offshore wind turbine monopile foundations: Design perspectives. *Ocean Engineering*, 213, 107514.

GWEC (2025). *Global wind report 2025*. Global Wind Energy Council.

Hernández, M., Shadman, M., Amiri, M. M., Silva, C., Estefen, S. F., La Rovere, E. (2021) Environmental impacts of offshore wind installation, operation and maintenance, and decommissioning activities: A case study of Brazil. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 144, 110994.

Houlsby, G. T., Byrne, B. W. (2005a) Design procedures for installation of suction caissons in clay and other materials. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering*, 158 (2), 75–82.

Houlsby, G. T., Byrne, B. W. (2005b) Design procedures for installation of suction caissons in sand. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering*, 158 (3), 135–144.

Hu, J. (2022) *Preliminary Design Methodology of Concrete Gravity-Based Foundations for Offshore Wind*. Master's thesis, Delft University of Technology & Norwegian University of Science and Technology.

IEC (2019). *Wind energy generation systems – Part 1: Design requirements (IEC 61400-1:2019)*. International Electrotechnical Commission.

ISO (2016). *Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for offshore structures – Part 4: Geotechnical and foundation design (ISO 19901-4:2016)*. International Organization for Standardization.

Jalbi, S., Bhattacharya, S. (2020) Concept design of jacket foundations for offshore wind turbines in 10 steps. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 139, 106357.

Jeong, Y. H., Kim, J. H., Ko, K. W., Park, H. J. (2021) Simplified estimation of rotational stiffness of tripod foundation for offshore wind turbine under cyclic loadings. *Applied Ocean Research*, 112, 102697.

Jiang, Z. (2021) Installation of offshore wind turbines: A technical review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 139, 110576.

Lefebvre, S., Collu, M. (2012) Preliminary design of a floating support structure for a 5 MW offshore wind turbine. *Ocean Engineering*, 40, 15–26.

Ma, H., Yang, J., Chen, L. (2018) Effect of scour on the structural response of an offshore wind turbine supported on tripod foundation. *Applied Ocean Research*, 73, 179–189.

Malhotra, S. (2007) Design and construction considerations for offshore wind turbine foundations. In: International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, 42711, 635–647.

Mei, X., Xiong, M. (2021) Effects of second-order hydrodynamics on the dynamic responses and fatigue damage of a 15 MW floating offshore wind turbine. *Marine Science and Engineering*, 9 (11), 1232.

Miceli, F. (2012). Offshore wind turbines foundation types. Available from: <https://www.windfarmbop.com/offshore-wind-turbines-foundation-types/>. Access on: 21 feb. 2026.

Ochmański, M., Mašín, D., Duque, J., Yi, H., Lizhong, W. (2021) Performance of tripod foundations for offshore wind turbines: a numerical study. *Géotechnique Letters*, 11 (3), 230–238.

Oh, K., Nam, W., Ryu, M., Kim, J. Y., Epureanu, B. (2018) A review of foundations of offshore wind energy convertors: Current status and future perspectives. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 88, 16–36.

Roga, S., Bardhan, S., Kumar, Y., Dubey, S. K. (2022) Recent technology and challenges of wind energy generation: A review. *Sustainable Energy Technologies and Assessments*, 52, 102239.

Senders, M. (2008) *Suction caissons in sand as tripod foundations for offshore wind turbines*. The University of Western Australia.

Sturm, H. (2017) Aspectos de projeto de caixões de sucção para fundações de turbinas eólicas offshore. In: XIX Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 45–63.

van Dijk, B. (2018) Design of suction foundations. *Journal of Zhejiang University – SCI. A*, 19 (8), 579–599.

van Wijngaarden, M. (2013) *Concept design of steel bottom founded support structures for offshore wind turbines*. Delft University of Technology.

Wang, X., Zeng, X., Li, J., Yang, X., Wang, H. (2018) A review on recent advancements of substructures for offshore wind turbines. *Energy Conversion and Management*, 158, 103–119.

Wu, X., Hu, Y., Li, Y., Yang, J., Duan, L., Wang, T., Adcock, T., Jiang, Z., Gao, Z., Lin, Z., Borthwick, A., Liao, S. (2019) Foundations of offshore wind turbines: A review. Renewable and Sustainable Energy Reviews, 104, 379–393.

Zhao, Z., Kouretzis, G., Sloan, S., Gao, Y. (2017) Ultimate lateral resistance of tripod pile foundation in clay. *Computers and Geotechnics*, 92, 220–228.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/71

Geotechnical, Geological and Environmental Loads Considerations for Offshore Wind Turbine Foundations in Brazil

Giulia Mingori Masson
Undergrad. Student, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, giulia.masson@grad.ufsc.br

Naloan Coutinho Sampa
Professor, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, naloan.sampa@ufsc.br

ABSTRACT: The expansion of offshore wind energy reflects the increasing demand for low-carbon electricity generation. The structural reliability of offshore wind turbines depends fundamentally on the geotechnical performance of their foundations, which must withstand complex combinations of wind, wave, and current loading. In Brazil, offshore wind development remains at an early stage, and site-specific environmental and geotechnical conditions have not yet been comprehensively synthesized. This study presents a systematic literature review aimed at establishing a structured reference basis for the design and selection of offshore wind turbine foundations under Brazilian conditions. Emphasis is placed on the interaction between regional wind regimes and the geological and geotechnical characteristics of the continental shelf. The review is structured around four thematic domains: (i) the current status and regulatory framework of Brazil's offshore wind sector; (ii) environmental and ecological constraints; (iii) characterization and combination of environmental loads; and (iv) bathymetric, geological, and geotechnical conditions of prospective sites. A five-stage methodology was adopted, comprising literature identification, selection, screening, detailed evaluation, and synthesis of publications from 2000 to 2025. The study consolidates parameters relevant to preliminary foundation design, identifies critical knowledge gaps, and highlights engineering challenges associated with offshore wind deployment in Brazil. The results provide a structured technical basis for feasibility assessments and early-stage foundation design.

KEYWORDS: Offshore Foundations, Soil-Structure Interaction, Literature Review, Metocean Conditions.

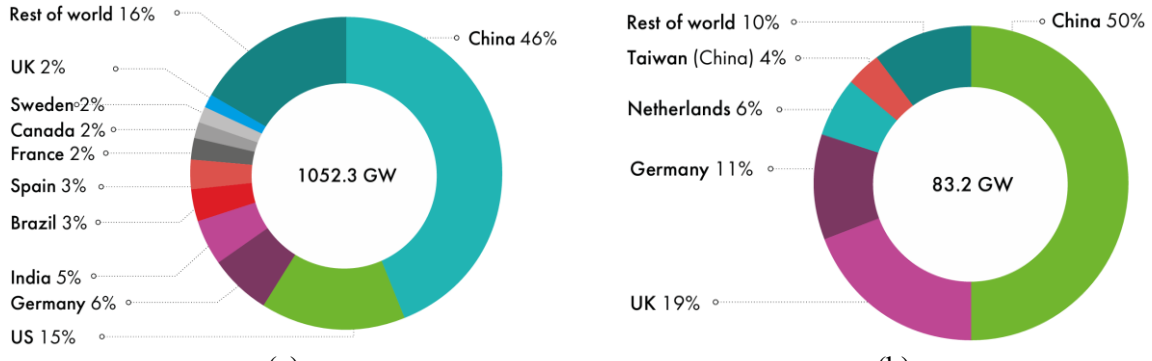
1 INTRODUCTION

Wind energy converts the kinetic energy of atmospheric flow into electrical power through wind turbines (Picolo, 2014; Almeida, 2024). It originates from differential solar heating of the Earth's surface, which generates large-scale air circulation (Dutra, 2008). Due to its low operational emissions, wind energy has become a central component of global decarbonization strategies (Silva, 2023). The electricity sector remains the largest contributor to energy-related greenhouse gas emissions (IEA, 2024), reinforcing the need for diversification toward renewable sources.

In Brazil, hydropower accounted for 56.1% of electricity generation in 2024 (EPE, 2025). Although global hydropower capacity is expected to grow (World Bank, 2024), increasing climate variability and hydrological uncertainty highlight the importance of complementary renewable sources. Offshore wind energy, in particular, offers significant diversification potential and may enhance system reliability when integrated with hydropower-dominated grids (World Bank, 2024).

Globally, installed wind capacity reached 1,136 GW in 2024, of which 83.2 GW corresponded to offshore installations (GWEC, 2025), presenting China, the United Kingdom, the United States, and Germany as energy powers (Fig. 1). The expansion of studies concerning potential deployment regions for offshore wind turbines and the optimization of their design enables wind energy market growth with exponential generation of clean energy and a gradual shift in the global energy sector, driving offshore wind trends across emerging markets. After 2020, new installations slowed due to a confluence of factors, including pandemic-induced supply chain disruptions, grid connection bottlenecks, and component failures. The delayed transition to deeper-water projects in key markets further tempered growth (GWEC, 2025). Despite these near-term constraints, long-term projections indicate continued expansion of offshore wind capacity, driven by persistent

energy security concerns - exacerbated by geopolitical tensions and high inflation - and firm decarbonization targets (GWEC, 2025).



(a) (b)

Figure 1. Contribution of leading countries to total installed wind capacity in 2024 for (a) onshore and (b) offshore installations (GWEC, 2025).

Brazil presents particularly favorable conditions for offshore wind development. The country has an extensive coastline, strong and persistent wind regimes that intensify with distance from shore (Ortiz and Kampel, 2011; Silva, 2023; Bottecchia, 2024), and proximity between potential sites and major port infrastructure (Bottecchia, 2024). Offshore installations reduce visual and acoustic impacts on coastal communities compared to onshore projects (Wu et al., 2019; Silva, 2023). Moreover, offshore wind demonstrates lower interannual variability compared to hydropower, positioning it as a strategic complement to Brazil's hydro-dominated grid (World Bank, 2024).

The successful implementation of offshore wind farms depends on reliable foundation systems capable of resisting combined environmental loading under site-specific soil conditions. Brazilian offshore geotechnical conditions are spatially heterogeneous and remain insufficiently characterized in the context of large-scale wind energy deployment. A structured synthesis of available environmental, geological, and geotechnical data is therefore required to support foundation selection and preliminary design.

This study presents a state-of-knowledge review of geotechnical, geological, and environmental loading considerations for offshore wind turbine foundation design under Brazilian conditions. The technical synthesis is developed through a systematic literature review structured in five stages: identification, selection, screening, detailed evaluation, and thematic synthesis of publications from 2000 to 2025. The review consolidates key engineering parameters, identifies persistent knowledge gaps, and outlines future research priorities. The resulting synthesis provides a structured technical reference to support feasibility studies and early-stage design of offshore wind foundations in Brazil.

2 BRAZIL'S OFFSHORE WIND MARKET

Although offshore wind farms are not yet operational in Brazil, the country has advanced its regulatory framework to enable future deployment. Offshore wind energy presents long-term potential as a complementary component of Brazil's electricity mix. Favorable wind resources, extensive maritime areas, and shallow continental shelf regions support the prospect of large-scale development.

2.1 Current scenario

As of 2025, 104 offshore wind projects were undergoing environmental licensing along the Brazilian coastline (Ibama, 2025). A relevant milestone was the issuance of the first preliminary environmental license for an offshore wind project. The license was granted for the Offshore Wind Turbine Testing Site in Areia Branca, Rio Grande do Norte. The project is coordinated by the National Service for Industrial Training of Rio Grande do Norte (Senai/RN) and implemented by the Senai Institute for Innovation in Renewable Energies (ISI-ER).

The testing site is located approximately 15-20 km offshore and includes the planned installation of two turbines with rated capacities of 8.5 MW and 16 MW (Senai/RN, 2025). The facility is intended to evaluate offshore wind technologies under Brazilian environmental and metocean conditions. It also contributes to the development of national technical expertise and specialized workforce capacity required for future commercial-scale projects.

According to the World Bank (2024) and GWEC (2025), Brazil's technical offshore wind generation potential is estimated at approximately 1,200 GW. Of this total, about 480 GW corresponds to fixed-bottom foundations in water depths up to 70 m, while approximately 748 GW is associated with floating foundation systems.

2.2 Regulatory framework

The establishment of a regulatory framework represents a necessary condition for offshore wind deployment in Brazil. In 2025, a comprehensive legal basis for offshore wind development was formalized.

National decarbonization policies were reinforced through legislation addressing renewable hydrogen and carbon markets. Law No. 14,948/24 established the National Policy for Renewable Hydrogen. Law No. 15,042/24 created the Brazilian Emissions Trading System, providing the basis for a regulated carbon market. Law No. 15,103/25 instituted the Energy Transition Acceleration Program to promote renewable energy expansion and industrial decarbonization.

Specific regulation for offshore wind was introduced through Law No. 15,097/2025. This legislation defines procedures for authorization and concession grants (GWEC, 2025) and establishes the legal basis for allocating marine areas for offshore energy projects. It also provides the regulatory structure required for conducting technical and environmental feasibility studies.

Despite these advances, the regulatory framework remains under implementation. Supplementary decrees are required to regulate area auctions and concession contracts (Agência Senado, 2025). In parallel, significant infrastructure challenges persist. Port facilities must be adapted to handle large offshore components, and transmission capacity expansion studies are necessary to support grid integration (Silva, 2023). The World Bank (2024) identifies priority upgrades for ports in each target region - Pecém (Northeast), Açu (Southeast), and Rio Grande (South) - to enable marshalling and assembly of large components. Transmission expansion and supply chain development for turbines exceeding 15 MW are equally critical for scenarios with higher installed capacity (World Bank, 2024). The development of construction, manufacturing, transport, and logistics capacity will therefore be essential for large-scale offshore wind deployment in Brazil (Silva, 2023).

3 REGIONAL CONSIDERATIONS

Environmental licensing for offshore wind projects requires comprehensive assessment of regional environmental and socio-economic impacts. Ecological and social constraints directly influence site feasibility, layout optimization, and preliminary engineering decisions. Offshore wind deployment may affect marine ecosystems, fisheries, navigation routes, and traditional coastal communities, requiring systematic integration of environmental and social variables during early-stage site screening (Gorayeb et al., 2022).

Impact minimization can be supported through pre-selection of high-potential areas based on exclusion and inclusion criteria derived from integrated technical, environmental, economic, and social analyses (Gorayeb et al., 2022). Projects submitted for licensing must comply with Ibama guidelines to ensure compatibility with biodiversity conservation and maritime activities.

From an engineering perspective, offshore wind foundation selection is governed by site-specific geographic, bathymetric, metocean, and geotechnical conditions. According to the World Bank (2024) macro-regional classification, the Northeast, Southeast, and South regions present the highest technical potential within Brazil's Exclusive Economic Zone. Estimated technically viable capacities are approximately 356 GW in the Northeast, 340 GW in the Southeast, and 660 GW in the South (World Bank, 2024).

The Northeast region includes nearshore areas accessible from the Port of Pecém, where moderate infrastructure upgrades are required. The Southeast region, centered on the Port of Açu, benefits from existing

offshore oil and gas infrastructure, which may facilitate logistical integration but requires coordination with dense maritime operations. In the South region, projects are supported by the Port of Rio Grande; however, portions of this area overlap with Ecologically or Biologically Significant Areas (EBSA), requiring enhanced environmental management and spatial planning (World Bank, 2024).

4 LOADS ON OFFSHORE WIND FOUNDATIONS

Offshore wind turbines operate as integrated structural systems. The rotor converts wind energy into mechanical power, which is transformed into electricity, while the tower elevates the rotor to optimize aerodynamic performance (García, 2004; Dutra, 2008; Picolo, 2014). The foundation transfers all applied loads safely to the supporting soil and must ensure stability and serviceability throughout the design life.

Offshore wind structures are subjected to complex loading regimes combining vertical and horizontal loads, cyclic actions, and dynamic effects (Şahin, 2004; Wu et al., 2019). Long-term structural performance requires resistance to fatigue and degradation under continuous environmental exposure (Castro, 2009; Picolo, 2014).

Loads acting on offshore wind foundations include the self-weight of the tower, nacelle, and rotor; aerodynamic forces generated by rotor thrust and torque; overturning moments at foundation level; cyclic loading from environmental actions; seismic forces where relevant (Milititsky, 2019); wind loads on the tower; and wave and current loads acting on the substructure (Fig. 2). Wind loads acting on large-diameter rotors generate significant overturning moments that increase with hub height and rotor diameter (Byrne and Houlsby, 2015). Offshore turbines are additionally subjected to hydrodynamic loading, which fundamentally distinguishes them from onshore configurations.

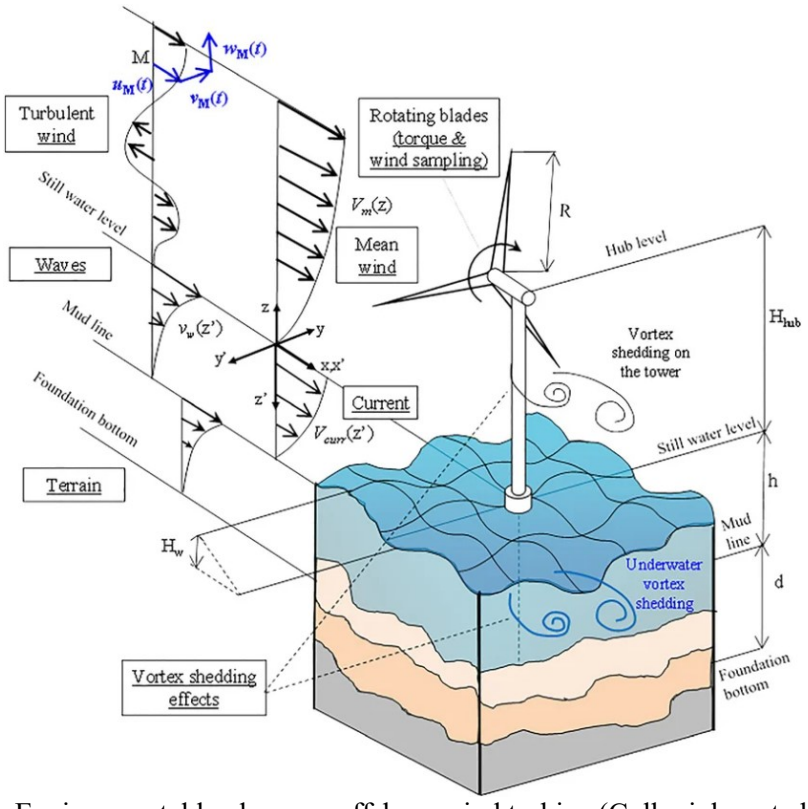


Figure 2. Environmental loads on an offshore wind turbine (Colherinhas et al., 2021).

Although preliminary analyses may reference standards originally developed for offshore oil and gas platforms, offshore wind turbines differ substantially in structural configuration and loading characteristics (Byrne and Houlsby, 2015). Load magnitudes vary according to turbine capacity, foundation type, and site-specific environmental conditions. Milititsky (2019) reported representative base load combinations for 120

m onshore towers, while Byrne and Houlsby (2015) presented typical load ranges for 3.5–5 MW offshore turbines (Fig. 3), providing reference values for preliminary assessments.

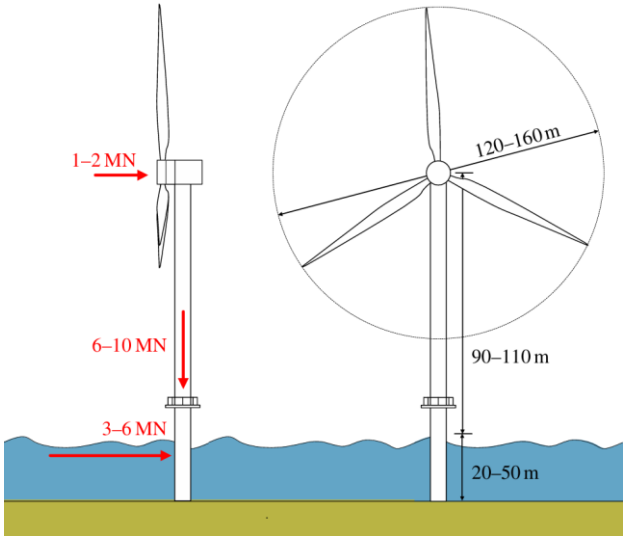


Figure 3. Typical loads magnitudes on offshore wind turbines (Byrne and Houlsby, 2015).

5 CHARACTERISTICS OF THE PROSPECTIVE SITES

Under the United Nations Convention on the Law of the Sea, the continental shelf corresponds to the natural prolongation of a coastal State's land territory to the outer edge of the continental margin or to 200 nautical miles from the baselines, with possible extension under Article 76 (United Nations, 2024). Geologically, the shelf extends from the shoreline to the shelf break at depths typically ranging from 100 to 200 m. Brazil's maritime jurisdiction, including the Blue Amazon, encompasses approximately 5.7 million km² (Agência Marinha de Notícias, 2023).

For offshore wind projects, geological, geotechnical, bathymetric, and wind conditions are primary determinants of foundation feasibility and design. Comprehensive site characterization is therefore essential for technically sound and economically viable development.

The Brazilian continental margin exhibits significant structural and stratigraphic variability associated with its tectonic evolution. Regional classifications have been proposed by Milani et al. (2000), Pontes and Asmus (2004), Vital et al. (2005, 2010), Goes and Ferreira (2017), Dias, Bastos, and Vital (2019), Morais et al. (2020), Alberoni et al. (2020), and Vital, Dias, and Bastos (2021). Pontes and Asmus (2004) divided the shelf into two principal provinces: a southeastern-eastern province dominated by carbonate and clastic sediments with terrigenous deposits such as shales and fine sandstones, and a northern province characterized by equatorial basins with carbonate lower sections and terrigenous shallow-platform facies.

Surface sediment mapping confirms marked regional variability. The Espírito Santo-Abrolhos shelf contains sandy deposits along the inner shelf and muddy sediments in depressions (Vital, Dias and Bastos, 2021). The Ceará shelf exhibits dunes, reefs, beachrocks, and incised valleys, with sand and gravel facies offshore and clay-rich deposits nearshore (Morais et al., 2020; Vital, Dias and Bastos, 2021). The Rio de Janeiro shelf includes carbonate ridges and terrigenous siliciclastic sands transitioning to carbonate domains offshore (Dias, Bastos and Vital, 2019). The Santa Catarina shelf is dominated by quartz sands, whereas the Rio Grande do Sul margin is characterized by terrigenous relict and palimpsest sediments (Dias, Bastos and Vital, 2019).

Bathymetric variability reflects tectonic evolution along the continental margin. Shelf break depths range from approximately 75 m in eastern sectors to 200 m along the meridional margin (Alberoni et al., 2020). These variations directly influence foundation typology selection, particularly the applicability limits of fixed-bottom systems and the potential need for floating solutions in deeper waters.

Wind conditions further reinforce offshore development potential and have direct implications for foundation design. According to the World Bank (2024), the Northeast region presents exceptional wind

conditions, with mean speeds of 7 to 10 m/s in shallow waters, making it suitable for fixed-bottom foundations. The Southeast region exhibits satisfactory potential for both fixed and floating projects, with average wind speeds of 8 m/s. The Southern region, with winds exceeding 8 m/s, offers favorable conditions for floating foundations in deeper waters. These values are compatible with commercial-scale offshore wind projects and directly affect aerodynamic load estimation, turbine selection, and ultimate foundation design requirements.

6 KNOWLEDGE GAPS AND RECOMMENDATIONS

The systematic review identified critical knowledge gaps that constrain the reliability of preliminary foundation design under Brazilian offshore conditions. Priority classification reflects the direct influence of each gap on foundation performance, structural safety, and long-term serviceability. Table 1 synthesizes the identified gaps by domain and strategic relevance.

Table 1. Summary of knowledge gaps affecting offshore wind foundation design in Brazil.

Domain	Knowledge Gap	Priority
Geotechnical	High-resolution characterization of soil cyclic behavior under combined wind and wave loading	High
Geological	Integration of regional sedimentological mapping with geotechnical design parameters	Medium
Environmental	Long-term monitoring data on soil-structure interaction under Brazilian metocean conditions	High
Regulatory	Clear technical criteria linking site-specific geotechnical parameters to foundation approval procedures	Medium
Floating systems	Geotechnical constraints for anchoring systems in deep-water Brazilian basins	High

Based on this synthesis, three priority actions are recommended to advance technically robust offshore wind foundation development in Brazil. First, the establishment of a national geotechnical database integrating data from offshore oil and gas exploration with high-resolution surveys in priority wind areas. Second, the implementation of long-term monitoring programs at pilot projects, such as the Areia Branca testing site, to quantify soil-structure interaction and cyclic degradation under representative metocean loading. These field programs should be integrated with complementary physical modeling investigations using geotechnical centrifuge tests. Third, the definition of technical criteria within forthcoming regulatory decrees that explicitly link foundation approval procedures to site-specific geotechnical and loading parameters.

These priorities align with the World Bank's roadmap for offshore wind in Brazil, which emphasizes the need for: (i) strategic energy planning with clear long-term targets; (ii) marine spatial planning to reconcile energy development with fisheries, biodiversity (notably in EBSA areas), and other maritime uses; (iii) port and transmission infrastructure upgrades; and (iv) supply chain development with phased local content requirements (World Bank, 2024).

Collectively, these actions directly address the identified gaps and strengthen the technical basis for large-scale offshore wind deployment in Brazil.

7 CONCLUSIONS

This study presented an integrated technical synthesis of environmental loading conditions, regulatory context, and geological and geotechnical variability relevant to offshore wind development in Brazil. The review consolidated key parameters influencing preliminary foundation feasibility, including aerodynamic and hydrodynamic loading regimes, sedimentological heterogeneity, bathymetric constraints, and regional wind intensity. The analysis highlights the technical importance of considering the interaction between water depth, soil stratigraphy, cyclic degradation behavior, and overturning moment demand under Brazilian offshore conditions.

Offshore wind energy has the potential to complement Brazil's hydropower-dominated electricity system due to its seasonal generation profile and comparatively lower interannual variability. In this context, its reliable integration into the national grid depends fundamentally on technically robust foundation systems capable of sustaining long-term cyclic loading under site-specific environmental conditions.

Substantial technical potential is distributed across the Northeast, Southeast, and South regions, with estimated capacities of 356 GW, 340 GW, and 660 GW, respectively (World Bank, 2024). However, realization of this potential depends on reducing uncertainty in soil behavior under combined wind and wave loading, refining marine spatial planning constraints - particularly in environmentally sensitive areas such as the South region's EBSA - and advancing high-resolution geotechnical investigation in priority areas. In deeper-water sectors exceeding the limits of fixed-bottom systems, evaluation of floating foundation anchoring performance in heterogeneous tropical sediments becomes critical.

The integrated synthesis developed herein consolidates the principal environmental, geological, and geotechnical constraints that condition offshore wind foundation feasibility under Brazilian conditions. Future research should prioritize high-resolution subsurface characterization, long-term monitoring of soil–structure interaction under cyclic loading, and quantitative assessment of floating system anchoring behavior. Advancing these technical foundations is essential to ensure structural reliability, serviceability, and fatigue resilience over the design life of offshore wind infrastructure in Brazil.

REFERENCES

Agência Marinha de Notícias (2023). Novo mapa do Brasil é expandido com 5,7 milhões de km² de área marítima. Available from: <https://www.agencia.marinha.mil.br/amazonia-azul/novo-mapa-do-brasil-e-expandido-com-57-milhoes-de-km2-de-area-maritima>. Access on: 31 jan. 2026.

Agência Senado (2025). Lei sancionada cria regras para geração de energia em alto-mar. Available from: <https://www12.senado.leg.br/noticias/materias/2025/01/14/lei-sancionada-cria-regras-para-geracao-de-energia-em-alto-mar>. Access on: 27 jan. 2026.

Alberoni, A., Jeck, I., Silva, C., Torres, L. (2020) The new Digital Terrain Model (DTM) of the Brazilian Continental Margin: detailed morphology and revised undersea feature names. *Geo-Marine Letters*, 40 (6), 949–964.

Almeida, F. (2024) *Dimensionamento de fundações de torres eólicas offshore*. Master's thesis, Institute of Technology for Development & Paraná Institute of Engineering.

Bottecchia, N. (2024) *Fundações de torres eólicas offshore: Modelagem numérica de monopile em areia quartzosa*. Master's thesis, Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro.

Byrne, B., Houlsby, G. (2015) Helical piles: an innovative foundation design option for offshore wind turbines. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering*, 373 (2035).

Castro, R. M. (2009) *Energias renováveis e produção descentralizada: Introdução à energia eólica*. Universidade Técnica de Lisboa, 86p.

Colherinhas, B., Petrini, F., Morais, M., Bontempi, F. (2021) Optimal design of passive-adaptive pendulum tuned mass damper for the global vibration control of offshore wind turbines. *Wind Energy*, 24 (6), p. 573–595.

Dias, M., Bastos, A., Vital, H. (2019) *Plataforma Continental Brasileira: Série I – Estados do Rio de Janeiro, Santa Catarina e Rio Grande do Sul*, 1st ed., P2GM Projetos e Produções, Rio de Janeiro, Brazil, 185 p.

Dutra, R. (2008) *Energia eólica: Princípios e Tecnologia*. Centro de Referência para Energia Solar e Eólica Sérgio de Salvo Brito, Rio de Janeiro, Brazil, 58 p.

EPE (2025). *Anuário Estatístico de Energia Elétrica 2025*. Empresa de Pesquisa Energética.

García, F. (2004) *Análise experimental e simulação de sistemas híbridos eólico-fotovoltaicos*. Doctoral Thesis, Postgraduate Program in Mechanical Engineering, Energy Concentration Area, Federal University of Rio Grande do Sul, 185 p.

Goes, E. R., Ferreira Júnior, A. V. (2017) Caracterização Morfossedimentar da Plataforma Continental Brasileira. *Revista Brasileira De Geografia Física*, 10 (5), 1595–1613.

Gorayeb, A., Mesquita, R. D., Aquino, T. S., da Silva, R. B., Silva, G. D. (2022) Análise multicritério de parques eólicos onshore e offshore no Ceará: em foco as comunidades tradicionais litorâneas. *Revista Mutirõ Folhetim de Geografias Agrárias do Sul*, 3 (2), p. 32–59.

GWEC (2025). *Global wind report 2025*. Global Wind Energy Council.

Ibama (2025). Mapas de projetos em licenciamento: Complexos Eólicos Offshore. Available from: <https://www.gov.br/ibama/pt-br/assuntos/laf/consultas/mapas-de-projetos-em-licenciamento-complexos-eolicos-offshore >. Access on: 26 sep. 2025.

IEA (2024). *World Energy Outlook 2024*. International Energy Agency.

Milani, E. J., Brandão, J. A., Zalán, P. V., Gamboa, L. A. (2000) Petróleo na margem continental brasileira: geologia, exploração, resultados e perspectivas. *Revista Brasileira de Geofísica*, 18 (3), 352–396.

Milititsky, J. (2019) *Fundações de torres: aerogeradores, linhas de transmissão e telecomunicações*, 1st ed., Oficina de textos, São Paulo, Brazil, 240 p.

Morais, J. O., Neto, A. R., Pessoa, P. R., Pinheiro, L. S. (2020) Morphological and sedimentary patterns of a semi-arid shelf, Northeast Brazil. *Geo-Marine Letters*, 40 (6), 835–842.

Ortiz, G. P., Kampel, M. (2011) Potencial de energia eólica offshore na margem do Brasil. In: V Simpósio Nacional de Oceanografia: Oceanografia e Políticas Públicas, Santos.

Picolo, A. P., Bühler, A. J., Rampinelli, G. A. (2014) Uma abordagem sobre a energia eólica como alternativa de ensino de tópicos de física clássica. *Revista Brasileira de Ensido de Física*, 36 (4), 01–13.

Ponte, F. C., Asmus, H. E. (2004) As bacias marginais brasileiras: estágio atual de conhecimento. *Boletim De Geociências Da Petrobras*, 12 (2), 385–420.

Şahin, A. D. (2004) Progress and recent trends in wind energy. *Progress in energy and combustion science*, 30 (5), 501–543.

Senai-RN (2025). Ibama emite 1º licença prévia para projeto eólico offshore no Brasil. Available from: <https://www.rn.senai.br/ibama-emite-1o-licenca-previa-para-projeto-eolico-offshore-no-brasil-projeto-e-senai-rn/>. Access on: 26 jan. 2026.

Silva, J. A. (2023) Energia eólica no Brasil: avanços e desafios. *Princípios*, 42 (167), p. 179–202.

United Nations. (2024). The definition of the continental shelf and criteria for the establishment of its outer limits. Available from: <https://www.un.org/depts/los/>. Acess on: 31 jan. 2026.

Vital, H. E., Esteves, L. S., Araújo, T. C., Patchineelam, S. M. (2005). *Oceanografia geológica e geofísica da Plataforma Continental Brasileira*. In: Souza, C. R. G., Suguio, K., Oliveira, A. M. S., Oliveira, P. E., Quaternário do Brasil. Holos, Ribeirão Preto, Brazil, p. 153–175.

Vital, H., Gomes, M. P., Tabosa, W. F., Frazão, E. P., Santos, C. L., Júnior, J. S. (2010) Characterization of the Brazilian continental shelf adjacent to Rio Grande do Norte state, NE Brazil. *Brazilian Journal of Oceanography*, 58, 43–54.

Vital, H., Dias, M., Bastos, A. (2021) *Plataforma Continental Brasileira: Série II – Estados do Espírito Santo e Ceará*, 1st ed., P2GM Projetos e Produções, Rio de Janeiro, Brazil, p. 71–121.

World Bank (2024). *Scenarios for offshore wind development in Brazil*. World Bank.

Wu, X., Hu, Y., Li, Y., Yang, J., Duan, L., Wang, T., Adcock, T., Jiang, Z., Gao, Z., Lin, Z., Borthwick, A., Liao, S. (2019) *Foundations of offshore wind turbines: A review*. Renewable and Sustainable Energy Reviews, 104, 379–393.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/72

Impacto da revisão da NBR 6122:2019 no dimensionamento de fundação profundas do tipo Hélice Contínua

Guilherme Silva Militão
Engenheiro Civil, Oratórios, Brasil, gmilitao.silva@gmail.com

Fernando Henrique Neiva Pereira Ferreira
Doutorando em Geotecnia, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, fernando.h.ferreira@ufv.br

Juliana Karoliny de Oliveira Faria
Engenheira Civil, Amparo da Serra, Brasil, julianafaria.eng@gmail.com

RESUMO: As fundações profundas são essenciais para a estabilidade das edificações, destacando-se as estacas hélice contínua pela rapidez executiva e baixo impacto ambiental. A revisão da NBR 6122, publicada em 2019, promoveu alterações relevantes nos critérios de dimensionamento, influenciando diretamente a concepção e os custos das fundações. Este trabalho compara os procedimentos de dimensionamento segundo as versões de 2010 e 2019 da norma, avaliando seus impactos técnicos e econômicos. O estudo utilizou dados de sondagens SPT realizadas em Viçosa (MG) e aplicou os métodos semiempíricos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira, considerando estacas de 60 cm e 80 cm de diâmetro, com profundidades entre 14 m e 20 m. Os resultados indicaram que a NBR 6122:2019 conduz a projetos com maior profundidade e maior número de estacas, implicando aumento de cerca de 55% no volume de concreto, 17% no consumo de aço e 50% no custo total. Essas diferenças decorrem principalmente da exclusão da resistência de ponta e da maior ênfase no atrito lateral e nos coeficientes de segurança. Conclui-se que a norma mais recente eleva a confiabilidade estrutural, porém pode resultar em soluções mais onerosas, exigindo análises criteriosas para equilibrar segurança e viabilidade econômica.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações profundas, Estacas moldadas *in loco*, Dimensionamento geotécnico, Capacidade de carga, Análise econômica.

ABSTRACT: Deep foundations are essential for structural stability, with continuous flight auger (CFA) piles standing out due to their fast execution and low environmental impact. The revision of the Brazilian standard NBR 6122, published in 2019, introduced significant changes to design criteria, directly affecting foundation design and costs. This study compares the design procedures recommended by the 2010 and 2019 versions of the standard, evaluating their technical and economic impacts. The analysis was based on SPT data collected in Viçosa, Minas Gerais, and semi-empirical methods proposed by Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, and Teixeira. Piles with diameters of 60 cm and 80 cm and depths ranging from 14 m to 20 m were considered. Results showed that NBR 6122:2019 leads to deeper foundations and a higher number of piles, resulting in increases of approximately 55% in concrete volume, 17% in steel consumption, and 50% in total foundation costs. These differences are mainly associated with the exclusion of tip resistance and the greater emphasis on shaft friction and safety factors. Although the updated standard improves structural reliability, it may lead to more expensive solutions, highlighting the need for careful analyses to balance safety, performance, and economic feasibility.

KEYWORDS: Deep foundations, Cast-in-place piles, Geotechnical design, Bearing capacity, Economic analysis.

1 INTRODUÇÃO

O crescimento urbano e o aumento da demanda por edificações de maior porte têm impulsionado a utilização de fundações profundas como solução estrutural capaz de garantir estabilidade e segurança às obras. Entre os diversos tipos de fundações profundas, as estacas do tipo hélice contínua monitorada destacam-se por sua elevada produtividade, baixo nível de vibração durante a execução e possibilidade de controle em tempo real dos parâmetros executivos.

No contexto brasileiro, o dimensionamento de fundações profundas é regulamentado pela norma ABNT NBR 6122, que passou por uma revisão significativa em 2019. Essa atualização promoveu alterações nos critérios de capacidade de carga, fatores de segurança, consideração da resistência de ponta e exigências quanto à verificação de recalques. Tais mudanças impactam diretamente a concepção dos projetos, podendo resultar em soluções mais conservadoras e, consequentemente, em elevação dos custos.

Diante desse cenário, torna-se fundamental avaliar os impactos práticos da nova norma sobre o dimensionamento de estacas hélice contínua, especialmente em regiões onde os métodos semiempíricos baseados em ensaios SPT são amplamente utilizados. Assim, o presente trabalho tem como objetivo comparar os resultados de dimensionamento de fundações por hélice contínua obtidos a partir das versões de 2010 e 2019 da NBR 6122, analisando as implicações técnicas e econômicas decorrentes dessas alterações normativas.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Estacas do tipo de hélice contínua

As estacas hélice contínua monitorada são executadas por perfuração contínua do solo com trado helicoidal, seguida da concretagem sob pressão durante a retirada do trado e posterior introdução da armadura, conforme apresentado na Figura 1. Esse processo minimiza a desagregação do solo e evita a necessidade de uso de lama estabilizante.

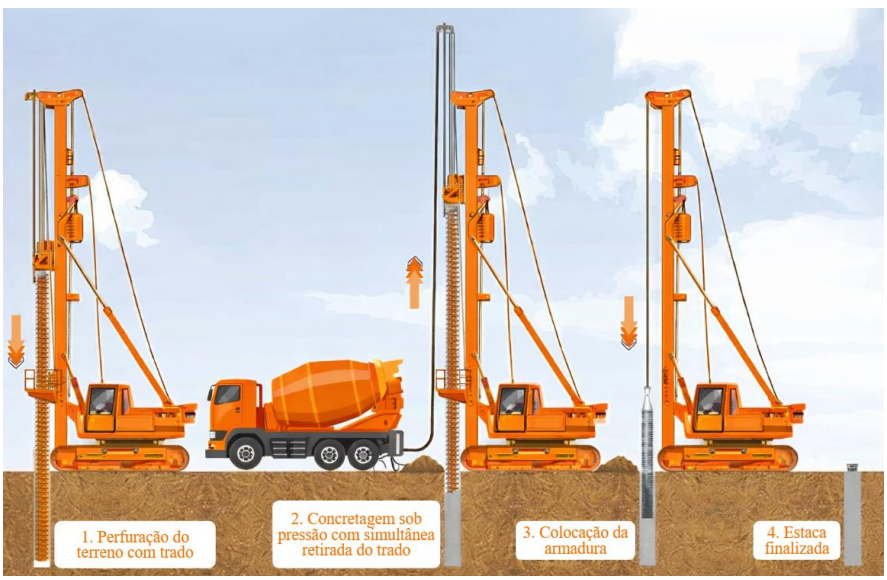


Figura 1: Etapa executiva de fundação profunda do tipo hélice contínua

2.2 Métodos semiempíricos de dimensionamento

No Brasil, o dimensionamento de fundações profundas é frequentemente realizado por meio de métodos semiempíricos baseados em resultados de ensaios de sondagem à percussão (SPT) e penetração de cone (CPT), devido à sua ampla disponibilidade, baixo custo e simplicidade operacional. Esses métodos estabelecem correlações entre o índice de resistência à penetração (N_{spt}) e os parâmetros de capacidade de carga das estacas,

permitindo estimar separadamente as parcelas de resistência de ponta e de atrito lateral ao longo do fuste (Figura 2).

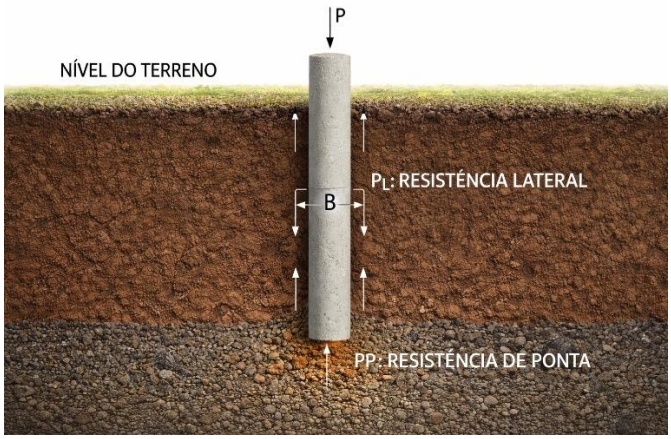


Figura 2: Resistência lateral e de ponta de uma estaca profunda

Entre os métodos mais empregados destaca-se o proposto por Aoki e Velloso (1975), que correlaciona o valor de N_{spt} às resistências unitárias de ponta e lateral por meio de coeficientes empíricos dependentes do tipo de solo e do processo executivo, sendo amplamente aplicado em diferentes tipologias de estacas moldadas in loco. O método de Décourt e Quaresma (1978) adota formulações simplificadas, estabelecendo relações diretas entre o N_{spt} médio e as resistências unitárias, o que facilita sua aplicação prática em projetos preliminares e de rotina. Já o método de Teixeira (1996) introduz ajustes específicos para estacas hélice contínua, considerando particularidades do processo executivo que influenciam o desenvolvimento do atrito lateral e da resistência mobilizada.

Devido à sua simplicidade, consistência experimental e boa correlação com o desempenho observado em campo, esses métodos permanecem como referência prática no dimensionamento geotécnico, especialmente em situações em que investigações mais sofisticadas ou ensaios de carga não estão disponíveis.

2.3 Revisão da NBR 6122

A versão de 2010 da NBR 6122 permitia a consideração da contribuição da resistência de ponta no dimensionamento de estacas hélice contínua, admitindo que a carga admissível pudesse alcançar até 1,25 vezes a resistência por atrito lateral, o que implicava que aproximadamente 20% da carga poderia ser suportada pela ponta. Com a revisão publicada em 2019, a norma passou a adotar critérios mais conservadores, restringindo essa contribuição e enfatizando predominantemente a resistência mobilizada por atrito lateral, além de introduzir verificações mais rigorosas de recalques e fatores de segurança.

De acordo com a nova redação, a resistência de ponta somente pode ser considerada quando for previamente assegurado o contato efetivo entre a ponta da estaca e solo competente ou rocha, situação em que seu valor deve ser limitado ao da resistência lateral ($Rp \leq Rl$), sendo a carga admissível definida pela média entre ambas as parcelas ($Pa = (Rl + Rp)/2$). Caso esse contato não possa ser garantido, condição frequente em estacas hélice contínua, em razão das incertezas inerentes ao processo executivo e às possíveis perturbações do solo na base, a resistência de ponta deve ser desconsiderada, adotando-se carga admissível baseada exclusivamente no atrito lateral ($Pa = Rl/2$).

Essas alterações tendem a resultar em projetos mais conservadores, frequentemente exigindo maiores comprimentos ou maior número de estacas, com consequente aumento de custos. No que se refere ao detalhamento estrutural, a norma também revisou os critérios de armadura mínima, reduzindo a taxa longitudinal de 0,5% para 0,4% e mantendo o comprimento útil de 4,0 m, uma vez que essas estacas, em geral, trabalham predominantemente à compressão simples, demandando armadura principalmente para ancoragem aos elementos superiores.

3 METODOLOGIA

A Figura 3 apresenta o fluxograma do dimensionamento das estacas para a realização do comparativo das versões da NBR 6122, bem como a localização da área analisada neste estudo.

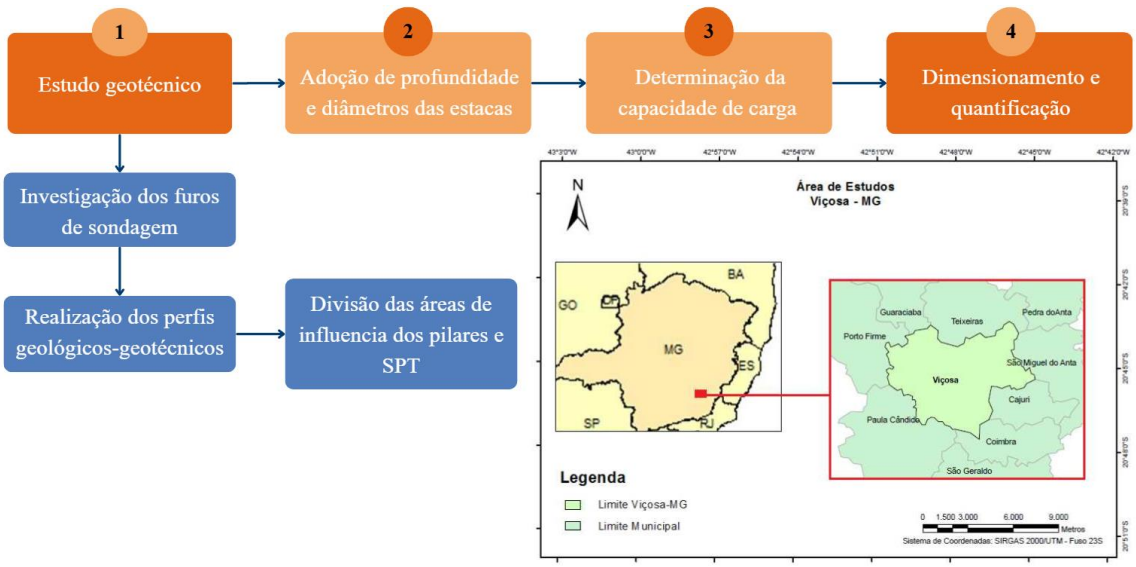


Figura 3: Fluxograma do dimensionamento das estacas (Autores, 2026) e local de realização do estudo comparativo (Pinheiro *et al*., 2014)

O estudo foi desenvolvido sob uma edificação residencial-comercial localizada na Avenida P.H. Rolfs, no município de Viçosa-MG. A caracterização geotécnica do subsolo foi realizada por meio de quatro sondagens de simples reconhecimento à percussão (SPT01 a SPT04), executadas conforme a NBR 6484 (ABNT, 2020), permitindo a definição dos perfis estratigráficos, dos valores de resistência à penetração (N_{SPT}) e do nível d'água, identificado em aproximadamente 5,5 m de profundidade.

Os perfis geológico-geotécnicos indicaram a predominância de camadas de baixa a média resistência até o contato com o impenetrável, situado entre 16 m e 20 m, variando conforme o furo investigado. A área de implantação da edificação foi subdividida em quatro regiões de influência, associando cada conjunto de pilares à sondagem representativa mais próxima, de modo a refletir as condições locais do terreno.

Foram adotadas estacas do tipo hélice contínua com diâmetros de 60 cm e 80 cm. O dimensionamento foi conduzido separadamente conforme os critérios estabelecidos pelas versões 2010 e 2019 da NBR 6122. Para a versão de 2010, considerou-se a contribuição da resistência de ponta, resultando em comprimentos estimados de 14 m (SPT01 e SPT02), 17 m (SPT03) e 19 m (SPT04). Para a versão de 2019, a resistência de ponta foi desconsiderada, conduzindo a comprimentos maiores, de 16 m (SPT01 e SPT02), 19 m (SPT03) e 20 m (SPT04).

A capacidade de carga das estacas foi estimada por meio dos métodos semiempíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996), aplicando-se os coeficientes e critérios de segurança correspondentes a cada versão normativa. Para definição da carga admissível de projeto, adotou-se a média dos valores obtidos, desconsiderando-se resultados que ultrapassassem o intervalo de ±30% em relação à média, conforme procedimento descrito no trabalho de referência.

Com as cargas admissíveis estabelecidas, procedeu-se ao dimensionamento dos blocos de coroamento e à definição do estaqueamento dos pilares, adotando espaçamento mínimo entre estacas equivalente a três vezes o diâmetro. Por fim, foram levantados os quantitativos de concreto e aço das armaduras, considerando as taxas mínimas longitudinais de 0,5% para a NBR 6122 (ABNT, 2010) e 0,4% para a NBR 6122 (ABNT, 2019), ambas com comprimento útil de 4,0 m, possibilitando a comparação técnica e econômica entre as soluções de fundação obtidas.

4 RESULTADOS

4.1 Estudo geotécnico

A Figura 4 apresenta a planta de localização das sondagens SPT, bem como as seções dos perfis geológico-geotécnicos do terreno. Ressalta-se que as sondagens foram executadas após o nivelamento da área para implantação da edificação. Por essa razão, os perfis geológico-geotécnicos apresentam cotas iniciais praticamente coincidentes, refletindo a condição topográfica do terreno no momento da investigação.

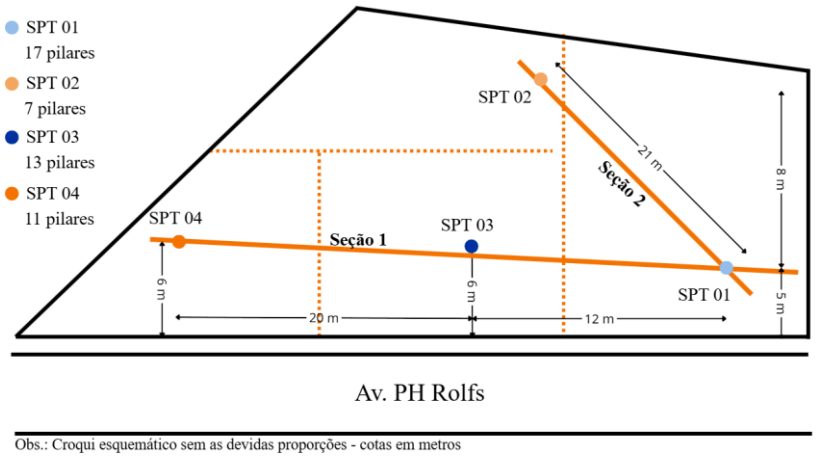


Figura 4: Planta de localização dos SPTs e seções

No SPT01, o subsolo apresenta baixa resistência até aproximadamente 8,0 m de profundidade. A partir dessa cota, observa-se aumento gradual da resistência com a profundidade, atingindo o impenetrável à percussão a 16,20 m. O nível d'água foi identificado a 5,55 m. No SPT02, o solo apresenta baixa resistência até 2,0 m, seguido por camadas com resistência média e variações intermediárias até cerca de 7,0 m. A partir dessa profundidade, verifica-se incremento progressivo da resistência, atingindo o impenetrável também a 16,20 m, com nível d'água em 5,55 m.

No SPT03, predominam solos de baixa resistência até 10,0 m, após o que ocorre aumento significativo dos valores de N_{SPT}, caracterizando material de maior compacidade, com impenetrável registrado a 19,20 m e nível d'água a 5,70 m. No SPT04, observa-se baixa resistência até 6,0 m, seguida por camada de resistência média até 12,0 m. Entre 12,0 m e 15,0 m ocorre nova faixa de baixa resistência, sendo posteriormente observado crescimento gradual da resistência até o impenetrável, identificado a 20,25 m. O nível d'água foi registrado a 5,50 m.

De modo geral, os perfis indicam a presença de camadas superficiais compressíveis e de baixa resistência, sobrejacentes a materiais mais competentes em maiores profundidades, conforme pode ser observado nas Figura 5 e Figura 6. Essa condição justifica a adoção de fundações profundas com comprimentos variáveis conforme cada região do terreno.

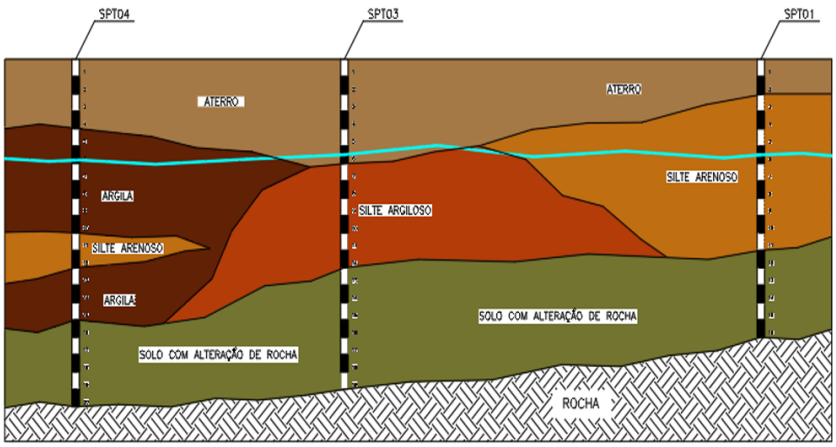


Figura 5: Perfil geológico da seção 1 (SPT01, SPT03 e SPT04).

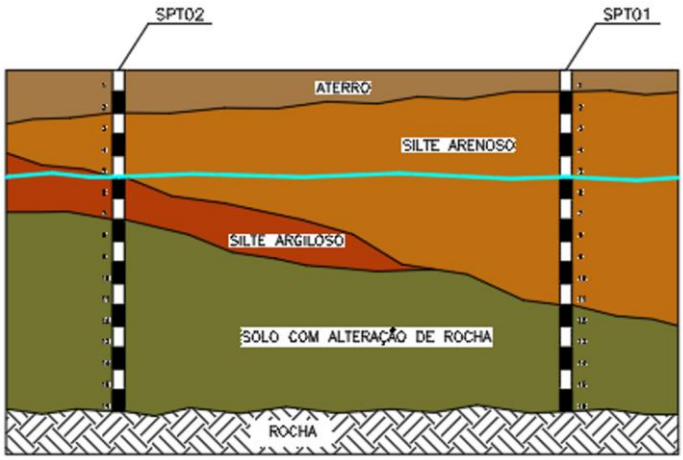


Figura 6: Perfil geológico-geotécnico da seção 2 (SPT01 e SPT02)

4.2 Carga admissível

Na Tabela 1 apresenta as cargas admissíveis utilizadas no dimensionamento, obtidas a partir da média dos resultados calculados pelos métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996), conforme procedimento descrito na metodologia.

Tabela 1: Carga admissível.

NBR 6122		**2010**		**2019**	
Sondagem	Ø (cm)	Profundidade (m)	Carga admissível (t)	Profundidade (m)	Carga admissível (t)
SPT 01	60	14	112,3	16	91,9
	80	14	176,5	16	112,5
SPT 02	60	14	112,1	16	105,9
	80	14	140,7	16	141,2
SPT 03	60	17	127,3	19	136,2
	80	17	188,4	19	181,6
SPT 04	60	19	108,3	20	82,5
	80	19	166,4	20	109,9

Pode-se dizer que, a aplicação dos critérios da NBR 6122:2019 resultou, de forma geral, em maiores profundidades de estacas quando comparada à versão de 2010, em razão da desconsideração da resistência de ponta e da maior dependência do atrito lateral para mobilização da capacidade de carga. Observa-se ainda que as cargas admissíveis obtidas se mantiveram próximas ou, em alguns casos, ligeiramente inferiores às estimadas pela norma anterior, evidenciando comportamento mais conservador do dimensionamento. Esses resultados refletem a influência direta das alterações normativas na concepção das fundações e nas soluções adotadas para cada perfil geotécnico.

4.3 Dimensionamento

4.3.1 Estacamento

Conforme apresentado na Tabela 2, a aplicação da NBR 6122:2019 alterou significativamente o quantitativo e a distribuição dos diâmetros das estacas. Para o diâmetro de 60 cm, o número total de estacas reduziu levemente de 54 para 51 unidades, enquanto as estacas de 80 cm apresentaram aumento expressivo, passando de 11 para 30 unidades. Observa-se, portanto, uma substituição parcial de estacas mais esbeltas por

elementos de maior diâmetro, indicando mudança na estratégia de dimensionamento. Essa redistribuição reflete a menor contribuição da resistência de ponta, exigindo estacas com maior capacidade resistente individual para atender às cargas de projeto, caracterizando solução mais conservadora segundo os critérios da versão de 2019.

Tabela 2: Dimensionamento das estacas

Sondagem	NBR 6122 N° Pilares	Ø (cm)	**2010** Prof. (m)	**2010** N° estacas	**2019** Prof. (m)	**2019** N° estacas
SPT 01	17	60 80	14	22 -	16	8 17
SPT 02	7	60	14	10	16	13
SPT 03	13	60 80	17	10 6	19	20 -
SPT 04	11	60 80	19	12 5	20	10 13
Total acumulado	**48**	**60** **80**	**846** **197**	**54** **11**	**916** **532**	**51** **30**

4.3.2 Quantitativo

A Figura 7 evidencia o impacto direto da adoção dos critérios da NBR 6122:2019 nos quantitativos de materiais e nos custos das fundações.

NBR 6122	**2010**				**2019**			
			Concreto					
Øestaca (cm)	N° est.	Prof. Acum. (m)	Volume de concreto (m³)	N° estacas	Profundidade acumulada(m)	Volume de concreto (m³)		
60	54	846	239,2	51	916	259,0		
80	11	197	99,0	30	532	267,4		
Total	**65**	**1043**	**338,22**	**81**	**1448**	**526,41**		
			Armadura					
	Armadura Longitudinal				Armadura Longitudinal			
Øestaca (cm)	Øbarra (mm)	N° Barras	Extensão (m)	Peso (kg)	Øbarra (mm)	N° Barras	Extensão (m)	Peso (kg)
60	12,5	648	2592	2496,10	12,5	510	2040,00	1964,52
80	16,0	143	572	902,62	16	300	1200,00	1893,60
Total		**791**	**3164**	**3398,71**	**28,5**	**810**	**3240**	**3858,12**
	Armadura Transversal				**Armadura Transversal**			
60	6,3	1458	2289,06	560,82	6,3	1377	2161,89	529,66
80	6,3	297	653,4	160,08	6,3	810	1782,00	436,59
Total		**1755**	**2942,46**	**720,90**	**12,6**	**2187**	**3943,89**	**966,25**
			Orçamento - SICOR/MG (2025) - não considera mão de obra					
	Concreto	Armadura	Perfuração Ø60	Perfuração Ø80	Concreto	Armadura	Perfuração Ø60	Perfuração Ø80
	R$ 247.698,25	R$ 58.869,29	R$ 76.376,88	R$ 28.622,13	R$ 385.512,90	R$ 68.940,29	R$ 82.696,48	R$ 77.294,28
Total		**R$ 411.566,55**				**R$ 614.443,95**		

Nota: Concreto (25 Mpa): R$ 732,35/m³; Armadura: R$14,29/kg; Estaca de 60cm: R$ 90,28/m e estaca 80cm: R$ 145,29/m

Figura 7: Levantamento quantitativo comparativo

Observa-se aumento expressivo do número total de estacas, passando de 65 para 81 unidades, acompanhado de elevação da profundidade acumulada de perfuração de 1043 m para 1448 m, o que representa

acréscimo aproximado de 39%. Como consequência, o volume total de concreto aumentou de 338,22 m³ para 526,41 m³, correspondendo a crescimento superior a 55%.

O consumo de aço também apresentou incremento, com aumento do peso total de armaduras longitudinais e transversais, apresentando um incremento de cerca de 17%. Esse comportamento está associado principalmente à maior utilização de estacas de 80 cm de diâmetro, que demandam maior volume de concreto e maior taxa de armadura por elemento.

Refletindo esses acréscimos de materiais e de metragem executada, o custo estimado das fundações elevou-se de R$ 411.566,55 para R$ 614.443,95, representando aumento da ordem de 50%. Esses resultados confirmam que a abordagem mais conservadora da versão de 2019, ao desconsiderar a resistência de ponta e priorizar o atrito lateral, conduz a soluções estruturalmente mais robustas, porém com maior consumo de insumos e impacto econômico mais significativo.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos demonstraram que as alterações introduzidas pela NBR 6122:2019 impactam significativamente o dimensionamento de fundações em estacas hélice contínua quando comparadas aos critérios da versão de 2010. A principal diferença está relacionada às restrições para consideração da resistência de ponta, o que resultou em maiores profundidades de implantação e, consequentemente, em modificações no arranjo de fundação adotado.

A aplicação dos critérios da NBR 6122:2019 conduziu a um aumento do número total de estacas, passando de 65 para 81 unidades, além de elevar a profundidade acumulada de perfuração de 1.043 m para 1.448 m. Essas alterações refletiram diretamente nos quantitativos de materiais, resultando em aumento expressivo do volume de concreto e do consumo de aço necessários para execução das fundações.

Do ponto de vista econômico, verificou-se que os critérios da norma revisada acarretaram um acréscimo significativo no custo estimado das fundações. Esse resultado evidencia que as modificações normativas, embora voltadas à redução das incertezas associadas ao comportamento das estacas hélice contínua, possuem impacto direto na viabilidade econômica dos empreendimentos.

Os resultados também demonstraram que a influência da revisão normativa é dependente das condições geotécnicas locais, uma vez que as diferenças entre as soluções obtidas variaram conforme o perfil de resistência identificado em cada sondagem. Dessa forma, a caracterização geotécnica adequada permanece sendo um elemento fundamental para a definição de soluções de fundação seguras e economicamente compatíveis.

Por fim, conclui-se que a NBR 6122:2019 conduz a projetos mais conservadores para estacas hélice contínua, refletidos pelo aumento das profundidades de implantação, dos quantitativos de materiais e dos custos de execução. Entretanto, a adoção desses critérios busca reduzir as incertezas relacionadas à mobilização da resistência de ponta, reforçando a segurança do dimensionamento. Estudos futuros envolvendo provas de carga e monitoramento de desempenho em campo poderão contribuir para uma avaliação mais aprofundada dos impactos práticos dessas alterações normativas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). ABNT NBR 6122: *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). ABNT NBR 6484: *Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaios*. Rio de Janeiro.

Cintra J.C.A., Aoki N (2011) *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. Oficina de Textos, p. 96.

Pinheiro P. *et al* (2014) *Geoprocessamento aplicado à avaliação do conforto domiciliar urbano e rural do município de Viçosa (MG)*. In: Congresso Brasileiro de Cartografia.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/73

Influência da Variabilidade Geotécnica na Previsão da Capacidade de Carga de Estacas por meio de Métodos Estatísticos

Isadora Heloisa Ferreira
Graduanda, Universidade Estadual Paulista, Unesp, Bauru – SP, Brasil, isadora.heloisa@unesp.br

Luis Pedro Rojas Herrera
Mestre, Universidade Estadual Paulista, Unesp, Bauru – SP, Brasil, luis.rojas@unesp.br

Breno Padovezi Rocha
Professor, Universidade Estadual Paulista, Unesp, Ilha Solteira – SP, Brasil, breno.rocha@unesp.br

Heraldo Luiz Giacheti
Professor, Universidade Estadual Paulista, Unesp, Bauru – SP, Brasil, h.giacheti@unesp.br

RESUMO: A variabilidade geotécnica é uma característica intrínseca do solo que, se não considerada adequadamente, pode levar a análises e projetos não representativos do local estudado, impactando diretamente a segurança e eficiência de obras civis. Em Bauru - SP, ensaios de campo e provas de carga anteriores em estacas apiloadas, demonstraram elevada variação nos perfis de resistência e nas curvas carga-recalque mesmo em áreas próximas e com características semelhantes. Adicionalmente, o processo executivo dessas estacas introduz incertezas devido à dificuldade de controle, afetando a previsão da capacidade de carga. Este trabalho buscou avaliar a influência da variabilidade geotécnica do Campo Experimental da Unesp de Bauru na previsão da capacidade de carga de estacas apiloadas por meio de métodos semi-empíricos e análises estatísticas com base em 20 SPTs e 29 provas de carga. A análise revelou que, com os parâmetros sugeridos pela literatura considerando o tipo de solo e de estaca estudados, um dos métodos tende a superestimar, enquanto o outro tende a subestimar significativamente a capacidade de carga prevista em relação à capacidade de carga medida, demonstrando a inadequação dos parâmetros utilizados em ambos os casos. Diante disso, uma calibração dos parâmetros via *Python*, utilizando o algoritmo L-BFGS-B para minimizar a Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE), resultou em parâmetros ótimos e uma faixa de variação para cada parâmetro, reduzindo significativamente os erros de previsão em estacas apiloadas para o local estudado.

PALAVRAS-CHAVE: Variabilidade geotécnica, Capacidade de Carga, Análise Estatística, SPT, Provas de Carga.

ABSTRACT: Geotechnical variability is an intrinsic characteristic of soil that, if not properly considered, can lead to analyses and designs that are not representative of the site under study, directly impacting the safety and efficiency of civil works. In Bauru, São Paulo State, in situ tests and previous load tests on driven piles have shown high variation in resistance profiles and load-settlement curves, even in nearby sites and with similar characteristics. Additionally, the execution process of these piles introduces uncertainties due to the difficulty of control, affecting the prediction of load capacity. This study sought to evaluate the influence of geotechnical variability at the Unesp Experimental in situ in Bauru on the prediction of the load capacity of driven piles using semi-empirical methods and statistical analyses based on 20 SPTs and 29 load tests. The analysis revealed that, with the parameters suggested by the literature considering the type of soil and pile studied, one method tends to overestimate, while the other method tends to significantly underestimate the predicted load capacity in relation to the measured load capacity, demonstrating the inadequacy of the parameters used in both cases. Given this, a calibration of the parameters via Python, using the L-BFGS-B algorithm to minimize the Root Mean Squared Error (RMSE), resulted in optimal parameters and a range of variation for each parameter, significantly reducing prediction errors in piled piles for the studied site.

KEYWORDS: Geotechnical variability, Load Capacity, Statistical Analysis, SPT, Load Tests.

1 INTRODUÇÃO

A investigação do subsolo é uma atividade fundamental em projetos geotécnicos, visto que permite a definição do perfil estratigráfico do local, a caracterização dos horizontes e a estimativa dos parâmetros de projeto, informações essenciais para garantir a segurança e eficiência das obras civis. Em projetos de fundações, as provas de carga constituem-se como um dos métodos mais confiáveis para determinação da capacidade de carga de estacas (Ferreira, 1998). No entanto, trata-se de ensaios complexos e onerosos, o que frequentemente limita o número de dados (Herrera, 2025). Essa limitação torna-se particularmente crítica em solos com alta variabilidade espacial, onde amostras pontuais podem não ser representativas do comportamento global do local.

Em Bauru, localizada no centro-oeste paulista, os solos são caracterizados como sendo colapsíveis, com elevada porosidade, baixa coesão e suscetibilidade ao colapso, e apresentando significativa variabilidade espacial (Herrera, 2025). Diversos autores (Ferreira, 1998; Lobo, 1991) realizaram provas de carga no em Bauru, constatando um comportamento peculiar com elevada variabilidade, mesmo entre pontos distantes poucos metros.

Como alternativa às provas de carga, ensaios de campo como a Sondagem de Simples Reconhecimento (SPT), Ensaio de Penetração do Cone (CPT) e Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) permitem avaliar a variabilidade do local e estimar indiretamente a capacidade de carga, fornecendo amostras do subsolo e um perfil de resistência ao longo da profundidade (Boni, 2018; Schnaid; Odebrech, 2012).

Este trabalho analisou estatisticamente a aplicabilidade dos parâmetros dos métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) na previsão da capacidade de carga de estacas apiloadas em solo colapsível dois locais próximos na cidade de Bauru. O estudo quantificou a variabilidade dos parâmetros e realizou sua calibração, visando uma maior representatividade frente às condições locais específicas.

2 LOCAL ESTUDADO

A região de Bauru é caracterizada geologicamente por sedimentos do Grupo Bauru, com solos classificados como tropicais não saturados, constituídos por areia fina pouco argilosa, porosa e colapsível – características típicas decorrentes da decomposição do Arenito Bauru (Giacheti, 2001).

Foram consideradas duas áreas experimentais da Unesp de Bauru: a primeira é aquele próximo ao IPMet; a segunda se localiza no Parque Residencial das Camélias (Figura 1). Os locais estudados foram investigados por diversas campanhas de ensaios de campo e provas de carga em estacas apiloadas, cujos resultados constituem a base de dados deste trabalho

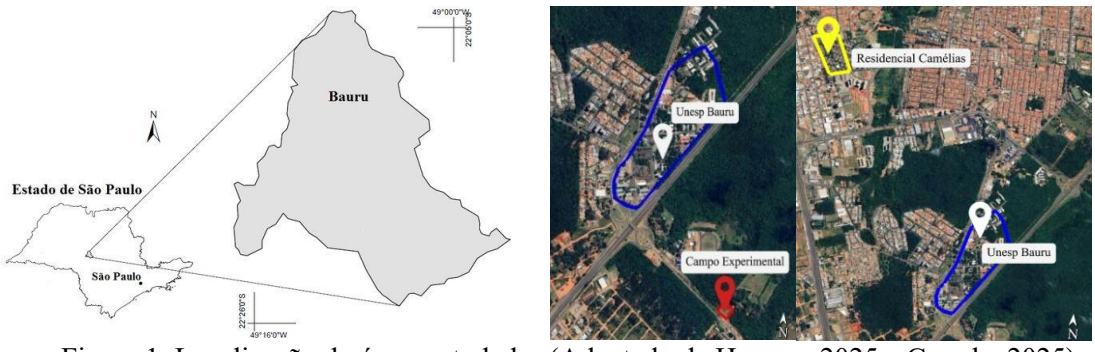


Figura 1. Localização do áreas estudadas (Adaptado de Herrera, 2025 e Google, 2025)

Estudos geoestatísticos (Sturaro, 1994; Sturaro et al., 2012) constataram que existe uma correlação linear entre os valores médios de N_{SPT} com a profundidade até cerca de 18 m. A Figura 2 apresenta o perfil médio de SPT das áreas estudadas, considerado típico para Bauru-SP (Ferreira, 1998), e está de acordo com Sturaro (1994) e Sturaro et al. (2012) e foi adotado nas análises de previsão de capacidade de carga. As áreas estudadas, distantes cerca de 5 km uma da outra, apresentam características geotécnicas similares, permitindo tratá-las como representativas do comportamento típico para o perfil de solo da cidade de Bauru/SP (Herrera, 2025).

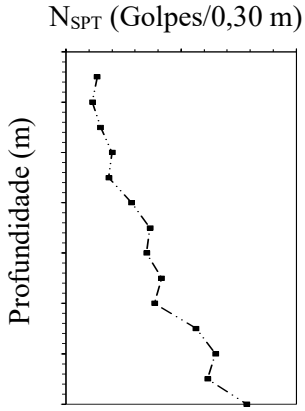


Figura 2. Variação típica do índice de resistência da penetração do SPT (N_{SPT}) na cidade de Bauru-SP (Ferreira, 1998).

Embora em contexto aparentemente homogêneo, as áreas apresentam elevada variabilidade espacial dos índices de resistência a penetração. Ensaios SPT e CPT revelaram discrepâncias significativas entre os índices de resistência a penetração, mesmo entre pontos próximos (Herrera, 2025). Essa variabilidade, atribuída a processos geológicos de formação (De Mio, 2005), motivou a divisão da área em setores "representativos" e "não representativos" do comportamento típico local (Ferreira et al., 1996; Herrera, 2025). Ensaios de piezocone demonstraram alta variabilidade (coeficientes de variação médios de 45% para resistência de ponta e 66% para atrito lateral), acentuada a partir de 7–8 m de profundidade (Herrera, 2025), comprometendo a confiabilidade de previsões para estacas longas.

3 ESTACAS APILOADAS

Estacas apiloadas são estacas de deslocamento moldadas *in loco* por apiloamento (Décourt, 1996). Esse tipo de solução, apresentada na Figura 3, é comum em Bauru, dado que seu processo promove a densificação do solo, adequado para solos colapsíveis (Ferreira, 1998). Contudo, variações práticas na execução introduzem incertezas na previsão da capacidade de carga, pois o grau de compactação depende de fatores como energia de apiloamento, umidade e heterogeneidades do subsolo – parâmetros de difícil controle.

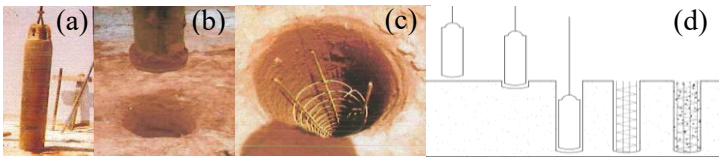


Figura 3. Estacas Apiloadas: (a) Soquete utilizado; (b) Perfuração causada; (c) Armadura posicionada; (d) Esquema ilustrativo. (Adaptado de Ferreira, 1998)

Para análise da variabilidade em projetos de fundação, utilizou-se um banco de dados com 29 provas de carga em condição natural e 20 perfis de SPT nos locais estudados. A Tabela 1 resume a distribuição das provas de carga por profundidade, carga última (P_u) e os respectivos coeficientes de variação (COV), evidenciando valores particularmente elevados em determinadas profundidades – como os 41,94% a 4 metros e 29,20% a 10 metros de profundidade – para as provas de carga e valores superiores a 50% em quase todos os dados de SPT.

Tabela 1. Coeficientes de variação para capacidade de cargas e valores de N_{SPT} anteriores

Prof. (m)	Quantidade de Provas de Carga realizadas	COV (%) Carga de ruptura	N_{SPT}
1	-	-	61,9
2	2	7,8	56,1
3	-	-	59
4	8	41,9	59,9
5	-	-	64

6	2	2,6	58,7
7	6	11,5	54,9
8	1	-	63,9
9	-	-	65,7
10	8	29,2	64,2
11	-	-	37,1
12	2	26,9	36,9
13	-	-	35,5

3.1 Previsão da Capacidade de Carga

A previsão da capacidade de carga última de estacas foi realizada com base no SPT, ensaio amplamente utilizado no Brasil devido à sua simplicidade, baixo custo e extensa base de correlações empíricas (Schnaid e Odebrecht, 2012). Foram considerados os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978).

O método de Aoki-Velloso (1975) é amplamente utilizado no projeto de fundações no Brasil. Embora desenvolvido para CPT, ele também prevê a capacidade de carga a partir de dados SPT, considerando parcelas de resistência lateral e de ponta (Equação 1). O método de Décourt-Quaresma (1978) também muito utilizado na prática brasileira, foi desenvolvido para dados de SPT, e é dado pela Equação 2.

$$P_{u_{AV}} = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_{l}^{n} (\alpha \cdot K \cdot N_l \cdot \Delta l)_n \quad (1)$$

$$P_{u_{DQ}} = 10 \cdot \beta \cdot \left(\frac{N_l}{3} + 1\right) \cdot U_l + \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p \quad (2)$$

Dentre os parâmetros analisados, F_1 e F_2, do método de Aoki-Velloso (1975), e α e β, do método de Décourt-Quaresma (1978), são diretamente influenciados pela variabilidade espacial do solo e pelas condições de execução das estacas apiloadas, visto que são sensíveis às variações nas propriedades geotécnicas e no comportamento interface solo-estaca. Foram adotados os parâmetros $F_1 = 0,7$, $F_2 = 1,4$, propostos por Ferreira (1998) e Lobo (1991) para estacas apiloadas em solos da Formação Bauru, e parâmetros α e K como 3% e 600 kPa respectivamente; e coeficiente C = 250, com base na classificação do solo como silte arenoso, obtidos por ensaios DMT e CPT no local (Rocha, 2018) e coeficientes α e β iguais a 1,0, conforme Herrera et al. (2024).

4 ANÁLISES ESTATÍSTICAS

A aplicabilidade dos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) foi avaliada a partir de provas de carga estáticas realizadas nos campos experimentais do IPMet e Camélias. Embora amplamente utilizados, esses métodos não contemplam explicitamente estacas apiloadas, sendo necessária a avaliação e possível adaptação de parâmetros (Ferreira, 1998).

Inicialmente, adotaram-se os parâmetros recomendados na literatura para solos da Formação Bauru (Ferreira, 1998; Herrera et al., 2024), comparando-se as previsões com resultados experimentais utilizando as métricas de erro: *Mean Absolute Percentage Error* (MAPE), que quantifica o desvio médio percentual; e *Root Mean Squared Error* (RMSE), que representa a dispersão média dos resíduos com maior sensibilidade a valores extremos.

A análise preliminar incluiu histogramas, *boxplots* e gráficos de dispersão para identificar padrões de erro e variabilidade. Dois testes estatísticos foram empregados: o teste de Mann-Whitney (1947), que testa a hipótese nula (H_0) de que as distribuições dos erros dos métodos provêm da mesma população, e a análise de variância (ANOVA), que avalia a igualdade das médias dos erros relativos entre os métodos. Quando a ANOVA indicava diferenças significativas, aplicou-se o teste de Tukey (1949) para identificar quais pares de métodos apresentavam diferenças relevantes. Todas as análises consideraram nível de 5% de significância.

Constatada divergência significativa, os parâmetros foram ajustados em ambiente *Python*[1]. Utilizou-se o algoritmo de otimização contínua *Limited memory Broyden–Fletcher–Goldfarb–Shanno bound* (L-BFGS-

[1] *Python* 2024 v.3.12 - *Python Programming Language*: https://www.python.org/.

B), extensão do algoritmo L-BFGS (Liu e Nocedal, 1989; Byrd et al, 1995), da função *minimize* da biblioteca *SciPy*[2]. A função-objetivo consistiu em minimizar o RMSE, buscando parâmetros ótimos que reduzissem diferença entre as cargas de ruptura previstas e medidas, ao mesmo tempo em que se definia a faixa de variação de cada parâmetro. Após o ajuste, as análises estatísticas foram repetidas para avaliar a melhoria dos métodos.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Previsão com Parâmetros Propostos

A partir do perfil geotécnico típico de Bauru (Figura 2), e de um banco de dados de 29 provas de carga em estacas apiloadas, foi realizada a previsão da capacidade de carga pelos métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), utilizando-se os parâmetros dados da literatura.

A avaliação preliminar dos resultados (Figuras 4 e 5) demonstrou que os parâmetros adotados não permitem prever adequadamente a capacidade de carga das estacas. Observa-se a tendência: o método Aoki-Velloso (1975), com $F_1 = 0,7$ e $F_2 = 1,4$, tende a superestimar sistematicamente a carga de ruptura, enquanto o método Décourt-Quaresma (1978), com $\alpha = \beta = 1,0$, tende a subestimar. Esta divergência é quantificada na Figura 5, que mostra distribuições assimétricas dos erros, com medianas significativamente afastadas de zero.

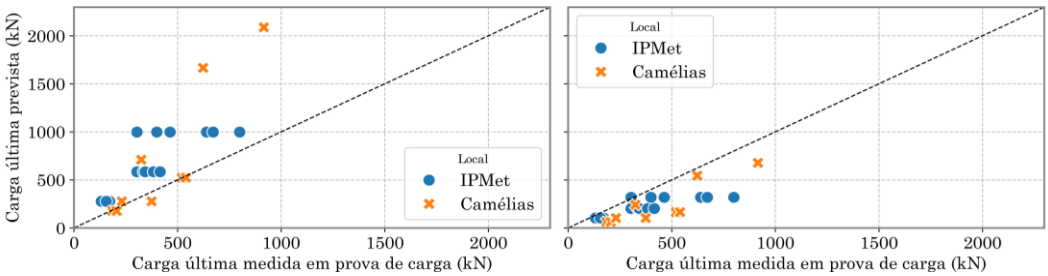


Figura : Dispersão entre cargas de ruptura previstas e medidas antes do ajuste



Figura 5: Distribuição dos erros relativos (%) provocados pelos métodos semi-empíricos antes do ajuste

Além disso, a variabilidade intrínseca das provas de carga, devido à heterogeneidade do solo e dispersão experimental, amplia as diferenças entre as cargas últimas previstas e medidas, impactando diretamente a aderência dos modelos e contribuindo para as tendências de superestimação ou subestimação observadas.

5.2 Calibração dos Parâmetros

Diante dos desvios sistemáticos entre as cargas previstas e medidas, os parâmetros dos métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) foram calibrados via otimização contínua para minimizar o RMSE.

A calibração para o perfil geotécnico típico do local (Figura 2) resultou para Aoki-Velloso (1975) em F_1=1,306, F_2=2,612 com RMSE de 139,03 kN. Para Décourt-Quaresma (1978), obteve-se $\alpha = \beta = 1,639$, com RMSE de 138,59 kN. A aderência é confirmada pela distribuição dos erros relativos (Figura 6), que apresentou medianas próximas de zero e amplitudes interquartis similares.

Contudo, um valor discrepante foi identificado para uma estaca de 10 m: a carga medida foi de 304kN, enquanto as previsões calibradas foram de 534,7kN (Aoki-Velloso, 1975) e 521,5kN (Décourt-Quaresma, 1978). Esse desvio significativo decorre da elevada variabilidade observada nas provas de carga dessa

[2] *SciPy* 2024 v.1.13 - *Scientific Computing Library for Python*: https://scipy.org/.

profundidade, que apresentou desvio padrão de 168,77kN (o maior dentro todas as profundidades analisadas) e coeficiente de variação de 29,2%.

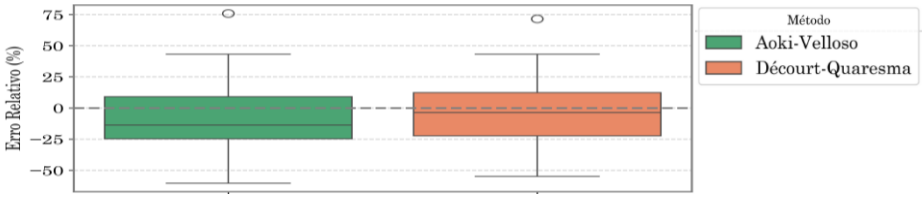


Figura 6: Distribuição dos erros relativos (%) provocados pelos métodos semi-empíricos após o ajuste

Testes estatísticos atestaram o desempenho equivalente dos métodos após a calibração. O teste de Mann-Whitney não detectou diferença significativa entre as distribuições, e a ANOVA também não revelou diferenças, dispensando o teste de Tukey ou subestimação observadas.

5.3 Incorporação da Variabilidade Espacial na Calibração dos Parâmetros

Para avaliar a representatividade dos parâmetros ótimos frente à variabilidade espacial, analisaram-se perfis médios de SPTs realizados em diferentes áreas (Tabela 2). As Áreas A e B se localizam no Campo Experimental do IPMet. Herrera (2025) apresentou que, em uma área retangular de 90 m por 65 m, verifica-se comportamentos distintos com base em resultados de SPT, algo que Ferreira (1998) não considerou ao interpretar seus resultados. O perfil médio das Áreas A e B faz referência a média de todos os ensaios realizados no IPMet. Os resultados da Faculdade de Engenharia de Bauru (FEB) referem-se a uma área que apresenta comportamento similar ao apresentado na Figura 2.

Tabela 2. Valores de $N_{SPT,médios}$ nas áreas adicionais consideradas

Prof. (m)	Área A ⬩	Área B ⬩	Áreas A e B ⬩	FEB □
1	3,4	1,9	2,6	5,2
2	6,6	2,1	4,1	3,4
3	7,8	2,7	5,0	3,0
4	9,4	3,7	6,3	4,4
5	13,2	3,6	8,0	4,6
6	16,6	5,1	10,3	5,4
7	19,0	5,5	11,6	6,6
8	19,0	6,3	12,0	7,2
9	22,8	7,0	14,2	8,6
10	23,0	7,8	14,7	11,6
11	18,2	12,0	14,8	11,2
12	20,8	13,8	17,0	12,2
13	23,4	13,3	17,9	12,2

⬩: Ferreira (1998), Ferreira et al. (1996), Giacheti (2001) e Herrera et al. (2024); □: Boni (2018).

Com os parâmetros ótimos (F_1 = 1,306 e F_2 = 2,612 para Aoki-Velloso, 1975; $\alpha = \beta$ = 1,639 para Décourt-Quaresma, 1978) definidos a partir do perfil típico de Ferreira (1998), a capacidade de carga foi prevista para cada área. Uma análise estatística subsequente avaliou a aderência desses parâmetros calibrados aos resultados experimentais, verificando sua representatividade frente à variabilidade espacial.

A Figura 7 revelou que a Área A apresenta os maiores erros relativos em ambos os métodos, refletindo sua alta variabilidade (devida a valores de N_{SPT} elevados) e seu comportamento atípico em relação ao perfil de calibração. Em contraste, as Áreas B e FEB exibiram menores erros e menor dispersão, dada sua maior similaridade com o perfil de referência. A Área A e B (perfil médio de A e B) apresentou erros intermediários, influenciada pela variabilidade da Área A.

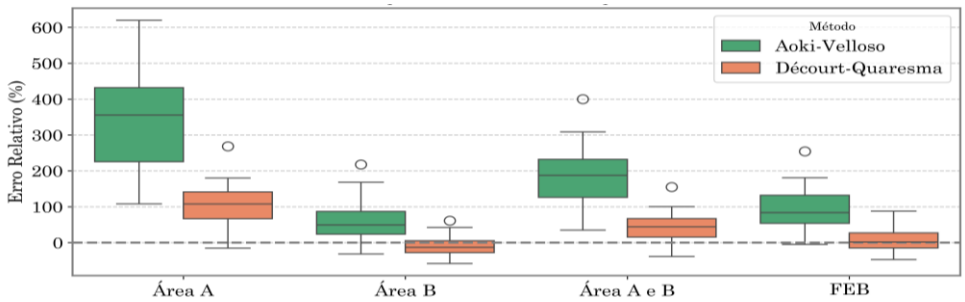


Figura 7: Distribuição dos erros relativos dos métodos semi-empíricos em diferentes áreas de N_{SPT} de Bauru

Testes estatísticos confirmaram que as distribuições de erros são semelhantes às das provas de carga nas Áreas B, A e B e FEB (teste de Mann-Whitney, 1947), mas não na Área A. A ANOVA indicou ausência de diferenças significativas entre as médias dos erros em todas as áreas, mostrando que as discrepâncias estão mais relacionadas à dispersão dos dados do que a uma tendência central (Tabela 3). A partir desses resultados, os parâmetros foram recalibrados para estabelecer faixas de variação representativas da variabilidade do Campo Experimental (Tabela 4).

Tabela 3. Parâmetros ótimos por área de N_{SPT}

Área	Aoki Velloso (1975)				Décourt Quaresma (1978)			
	F_1	F_2	MAPE (%)	RMSE (kN)	α	β	MAPE (%)	RMSE (kN)
Área A	2,972	5,944	27,28	127,81	1,515	0,297	28,73	118,84
Área B	1,275	2,55	28,71	152,88	0,614	2,449	26,10	140,71
Área A e B	2,034	4,069	25,79	133,61	1,385	0,944	25,47	130,53
FEB	1,399	2,799	26,08	135,15	1,458	1,458	24,60	133,75

Tabela 4. Faixa de variação dos parâmetros por área de N_{SPT}

Método	Parâmetro	Área A	Área B	Áreas A e B	FEB
Aoki-Velloso (1975)	F_1	1,456 – 5,037	0,479 – 2,225	0,943 – 3,499	0,663 – 2,480
	F_2	2,912 – 10,074	0,958 – 4,450	1,887 – 6,997	1,327 – 4,960
Décourt-Quaresma (1978)	α e β	0,445 – 1,490	1,019 – 3,915	0,643 – 2,673	0,874 – 3,097

6 CONCLUSÕES

A variabilidade geotécnica, quando não considerada, pode comprometer a representatividade das análises. Este trabalho investigou sua influência na previsão da capacidade de carga de estacas apiloadas por meio de análises estatísticas. A análise de provas de carga revelou variabilidade significativa nas capacidades de carga nos campos experimentais do IPMet e do Camélias, em Bauru. Essa variabilidade impacta diretamente a confiabilidade das previsões realizadas por métodos semi-empíricos com parâmetros da literatura, na ausência de ajustes locais.

A calibração por minimização do RMSE gerou parâmetros ajustados (F_1 = 1,306; F_2 = 2,612 para Aoki-Velloso, 1975; α = β = 1,639 para Décourt-Quaresma, 1978), representativos do perfil geotécnico típico apresentado. Após o ajuste, as previsões tornaram-se estatisticamente compatíveis com as provas de carga. Embora a calibração com base em dados experimentais tenha reduzido significativamente os erros, análises que incorporam a variabilidade dos SPTs revelaram amplas faixas ideais para os parâmetros (F_1: 0,479 a 5,037; F_2: 0,958 a 10,074; α e β: 0,445 a 3,915). Isso demonstra que, apesar da representatividade estatística dos valores calibrados globais, a elevada variabilidade espacial exige ajustes pontuais para otimizar previsões em projetos. Por fim, destaca-se a importância de considerar a variabilidade nas etapas de investigação e previsão de capacidade de carga de estacas, além do uso de ferramentas *Python* no meio geotécnico.

AGRADECIMENTOS

Ao CNPq (PIBIC, Proc. 15898 Edital 8/2024) e à FAPESP (Proc. 2023/01882-9) pelo apoio financeiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Buenos Aires. v. 1

Boni, H.S. (2018). Avaliação da segurança de fundações em estacas escavadas de pequeno diâmetro na região de Bauru/SP via Teoria da Confiabilidade. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru.

Byrd, R. H., Lu, P., Nocedal, J., e Zhu, C. (1995). *A limited memory algorithm for bound constrained optimization. SIAM Journal on Scientific Computing*, 16(5):1190–1208.

De Mio, G. (2005). Condicionantes geológicos na interpretação de ensaios de piezocone para identificação estratigráfica na investigação geotécnica e geoambiental. 2005. 359p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Décourt, L. & Quaresma. A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores do SPT. In: Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações (COBRAMSEF, 6). Rio de Janeiro. Anais...ABMS, v. 1, p. 45-53.

Décourt, L. (1996). Fundações – Teoria e Prática. São Paulo, Editora Pini-ABMS/ABEF. Cap.8: Análise e projeto de fundações profundas - estacas. p.265-301, 1ª edição.

Ferreira, C. V. (1998). Influência da inundação do solo no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas, em campo experimental de Bauru. Tese (Doutorado). 160p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.

Ferreira, C. V.; Lobo, A. S.; Giacheti, H. L.; Agnelli, N.; Albiero, J. H. & Katsutani, L. T. (1996). Campo experimental de fundações em Bauru, Anais do III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE III), São Paulo, vol. 2. p. 77-88.

Giacheti, H. L. (2001). Os ensaios de campo na investigação do subsolo: Estudo e considerações quanto à aplicação em solos tropicais. Livre-docência – Faculdade de Engenharia, UNESP, Bauru, 327 p. 2001.

Herrera, L. P. R.; Giacheti, H. L.; Boni, H. S.; Saab, A. L.; Rocha, B. P. (2024). *Prediction of Bearing Capacity of Reaction Piles in a Collapsible Soil by In Situ Tests. In: 17th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (XVII PCSMGE), 2024, La Serena.

Herrera, L. P. R. (2025). Previsão da capacidade de carga de estacas de reação em solo não saturado por meio de ensaios de campo. 2025. 155f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru.

Liu, D. C. e Nocedal, J. (1989). *On the limited memory BFGS method for large scale optimization. Mathematical Programming*, 45(1):503–528.

Lobo, A. S. (1991). Colapsividade do Solo de Bauru e sua influência em estacas de pequeno porte. 211p. Tese (doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos -USP. São Carlos.

Mann, H.B.; Whitney, D.R. (1947) *On a Test of Whether One of Two Random Variables Is Stochastically Larger than the Other. Annals of Mathematical Statistics*, 18, 50-60.

Rocha, B.P. (2018). Caracterização geotécnica de solos tropicais não saturados por meio de ensaios de campo. São Carlos, SP: EESC-USP, 272p. 2018.

Schnaid, F.; Odebrecht, E. (2012). Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações-2a ed., 2a Edição, Editora: Oficina de Textos, 223 p. 2012

Tukey, J. W. (1949). *Comparing Individual Means in the Analysis of Variance. Biometrics*, vol. 5, no. 2, pp. 99–114.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/74

Influência de Carregamentos Superficiais na Mobilização de Resistência por Atrito Lateral em Estacas

Charleston José da Silva Roice Filho
Engenheiro civil, UFG, Goiânia, Brasil, cjsroice@discente.ufg.br

Maria Tâmara de Moraes Guimarães Silva
Engenheira civil, IFG, Anápolis, Brasil, tamara.moraes@ifg.edu.br

Maurício Martines Sales
Engenheiro civil, UFG, Goiânia, Brasil, mmartines@ufg.br

Este trabalho analisa a influência de carregamentos superficiais aplicados nas proximidades de estacas isoladas na redistribuição de esforços ao longo do fuste. A investigação foi conduzida por meio de simulações tridimensionais no software Plaxis 3D, utilizando o Método dos Elementos Finitos e considerando comportamento linear elástico para o solo. O modelo numérico incluiu estaca volumétrica, elementos de interface representando a interação solo–estaca e um elemento estrutural auxiliar (*dummy beam*) coincidente com o eixo da estaca para obtenção do esforço normal ao longo da profundidade. Foram avaliadas diferentes relações de esbeltez da estaca (L/D), valores de rigidez relativa solo–estaca e extensões radiais da área carregada. Os resultados indicam a formação de uma zona superficial de arraste e mostram maior sensibilidade ao carregamento superficial em estacas mais curtas e solos menos rígidos.

PALAVRAS-CHAVE: Interação Solo-Estaca, Carregamento Superficial, Fundações Profundas, Atrito Lateral.

ABSTRACT: This study investigates the influence of surface loads applied near isolated piles on load redistribution along the pile shaft. The analysis was performed through three-dimensional numerical simulations using the Finite Element Method in Plaxis 3D, considering the soil as a linear elastic medium. The numerical model included a volumetric representation of the pile, interface elements to simulate pile–soil interaction, and an auxiliary structural element (dummy beam) positioned along the pile axis to obtain axial force distribution with depth. Different pile slenderness ratios (L/D), relative stiffness values between pile and soil, and radial extents of the loaded area were evaluated. Results indicate the formation of a superficial drag zone and greater sensitivity to surface loading in shorter piles and softer soils.

KEYWORDS: Pile–Soil Interaction, Surface Loading, Deep Foundations, Shaft Friction.

1 INTRODUÇÃO

A interação entre estacas isoladas e o solo pode ser significativamente alterada quando carregamentos superficiais são aplicados nas proximidades da fundação. Nessas condições, a sobrecarga aplicada na superfície modifica o campo de tensões no maciço e pode alterar o mecanismo de transferência de carga ao longo do fuste, influenciando a mobilização do atrito lateral. Estudos experimentais e numéricos indicam que carregamentos dessa natureza podem provocar redistribuição de esforços em estacas próximas à área carregada, conforme discutido por Li et al. (2019) e Abdel-Azim et al. (2020). Em determinadas situações pode ocorrer a formação de uma zona superficial de arraste, na qual o deslocamento do solo adjacente supera o deslocamento da estaca, gerando esforços de atrito dirigidos para baixo e aumento do esforço normal ao longo do trecho inicial do fuste. Esse comportamento está associado à redistribuição de tensões no sistema solo–estaca, como apresentado por Katzenbach et al. (1998) e Katzenbach, Arslan e Moormann (2000).

Em projetos geotécnicos, espera-se que as fundações operem predominantemente em regime de pequenas deformações, isto é, em condições próximas ao comportamento linear elástico do sistema solo–estaca. Nesse regime, correspondente às cargas de serviço, os deslocamentos são limitados e não ocorre

plastificação significativa do maciço. Assim, análises baseadas na hipótese de comportamento linear elástico permitem compreender com maior clareza os mecanismos de redistribuição de tensões e transferência de carga ao longo do fuste.

Ferramentas numéricas baseadas no Método dos Elementos Finitos, como o software Plaxis 3D, permitem avaliar de forma detalhada a interação solo–estaca sob diferentes cenários de carregamento. O programa possibilita a modelagem tridimensional de problemas geotécnicos envolvendo interação solo–estrutura, incluindo diferentes modelos constitutivos e elementos estruturais para representação de fundações profundas. A formulação numérica e os recursos de modelagem são apresentados nos manuais técnicos da Bentley Systems (2017, 2018). Nesse contexto, a distribuição do esforço normal ao longo do eixo da estaca pode ser obtida por meio de estratégias de modelagem que utilizam elementos estruturais auxiliares, como um *dummy beam* coincidente com o eixo da estaca volumétrica.

Assim, este trabalho tem por objetivo analisar, em regime linear elástico, a influência de carregamentos superficiais na mobilização do atrito lateral em estacas isoladas. Para isso, são realizadas simulações tridimensionais no software Plaxis 3D considerando diferentes relações de esbeltez da estaca, valores de rigidez relativa solo–estaca, intensidades de carregamento superficial e extensões radiais da área carregada, buscando compreender como esses fatores influenciam a redistribuição de esforços ao longo do fuste e os recalques no topo da estaca.

2 METODOLOGIA

A investigação foi conduzida por meio de simulações numéricas tridimensionais no software Plaxis 3D, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) para representar a interação entre o solo e uma estaca isolada submetida a carregamentos axial e superficial. O domínio de análise foi definido com dimensões laterais e verticais iguais a quatro vezes o comprimento da estaca L, de modo a minimizar a influência das fronteiras nas respostas de interesse. O solo foi modelado como meio contínuo tridimensional, discretizado por elementos tetraédricos de 10 nós, com refinamento progressivo na vizinhança da estaca e das regiões de aplicação de carregamento, e malha mais grosseira nas zonas periféricas. A Figura 1 evidencia a malha adotada e a metodologia de refinamento.

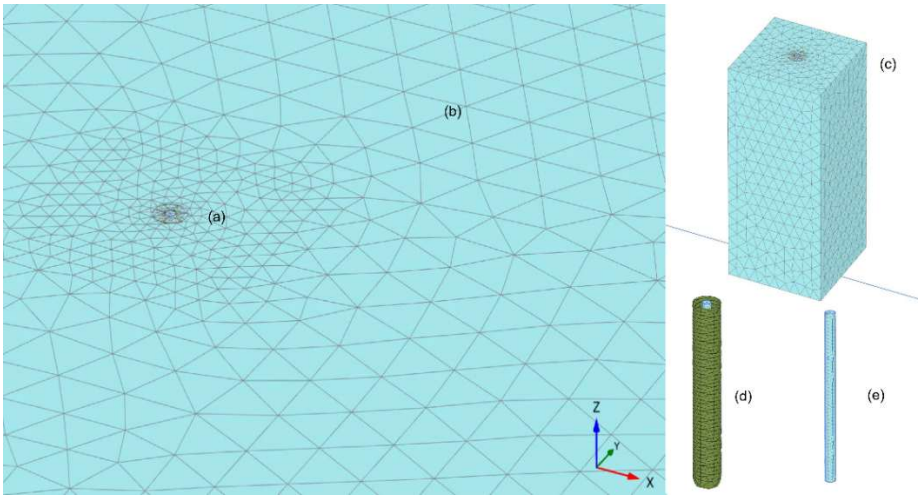


Figura 1. Malha de elementos finitos adotada na modelagem numérica. (a) região de refinamento da malha na vizinhança da estaca; (b) região externa do domínio com malha mais grosseira; (c) domínio tridimensional do solo evidenciando a distribuição do refinamento; (d) estaca envolvida por elementos de interface representando a interação solo–estaca; (e) estaca modelada como elemento volumétrico.

A estaca foi representada por um elemento volumétrico tridimensional, com diâmetro $D = 0{,}40$ m e relações de esbeltez L/D = 10, 25 e 50. As propriedades mecânicas da estaca foram mantidas constantes ao longo das simulações, adotando-se módulo de elasticidade $E_p = 20$ GPa, peso específico de $25\ \mathrm{kN/m^3}$ e coeficiente de Poisson igual a 0,20. A interação solo–estaca foi modelada por meio de elementos de interface

ao longo do fuste, adotando-se fator de redução de resistência $R_{inter} = 1{,}0$, de modo a representar aderência plena entre os materiais no regime de pequenas deformações.
O solo foi representado como meio homogêneo, isotrópico e linear elástico, permitindo avaliar de forma paramétrica a influência da rigidez relativa solo–estaca. Foram considerados três valores de módulo de elasticidade do solo E_s, resultando em diferentes relações de rigidez relativa K (equação 1) conforme apresentado na Tabela 4.

$$K = E_p/E_s \tag{1}$$

A obtenção do esforço normal ao longo do eixo da estaca, denotado por N, foi realizada com o apoio de um elemento estrutural auxiliar do tipo *dummy beam*, coincidente com o eixo longitudinal da estaca e inserido no interior do elemento volumétrico. Esse elemento foi utilizado exclusivamente para a leitura dos esforços internos ao longo da profundidade, sendo posteriormente aplicada uma correção por fator de proporcionalidade para representar adequadamente a rigidez axial da estaca.

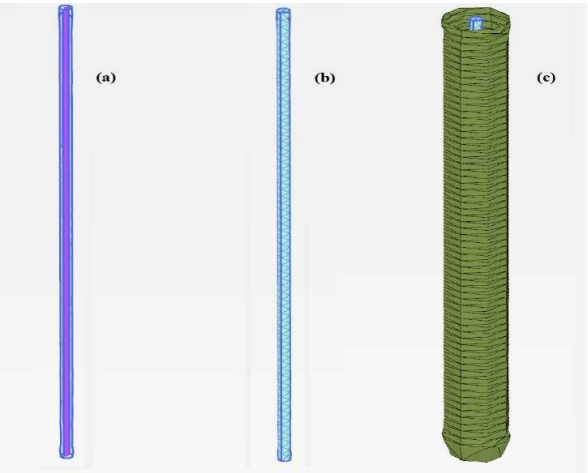


Figura 2. Estratégia de modelagem adotada para obtenção do esforço normal ao longo do eixo da estaca utilizando elemento auxiliar (*dummy beam*). (a) elemento *embedded beam* com propriedades geométricas equivalentes às da estaca volumétrica e módulo de elasticidade reduzido para 1% do módulo do material da estaca; (b) estaca modelada como elemento volumétrico contendo o *dummy beam* coincidente com seu eixo longitudinal; (c) modelo completo contendo estaca volumétrica, *dummy beam* interno e elementos de interface ao longo do fuste.

A análise baseou-se na avaliação da distribuição do esforço normal N ao longo da profundidade absoluta z (negativa para baixo) e em termos de profundidade normalizada z/L. A metodologia se dividiu em três etapas: Na primeira, fixou-se a carga axial P no valor de 500 kN, e variou-se o carregamento σ na superfície, conforme Tabela 1. Na segunda, os carregamentos foram aplicados por meio de carga axial P na cabeça da estaca e tensão superficial σ aplicada em uma coroa circular concêntrica à estaca, com raio interno R_i = D/2, e raio externo R_e variável. Essa configuração foi adotada para representar o efeito dos carregamentos superficiais aplicados nas proximidades da fundação, permitindo avaliar a influência da extensão radial da área carregada na redistribuição de esforços ao longo do fuste. Em ambos os casos, a estaca simulada possuía L=10 m, isto é, L/D=25, e K=1000.

A extensão radial do carregamento superficial foi variada no intervalo de D/2 < R < 50D, conforme Tabela 2, mantendo-se constante a intensidade da tensão aplicada, no valor de 500 kPa, bem como a carga axial, na magnitude de 500 kN. Essa abordagem permitiu investigar a profundidade característica de influência do carregamento superficial sobre a transferência de carga ao longo da estaca.

Tabela 1. Variação da intensidade do carregamento superficial na primeira etapa de análise.

σ (kPa)
0; 100; 200; 300; 400; 500

Tabela 2. Variação do raio externo do carregamento superficial na segunda etapa de análise.

R_e
D = 0,40 m
3D = 1,20 m
10D = 4,00 m
20D = 8,00 m
50D = 20,00 m

A Figura 3 ilustra as configurações adotadas de carregamento e geometria.

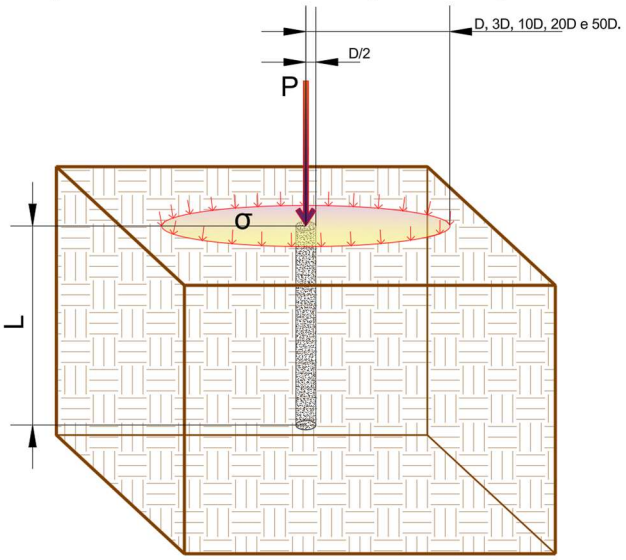


Figura 3. Configuração de carregamento e geometria adotada.

Em todas as etapas, antes da aplicação dos carregamentos estruturais, foi executada uma fase geostática no modelo numérico, com o objetivo de estabelecer o estado inicial de tensões no maciço. Os deslocamentos associados a essa etapa foram posteriormente desconsiderados na avaliação dos recalques, garantindo que os resultados apresentados correspondam apenas aos efeitos dos carregamentos aplicados.

Já na terceira etapa, foram variados os parâmetros L e E_s, conforme Tabela 3 e Tabela 4.

Tabela 3. Geometrias adotadas para estaca.

Parâmetro	$L/D = 10$	$L/D = 25$	$L/D = 50$
D (m)	0,40	0,40	0,40
L (m)	4	10	20

Tabela 4. Módulo de Elasticidade do solo e rigidez relativa.

E_s (MPa)	$K=Ep/Es$
10	2000
20	1000
40	500

Nesta última etapa, inicialmente, fixou-se L/D nos três valores da Tabela 3, e variou-se o valor de K conforme Tabela 4 e os carregamentos P e σ, nas magnitudes de 0 e 100 kN e de 0 e 500 kPa, respectivamente. A extensão da carga superficial foi fixada em 3D. Os resultados foram expressos em gráficos de Esforço normal x Profundidade. Por fim, variou-se L/D e fixou-se K, considerando P=100 kN e σ=500 kPa. Os resultados foram expressos em Esforço normal x Profundidade normalizada (z/L), para que fosse possível comparar a normal no eixo de estacas com diferentes comprimentos relativos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nas simulações realizadas em regime linear elástico, identificou-se a presença de uma zona superficial de arraste, caracterizada pelo aumento do esforço normal N ao longo do trecho inicial do fuste. Esse comportamento está associado ao recalque relativo do solo adjacente à estaca quando submetido a carregamento superficial, o que induz deslocamentos verticais descendentes no maciço superiores aos deslocamentos da própria estaca nas regiões rasas. Como consequência, mobilizam-se esforços de atrito dirigidos para baixo ao longo da interface solo–estaca, provocando incremento do esforço normal transmitido ao longo da profundidade inicial do fuste.

A Figura 4 apresenta os resultados de esforço normal no eixo da estaca pela profundidade para o caso em que se fixou a carga axial e se variou a carga superficial, mantendo-se a extensão em 3D. Para uma carga axial fixa de P = 500 kN, o aumento da tensão superficial σ no intervalo de 0 a 500 kPa resultou em incrementos proporcionais de N para uma mesma profundidade, com variações constantes entre níveis consecutivos de carregamento superficial. A Tabela 4 comprova essa relação. Esse comportamento confirma que, em regime linear elástico, o carregamento superficial atua como um incremento sistemático no campo de tensões do maciço, refletindo-se diretamente na redistribuição de esforços ao longo da estaca. Observou-se que a profundidade de transição entre a zona de arraste e a região onde passa a predominar a dissipação do esforço por atrito lateral ocorre aproximadamente em z/D ≈ -5,5 para L/D = 25 e σ até 500 kPa. Além disso, verificou-se que a extensão dessa zona aumenta à medida que cresce a extensão radial da área carregada *R*, conforme pode-se observar na Figura 5.

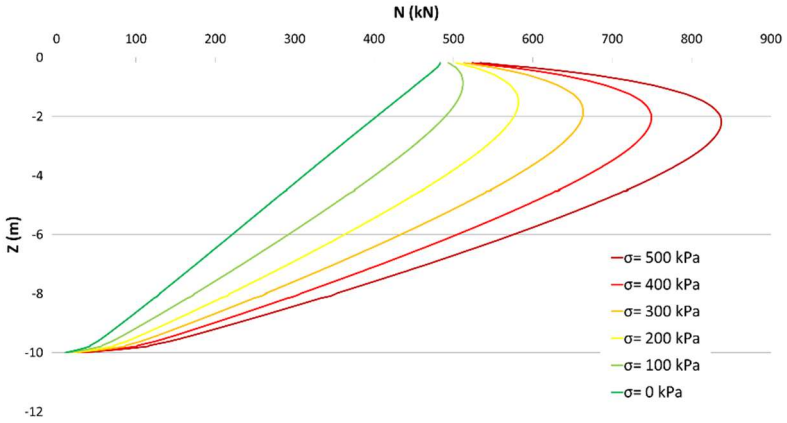


Figura 4. Esforço normal aferido no eixo da estaca x Profundidade para diferentes magnitudes de carregamentos superficiais. Carga axial constante e igual a 500 kN, extensão da carga superficial de 3D.

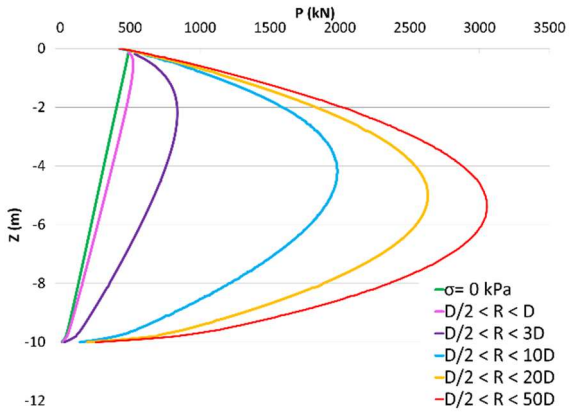


Figura 5. Esforço normal aferido no eixo da estaca x Profundidade para diferentes extensões de carregamento superficial.

Tabela 4. Variação constante de esforço normal para diferentes profundidades e carregamentos superficiais.

Esforço normal no eixo da estaca N(z)						
z (m)	**σ=0 kPa**	**σ=100 kPa**	**σ=200 kPa**	**σ=300 kPa**	**σ=400 kPa**	**σ=500 kPa**
	N_0	**N_1**	**N_2**	**N_3**	**N_4**	**N_5**
-1.98	404.39	490.77	577.15	663.54	749.92	836.30
-4.02	310.67	399.66	488.64	577.63	666.61	755.60
-6.00	220.69	291.40	362.11	432.82	503.53	574.23
-7.99	149.83	200.94	252.06	303.17	354.29	405.41
-10.00	14.37	19.51	24.65	29.79	34.92	40.06
Incrementos do esforço normal ΔN						
z (m)	**N_1-N_0**	**N_2-N_1**	**N_3-N_2**	**N_4-N_3**	**N_5-N_4**	
-1.98	86.38	86.38	86.38	86.38	86.38	
-4.02	88.98	88.98	88.98	88.98	88.98	
-6.00	70.71	70.71	70.71	70.71	70.71	
-7.99	51.12	51.12	51.12	51.12	51.12	
-10.00	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	

Constata-se, pelas Figuras 6 a 8, que a influência da rigidez relativa solo–estaca K e da esbeltez da estaca L/D mostrou-se mais pronunciada em estacas mais profundas. Para L/D = 10, as curvas N(z) apresentaram baixa sensibilidade a variações de K, indicando que a transferência de carga ocorre predominantemente nas regiões mais rasas do fuste. Por outro lado, para L/D = 50, observou-se maior carga remanescente ao longo do fuste em profundidades próximas à ponta em solos menos rígidos (menores valores de K), indicando menor mobilização de atrito lateral nessas condições.

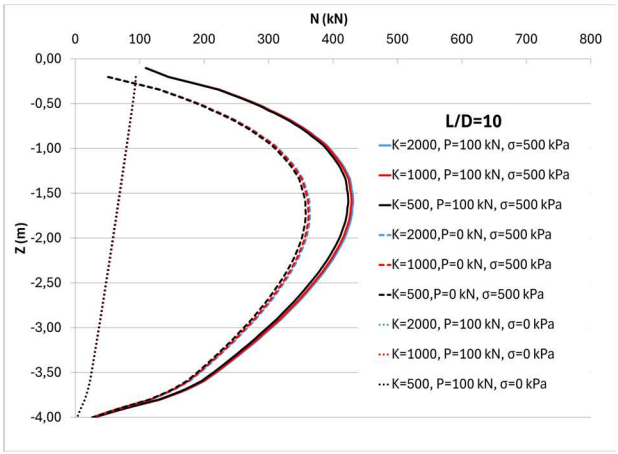


Figura 6. Esforço normal aferido no eixo da estaca x Profundidade para P= 0 e 100 kN, σ=0 e 500 kPa, K=500, 1000 e 2000 e L/D=10.

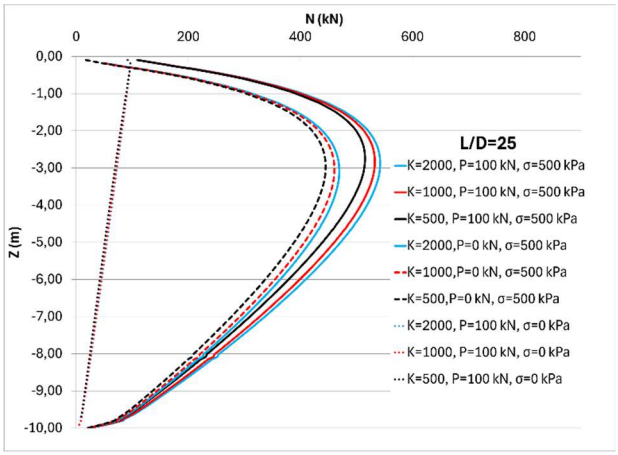


Figura 7. Esforço normal aferido no eixo da estaca x Profundidade para P= 0 e 100 kN, σ=0 e 500 kPa, K=500, 1000 e 2000 e L/D=25.

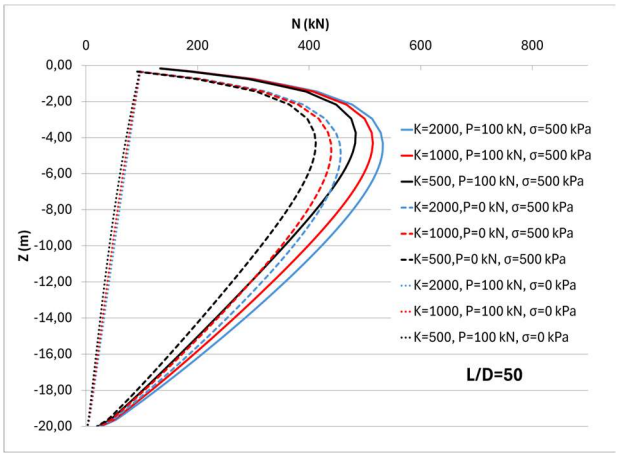


Figura 8. Esforço normal aferido no eixo da estaca x Profundidade para P= 0 e 100 kN, σ=0 e 500 kPa, K=500, 1000 e 2000 e L/D=50.

Quando os resultados são analisados em termos de profundidade normalizada z/L, através das Figuras 9 a 11, observa-se que estacas mais esbeltas apresentam dissipação mais progressiva da carga ao longo do fuste. Nessas condições, o ponto de máximo esforço normal ocorre em posição relativamente mais rasa para estacas mais longas, aproximadamente em z/L ≈ -0,20, enquanto para estacas curtas (L/D = 10) esse ponto ocorre em torno de z/L ≈ -0,40. Esse comportamento indica que a interação solo–estaca tende a concentrar maior parcela da transferência de carga nas regiões superiores do fuste à medida que a esbeltez da estaca aumenta.

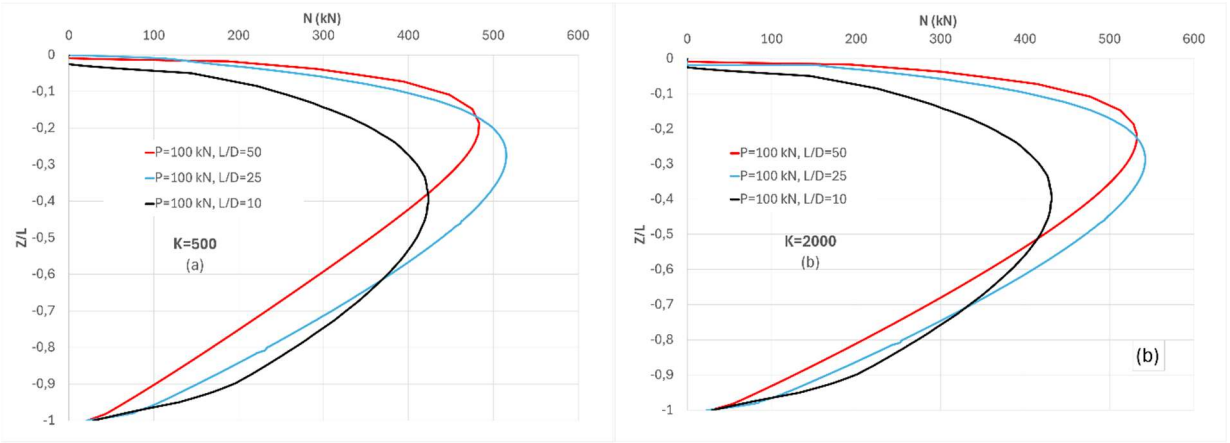


Figura 9. Esforço normal aferido no eixo da estaca x Profundidade normalizada, para P=100 kN, σ=500 kPa, L/D=10, 25 e 50 (a) K=500; (b) K=2000.

De forma geral, os resultados indicam que o carregamento superficial modifica a redistribuição de esforços ao longo da estaca principalmente nas regiões rasas do maciço, gerando aumento do esforço normal ao longo do fuste inicial e alterando a profundidade característica de dissipação da carga. Esse efeito torna-se mais pronunciado em estacas curtas e em solos menos rígidos, enquanto estacas mais esbeltas apresentam comportamento menos sensível à presença de carregamentos aplicados na superfície.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As simulações numéricas realizadas em regime linear elástico permitiram avaliar de forma sistemática a influência de carregamentos superficiais na redistribuição de esforços ao longo do fuste de estacas isoladas. Os resultados indicaram que a aplicação de carregamento superficial nas proximidades da estaca induz a formação de uma zona superficial de arraste, caracterizada pelo aumento do esforço normal ao longo do trecho

inicial do fuste. Esse comportamento está associado ao recalque relativo do solo adjacente à estaca, que passa a se deslocar verticalmente de forma mais intensa do que o elemento estrutural nas regiões rasas do maciço, mobilizando esforços de atrito dirigidos para baixo na interface solo–estaca.

Observou-se que, em regime linear elástico, o aumento da tensão superficial produz incrementos praticamente proporcionais do esforço normal ao longo da profundidade da estaca, indicando comportamento compatível com a superposição dos campos de tensões gerados pelo carregamento axial e pelo carregamento aplicado na superfície do terreno.

A extensão radial da área carregada mostrou influência direta na profundidade de atuação desse fenômeno. À medida que o raio da região carregada aumenta, a zona de arraste tende a se aprofundar, ampliando o trecho do fuste no qual ocorre incremento do esforço normal.

Os resultados também evidenciaram que a esbeltez da estaca exerce papel relevante na redistribuição de esforços. Estacas mais curtas apresentaram maior concentração de esforços nas regiões rasas do fuste e maior sensibilidade à presença de carregamentos superficiais. Por outro lado, estacas mais esbeltas mostraram dissipação mais progressiva da carga ao longo da profundidade e menor influência relativa do carregamento aplicado na superfície.

A rigidez relativa solo–estaca também se mostrou um parâmetro importante. Solos menos rígidos apresentaram maior parcela de carga transmitida a maiores profundidades do fuste, indicando menor mobilização de atrito lateral nas regiões superiores. Em solos mais rígidos, por sua vez, observou-se dissipação mais eficiente da carga ao longo do fuste.

De modo geral, os resultados indicam que carregamentos superficiais podem modificar de forma significativa o mecanismo de transferência de carga em estacas isoladas, mesmo em condições representativas do regime de serviço das fundações profundas. Assim, a consideração explícita desses carregamentos em análises numéricas pode contribuir para avaliações mais consistentes da redistribuição de esforços e dos deslocamentos associados ao comportamento do sistema solo–estaca.

AGRADECIMENTOS

Ao Projeto de Pesquisa e Desenvolvimento (P&D), intitulado “Modelagem em Diversas Escalas da Geração de Sedimentos em Erosões e o Aporte em Reservatórios de UHEs”, P&D ANEEL Sedimentos, código ANEEL PD.0394-1705/2017.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDEL-AZIM, M.; EL-SHERBINY, R.; ABOU-KHALIL, A. (2020). *Behavior of piles subjected to surcharge loading in deep soft soils*. Geotechnical and Geological Engineering.

BENTLEY SYSTEMS (2017). *PLAXIS 3D Reference Manual.* Bentley Systems.

BENTLEY SYSTEMS (2018). *PLAXIS 3D Material Models Manual*. Bentley Systems.

KATZENBACH, R.; ARSLAN, U.; MOORMANN, C. (1998). *Piled raft foundation systems. In: International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering*. Darmstadt.

KATZENBACH, R.; ARSLAN, U.; MOORMANN, C. (2000). *Piled raft foundations: interaction between piles and raft.* In: International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering. Darmstadt.

LI, X.; ZHANG, Y.; SUN, J. (2019). *Influence of surcharge load on adjacent pile foundations.* Geotechnical and Geological Engineering.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/75

Interação Solo-Estrutura em Projetos de Fundação Apoiada Sobre Colunas de Brita: Estudo de Caso de Tanques de Etanol.

Fabio Marinho da Silva
Gerente de Engenharia, JETbr, Belo Horizonte, Brasil, fsilva@jetbr.eng.br

Nuno Alexandre Braz da Silva
Diretor de Engenharia, JETbr, Lisboa, Portugal, nsilva@jetsj.com

Anderson Dantas de Morais
Engenheiro Estrutural, JETbr, Natal, Brasil, amorais@jetbr.eng.br

Lisandra Oliveira Vieira
Assistente de Engenharia, JETbr, Viçosa, Brasil, loliveira@jetbr.eng.br

Fabio de Paiva Brumano
Gerente Técnico, TECNOGEO, São Paulo, Brasil, fabio.brumano@tecnogeo.com.br

RESUMO: Integrar a resposta mecânica do solo ao comportamento de estruturas de concreto armado é um desafio recorrente no projeto de fundações de grandes tanques industriais. Este artigo apresenta uma metodologia de dimensionamento integrada, baseada na associação entre análise estrutural e modelagem estrutural-geotécnica tridimensional (3D) acoplada, aplicada à avaliação da resposta de fundações apoiadas em solo melhorado por colunas de brita executadas por vibro substituição. O estudo foi desenvolvido para tanques de armazenamento de etanol do complexo agroindustrial da FS Bioenergia, localizado em Campo Novo do Parecis (MT), região caracterizada pela presença de solos argilosos e siltosos de baixa resistência superficial, com valores de NSPT entre 2 e 4 nos primeiros 3 a 4 metros de profundidade, condição que inviabiliza o apoio direto das bases dos tanques sobre o terreno natural. A interação solo-estrutura foi analisada por meio de modelagem numérica no software PLAXIS 3D, utilizando o método dos elementos finitos para simular as etapas construtivas e o teste hidrostático dos tanques. Paralelamente, os recalques foram estimados pelo método analítico de Priebe, possibilitando a comparação entre as abordagens numérica e analítica. Os resultados indicaram que os recalques obtidos na modelagem tridimensional foram inferiores aos estimados pelo método analítico. A abordagem numérica proporcionou previsões mais realistas dos recalques de fundação, deformações e esforços estruturais, permitindo um dimensionamento mais otimizado.

PALAVRAS-CHAVE: Solo-Estrutura; Colunas de Brita; Modelagem Numérica; Fundações de tanques.

ABSTRACT: Integrating soil mechanical behavior with the structural response of reinforced concrete systems is a recurring challenge in the design of foundations for large industrial storage tanks. This paper presents an integrated design methodology combining structural analysis and coupled three-dimensional (3D) geotechnical–structural numerical modeling to evaluate foundations supported on ground improved with stone columns installed by vibro-replacement. The study was developed for storage tanks at the FS Bioenergia agroindustrial complex in Campo Novo do Parecis, Brazil. The site is characterized by soft clayey and silty soils with low bearing capacity, presenting SPT N-values ranging from 2 to 4 within the first 3 to 4 meters of depth, which makes direct support of tank foundations on natural ground unfeasible. Soil–structure interaction was evaluated through numerical modeling using the finite element software PLAXIS 3D, simulating both construction stages and hydrostatic testing of the tanks. Settlement estimates were also obtained using the analytical Priebe method, enabling comparison between numerical and analytical approaches. Results indicate that settlements predicted by the three-dimensional numerical model were lower than those estimated by the analytical method. The numerical approach provided more realistic predictions of foundation settlements, deformations, and structural forces, allowing a more efficient structural design.

KEYWORDS: Soil–Structure Interaction; Stone Columns; Numerical Modeling; Tank Foundations.

1 INTRODUÇÃO

A implantação de unidades industriais de grande porte em regiões com solos sedimentares de baixa capacidade de suporte exige soluções de fundação que conciliem segurança técnica e viabilidade econômica. Este trabalho aborda o projeto de melhoramento de solo para a fundação dos tanques de armazenamento da FS Bioenergia em Campo Novo do Parecis (MT), especificamente focado no Tanque de Etanol, uma estrutura metálica destinada ao armazenamento de etanol com capacidade de 10.000 m³.

O Tanque de Etanol possui um diâmetro de base de 25,35m e impõe uma carga total de trabalho de 20,22 ton/m². Devido à estratigrafia local, que apresenta camadas superficiais de solo mole, a solução adotada consistiu no reforço do terreno por meio de colunas de brita executadas por vibrossubstituição. O objetivo principal é o controle de recalques totais e diferenciais, garantindo que a laje de concreto armado de fundo e a viga perimetral operem dentro dos limites de serviço e segurança.

2 CONDICIONANTES DE PROJETO

2.1 Contexto Geológico-Geotécnico

O subsolo da região de Campo Novo do Parecis é composto predominantemente por argila siltosa e silte argiloso. As investigações geotécnicas (Figura 1) revelaram um perfil crítico, relativamente homogêneo, com aumento de resistência progressivo com a profundidade: os primeiros 5 a 6 metros apresentam Nspt variável entre 2 e 4 golpes, caracterizando um solo mole de alta compressibilidade (SAS1). O ganho de resistência é gradual, atingindo solos rígidos (NSPT>20) apenas em profundidades superiores a 25 metros (SAS4).

Prof (m)	SP-05	SP-06	SP-07	SP-08	SP-41	SP-46
1	2	2	2	2	2	2
2	2	2	2	2	2	2
3	2	2	3	2	1	3
4	3	2	4	2	2	4
5	4	4	4	6	2	4
6	4	4	7	4	4	5
7	7	5	6	5	5	6
8	8	6	7	9	8	5
9	8	6	9	9	7	7
10	9	7	10	8	8	8
11	9	8	10	11	9	9
12	11	9	8	13	9	9
13	11	8	10	13	10	10
14	12	9	11	13	11	11
15	12	10	12	14	12	13
16	14	10	11	14	13	11
17	14	11	13	15	14	13
18	16	13	13	18	15	14
19	18	13	14	18	16	13
20	17	14	14	19	16	15
21	19	14	14	19	16	15
22	20	15	15	17	18	15
23	19	14	16	16	16	16
24	21	15	17	18	19	17
25	23	17	18	19	19	18
26	30	17	18	21	18	19
27	19	22	25	26	20	20
28	19	19	23	22	20	22
29	21	21	25	25	23	23
30	22	24	27	24	23	24
31		27	25	25	27	26

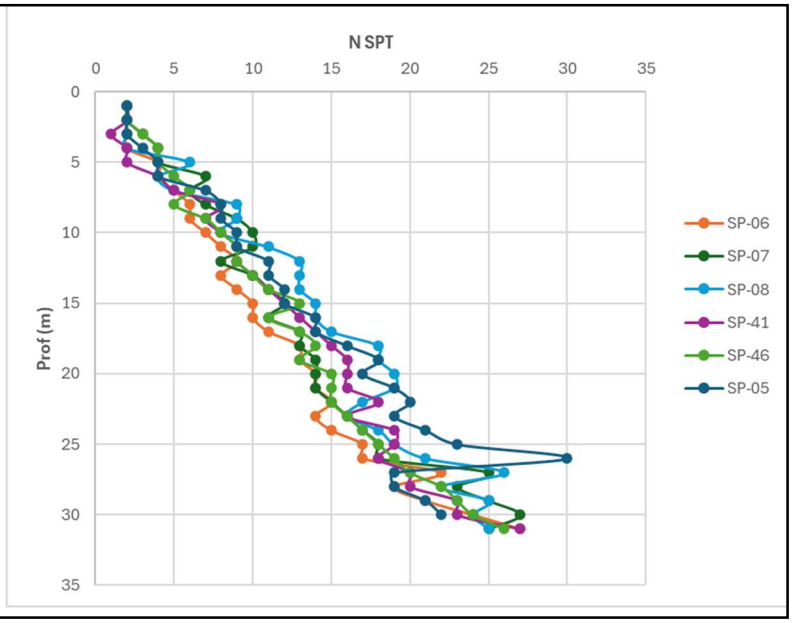


Figura 1 – Distribuição de valores de NSPT das sondagens realizadas na zona de implantação dos tanques.

Para o modelo tridimensional do Tanque de Etanol, a estratigrafia foi simplificada em cinco camadas principais, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Espessura das camadas de solo do modelo tridimensional típico.

Camada	Espessura (metros)
1 – Aterro	1,8
2 – SAS1	6

3 – SAS2	7
4- SAS3	13
5 – SAS4	6

2.2 Materiais

As propriedades dos materiais foram rigorosamente estabelecidas nos critérios de projeto para garantir a compatibilidade com o modelo de interação solo-estrutura:

(i) Aterro Compactado: O projeto definiu o uso de solo de 1ª categoria, predominantemente argiloso ou siltoso, com índice de plasticidade IP < 15. Ensaios de laboratório validaram parâmetros de densidade seca máxima de 1,572 g/cm³ e CBR de 12,4%.

(ii) Colunas de Brita: Foram especificadas colunas executadas com brita nº 2. Os parâmetros mecânicos definidos para o material incluíram ângulo de atrito de 40º, coesão nula e um módulo de deformabilidade (E') de 100 MPa.

(iii) Estrutura de Concreto: Para a laje e a viga perimetral, o projeto estabeleceu concreto classe C30 e aço CA-50. Devido ao ambiente industrial, definiu-se a classe de agressividade ambiental CAA III, com abertura de fissuras limitada a W_k< 0,3mm.

2.3 Carga de Projeto

Conforme as definições de projeto fornecidas, o dimensionamento do Tanque de Etanol baseou-se exclusivamente em duas cargas críticas:

(i) Carga Periférica: Valor de 23,54 kN/m, representando o peso próprio do casco metálico do tanque aplicado sobre o eixo da viga perimetral.

(ii) Carga de Enchimento (Etanol ou Água): Valor de 202 kN/m². Para simular o cenário mais severo (teste hidrostático e operação plena).

Tabela 2. Diâmetro da fundação e cargas atuantes referentes aos tanques de Etanol.

Tanque	Diâmetro (m)	Carga Periférica (kN/m)	Carga Enchimento (kN/m^2)
Etanol	25,35	23,54	202

3 MELHORAMENTO DE SOLO – COLUNAS DE BRITA

O projeto estabeleceu uma malha radial de colunas de brita sob a projeção do tanque (Figura 2 e Figura 3), garantindo também o alinhamento das colunas no raio mais externo da malha com a viga perimetral, visando a otimização da transferência de carga na periferia. Ao todo, foram projetadas 182 colunas com diâmetro nominal de 800 mm. O comprimento mínimo definido foi de 12 metros, garantindo o engastamento em solo com N_{SPT} >10. A malha radial resultou em uma taxa de substituição de solo de 18,12%.

Para viabilizar a transição entre o melhoramento de solo e a fundação, foram definidos os seguintes componentes e parâmetros de controle:

(i) Camada Granular de 30 cm (Aterro de Conquista): Construída sobre o topo das colunas, de modo a possibilitar o tráfego dos equipamentos de obra e atuar como dreno horizontal.

(ii) Geotêxtil Separador: Sobre a camada granular, especificou-se um geotêxtil bidirecional, com resistência nominal mínima à tração de 50 kN/m (T_N, min=50 kN/m). Sua função é impedir a migração de finos e manter a integridade mecânica do sistema.

(iii) Aterro de Regularização: Acima do geotêxtil, previu-se um aterro compactado (Proctor Intermediário GC > 98%) para atingir a cota de assentamento da laje de fundação

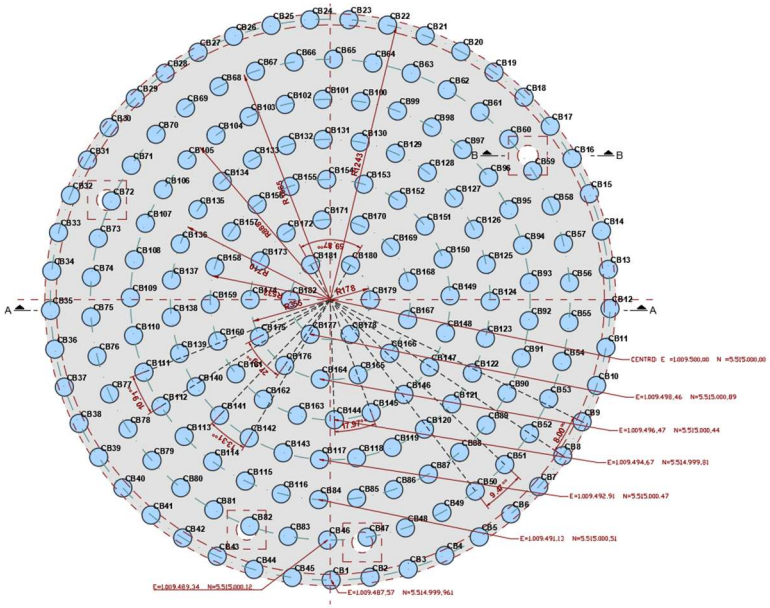


Figura 2. Malha de colunas de brita utilizada para o tanque de etanol.

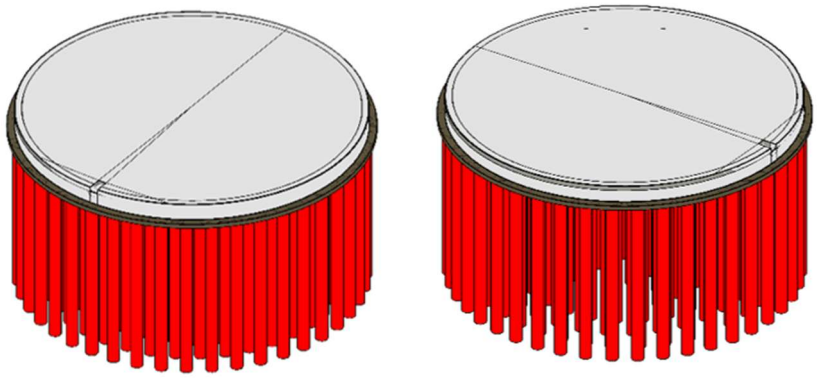


Figura 3. Vista Isométrica do modelo BIM desenvolvido

4 MODELAGEM NUMÉRICA

Esta seção detalha a modelagem numérica tridimensional desenvolvida para o tanque de etanol, utilizando o software PLAXIS 3D baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). O objetivo primário da análise foi realizar um estudo acoplado de Interação Solo-Estrutura (ISE), permitindo simular o comportamento do maciço reforçado com colunas de brita e a resposta estrutural da laje e viga perimetral sob as condições de carregamento operacional e de teste hidrostático.

4.1 Faseamento construtivo

A modelagem numérica permitiu representar as principais etapas executivas da obra, garantindo que o histórico de tensões e deformações fosse preservado ao longo do tempo. O faseamento adotado no modelo seguiu seis etapas críticas:

Tabela 3. Faseamento Construtivo simulado no modelo numérico

ID	Descrição
0	Fase inicial – Geração das tensões iniciais
1	Escavação e execução das colunas brita
2	Execução da Laje de Fundo do tanque
3	Execução das vigas periféricas do tanque
4	Enchimento do tanque (teste hidrostático)
5	Esvaziamento do tanque (teste hidrostático)

4.2 Modelo constitutivo dos materiais

Para representar o comportamento mecânico dos elementos que compõem o sistema, foram adotados modelos simplificados específicos:

(i) Modelo Mohr-Coulomb (Linear Elástico e Perfeitamente Plástico): Aplicado às camadas de solo natural e às colunas de brita. Este modelo considera a rigidez elástica inicial e o critério de ruptura por cisalhamento de Mohr-Coulomb. Nesse contexto, a principal limitação do modelo está relacionada ao uso de um módulo único para representar carregamento e descarregamento, gerando uma superestimação dos deslocamentos resultantes da expansão do solo no descarregamento.

(ii) Modelo Elástico Linear (Teoria da Elasticidade): Adotado para os elementos estruturais de concreto armado (laje de fundo e viga perimetral). A laje de fundo foi modelada como elemento de placa (teoria de placas planas) e a viga como elemento de barra com definição de inércia nas direções x, y e z.

(iii) Elementos de Geogrelha: Utilizados para simular o comportamento do geotêxtil StrataTex ST W5050, permitindo que o material resista apenas a esforços de tração e auxilie na redistribuição de cargas na interface com a camada granular.

Os parâmetros geotécnicos das camadas simuladas no modelo (Tabela) foram estimados a partir dos resultados de ensaios SPT, por meio de correlações consagradas na literatura técnica e da experiência da JETbr na caracterização desse tipo de material. Para o concreto da estrutura, adotou-se a classe C30, com peso específico de 25 kN/m³ e coeficiente de Poisson igual a 0,20. As colunas de brita foram modeladas considerando ângulo de atrito de 40° e módulo de deformabilidade (E') de 100 MPa.

Tabela 4. Parâmetros utilizados para as camadas de solo.

Camada	γ	ν	φ'_s	c'_s	E'
[-]	[kN/m²]	[-]	[º]	[kPa]	[Mpa]
1 – Aterro	18	0,33	29	5	40
2 – SAS1	15	0,33	22	0	4
3 – SAS2	16	0,33	26	2	15
4- SAS3	17	0,33	28	5	33
5 – SAS4	18	0,33	30	10	55

5 MÉTODO ANALÍTICO

O método de Priebe (1995) foi adotado para estimar os recalques considerando o comportamento elástico dos materiais e o conceito de célula unitária. A formulação baseia-se na teoria de Rankine e assume que a coluna está apoiada sobre uma camada rígida, admitindo-se que a falha ocorre por cisalhamento da coluna (expansão lateral) enquanto o solo ao redor reage elasticamente. O fator básico de melhoria (η_0), que representa a razão entre o recalque do solo natural e o solo reforçado, é calculado considerando o coeficiente de Poisson do solo igual a 0,33, pela seguinte expressão:

$$\eta_1 = 1 + \frac{1}{\frac{A}{A_{col}} + \Delta\frac{A}{A_{col}}} \times \left[\frac{1}{K_{a,col}\left(\frac{\frac{A}{A_{col}} + \Delta\frac{A}{A_{col}}}{\frac{A}{A_{col}} + \Delta\frac{A}{A_{col}} - 1} + \frac{1}{4} \right)} - 1 \right] \quad (1)$$

Onde A_{col}/A é a taxa de substituição de área e $K_{a,col}$ é o coeficiente de empuxo ativo da coluna. Para tornar a previsão mais realista, o método incorpora o fator de profundidade (f_d), que considera o aumento do confinamento lateral conforme a profundidade aumenta, reduzindo as deformações radiais e os recalques. O fator de profundidade e o fator de melhoria final (η_2) são dados por:

$$f_d = \frac{1}{1 - y\frac{\Sigma(\gamma_{sol} \cdot \Delta d)}{p}} \quad (2)$$

$$\eta_2 = f_d \cdot \eta_1 \quad (3)$$

Sendo o fator de influência obtido por ábacos, γ_{sol} o peso específico do solo e "p" a carga aplicada.

6 RESULTADOS

6.1 Método Numérico

A modelagem tridimensional via PLAXIS 3D simulou a Interação Solo-Estrutura (ISE) durante o teste hidrostático (carregamento e descarregamento). Na fase de enchimento pleno (Fase 4 - ver Figura 4), o recalque máximo no centro do tanque de etanol foi de -252 mm. Na periferia (Figura 6), os recalques foram uniformes, variando entre 233 mm e 234 mm. Após o esvaziamento (Fase 5 – ver Figura *5* e Figura 7), observou-se um recalque residual de 110 mm no centro e 86 mm na periferia.

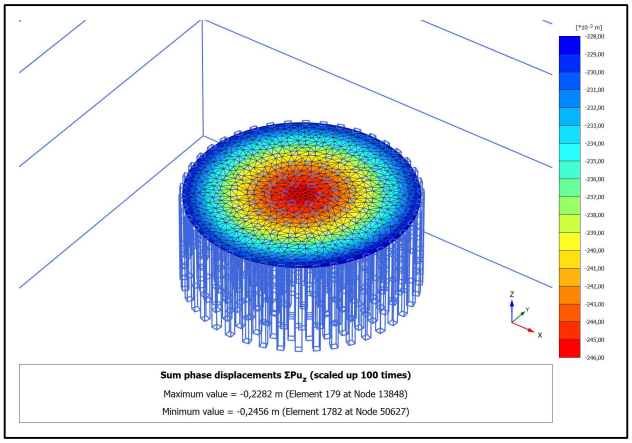


Figura 4. Deslocamentos verticais da laje – Fase 4 [$u_{z,\,mín}$ = -246 | $u_{z,máx}$ = -229 mm | $\Delta u_{z,máx}$ = 17 mm].

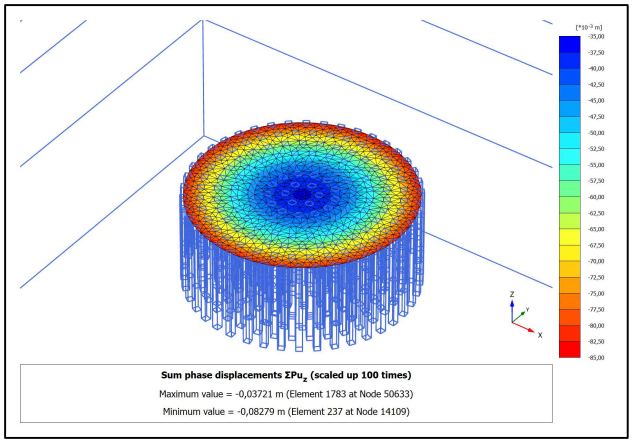


Figura 5. Deslocamentos verticais da laje – Fase 5 [$u_{z,\,mín}$ = -83 mm | $u_{z,máx}$ = -37mm | $\Delta u_{z,máx}$ = 46 mm].

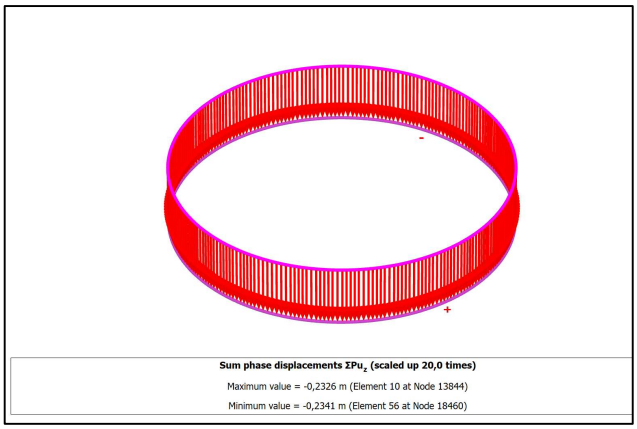


Figura 6. Deslocamento vertical na periferia da base do tanque – Fase 4 [$u_{z,mín}$ = -234mm | $u_{z,máx}$ = -233mm | $\Delta u_{z,máx}$ = 1mm].

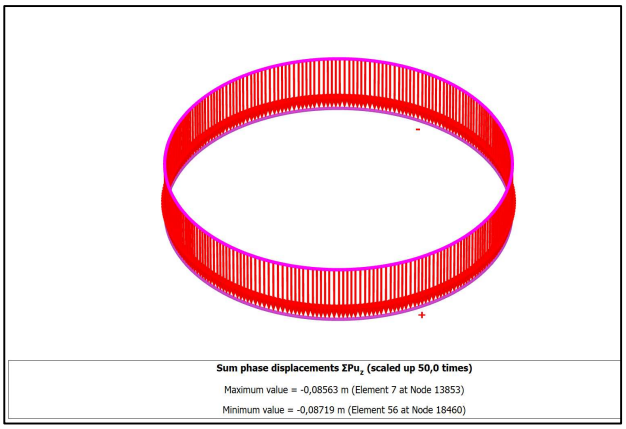


Figura 7. Deslocamento vertical na periferia da base do tanque – Fase 5 [$u_{z,mín}$ = -87mm | $u_{z,máx}$ = -86mm | $\Delta u_{z,máx}$ = 1mm]

A segurança do sistema no estado limite de serviço é confirmada pela Tabela 5, que demonstra que todos os valores obtidos estão abaixo dos limites da Norma Petrobras N270, referência para esse tipo de estrutura:

Tabela 5. Verificação ao Estado Limite de Serviço/Uitlização (Norma Petrobras N270).

Descrição	Critério	Resultado obtido
Recalque absoluto em qualquer ponto da periferia durante o teste hidrostático	uz ≤ 300mm	234 mm
Recalque diferencial entre dois pontos da periferia durante o teste hidrostático	Δ uz ≤ 38mm ao longo de 900mm	1,1 mm
Recalque diferencial entre dois quaisquer pontos da periferia durante o teste hidrostático	Δ uz ≤ 50mm	1,51 mm
Recalque diferencial entre um qualquer ponto da periferia e um ponto interno a 1150mm ao longo do raio após o teste hidrostático	Δ uz ≤ 70mm	20 mm
Recalque diferencial entre um qualquer ponto da periferia e o centro do tanque durante o teste hidrostático	Δ uz ≤ 100mm	17 mm

6.2 Método Analítico

O Método de Priebe (1995) estimou o efeito do reforço através de fatores de melhoria baseados na taxa de substituição de 18,12%. Para o carregamento infinito, a estimativa indicou uma redução de recalque de 508,0 mm (solo natural) para 297,5 mm (solo melhorado).

7 CONCLUSÕES

A solução de reforço das fundações para o Tanque de Etanol objeto deste estudo, baseada na execução de colunas de brita por vibro substituição, mostrou-se tecnicamente adequada frente às características geotécnicas locais da planta de Campo Novo do Parecis (MT). Com base nos estudos realizados, estabelecem-se as seguintes conclusões:

A modelagem tridimensional via software PLAXIS 3D comprovou o pleno atendimento dos estados limites de serviço (ELS) e estados limites últimos (ELU) da estrutura, apresentando recalques totais de -252 mm no centro e -234 mm na periferia durante a fase de enchimento. O recalque diferencial verificado de 20

mm atende confortavelmente ao limite de 100 mm da norma Petrobras N270 (PETROBRAS, 2020), enquanto os esforços estruturais calculados, como o momento fletor de -93,08 kN.m/m na laje e de 1.191,13 kN.m na viga, validaram o dimensionamento de armaduras realizado.

A aplicação do método de Priebe (1995) quantificou uma redução superior a 40% nos recalques totais, reduzindo a estimativa analítica de 508,0 mm no solo natural para 297,5 mm com o uso das colunas de brita, na taxa de substituição de 18,12%.

Ao confrontar as metodologias, a análise numérica tridimensional, mesmo com modelos constitutivos simplificados, consolidou vantagem ao registrar um recalque máximo 15% inferior à estimativa obtida pelo método analítico de Priebe (252 mm contra 297,5 mm). Essa divergência fundamental decorre da capacidade do modelo numérico em simular o acoplamento real da Interação Solo-Estrutura (ISE), integrando a rigidez da laje e da viga perimetral ao comportamento do maciço reforçado com colunas de brita discretizadas, superando as limitações do método analítico que se baseia na hipótese simplificadora de carga infinita e no tratamento do solo reforçado como um elemento unitário sem a discretização individual das colunas. Como diferencial, a abordagem numérica 3D fornece o mapeamento completo da distribuição de recalques ao longo de toda a projeção da fundação, garantindo uma análise mais realista do comportamento mecânico sistema.

Em suma, os menores valores de recalque verificados na análise numérica fornecem indícios de que a Interação Solo-Estrutura (ISE) pode otimizar os dimensionamentos para o estudo de caso em questão, permitindo ainda a otimização de dimensionamentos estruturais, como taxas de armadura,e geotécnicos, como taxa de substituição de solo, reduzindo custos e aumentando a confiabilidade global do projeto.

Por fim, destaca-se que os testes hidrostáticos conduzidos após a implantação dos tanques, resultaram em valores de recalque ainda inferiores aos estimados no modelo 3D. O uso de modelos constitutivos elastoplásticos mais avançados, nos casos em que há dados de ensaios adequados para a obtenção dos parâmetros geomecânicos desses modelos, tendem a permitir uma otimização ainda maior das taxas de substituição empregadas nesse tipo de solução, aproximando os recalques estimados numéricamente àqueles obtidos nos testes hidrostáticos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR 6118:2023 .*Projeto de estruturas de concreto procedimento.* Rio de Janeiro.

PETROBRAS. N-270 (2020). Projeto de tanque de armazenamento atmosférico. Rio de Janeiro: Petrobras, rev. G, jul. 2020.

Priebe, H. J. (1995) The design of vibro replacement. Ground Engineering, v. 28, n. 10, p. 31–37, 1995.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/76

Método para Determinação do Coeficiente de Recalque Horizontal Aplicado a Estacas Isoladas Carregadas Lateralmente

Henrique Dinis
Professor Pesquisador, Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, Brasil, henrique.dinis@mackenzie.br

RESUMO: A determinação do Coeficiente de Recalque Horizontal, quando aplicado a estacas isoladas, apresenta muitas variáveis, algumas delas de difícil avaliação. A maior dificuldade refere-se ao fato de que uma estaca, quando submetida a carregamentos horizontais, não apresenta uniformidade nos recalques ao longo da profundidade, especialmente, quando flexível. Por outro lado, para recalques verticais em placas rígidas, sua resolução leva a equações lineares simples, que consideram como variáveis: a forma e dimensões da placa; as propriedades do solo, para carregamentos uniformemente distribuídos. Como proposta para determinação do coeficiente de recalque horizontal, o presente método tem como base a expressão obtida por Schliecher (1926), para determinação de recalques verticais, se procedendo a adaptações para sua ulilização quanto a recalques horizontais, quando aplicada a estacas isoladas. Dentre as adaptações, propõe-se, em especial, um fator corretivo para prever a anisotropia do solo com a profundidade, como também, critério específico para avaliação do fator de forma, propondo uma placa equivalente à superfície de projeção da estaca, obtida a partir de séries de processamentos efetuados pelo Método do Elementos Finitos unidimensional, aplicado a uma estaca isolada, quando carregada por uma força horizontal agindo no topo. Como resultado, o trabalho apresenta o desenvolvimento teórico e analítico para embasamento do método proposto, evidenciando as formulações obtidas a serem utilizadas para a determinação do Coeficiente de Recalque Horizontal. Demonstra, por meio de aplicação do método, um caso com desenvolvimento analítico para determinação do Coeficiente de Recalque Horizontal.

PALAVRAS-CHAVE: Coeficiente de Recalque Horizontal, Estacas Carregadas Lateralmente, Estacas Isoladas, Recalques Horizontais em Estacas.

ABSTRACT: The determination of the Horizontal Settlement Coefficient, when applied to isolated piles, presents many variables, some of them difficult to evaluate. The greatest difficulty refers to the fact that a pile, when subjected to horizontal loading, does not present uniformity in settlements along the depth, especially when flexible. On the other hand, for vertical settlements in rigid plates, their resolution leads to simple linear equations, which are considered as variables: the shape and dimensions of the plate; soil properties, for evenly distributed loads. As a proposal for determining the horizontal settlement coefficient, the present method is based on the expression obtained by Schliecher (1926), for the determination of vertical settlements, proceeding to adaptations for its use in relation to horizontal settlements, when applied to isolated piles. Among the adaptations, it is proposed, in particular, a corrective factor to predict the anisotropy of the soil with depth, as well as a specific criterion for the evaluation of the form factor, proposing a plate equivalent to the projection surface of the pile, obtained from series of processing carried out by the one-dimensional Finite Element Method, applied to an isolated pile, when charged by a horizontal force acting on top. As a result, the work presents theoretical and analytical development to support the proposed method, evidencing the formulations obtained to be used to determine the Horizontal Settlement Coefficient. It demonstrates, through the application of the method, a case with analytical development to determine the Horizontal Settlement Coefficient.

KEYWORDS: Horizontal Settlement Coefficient, Laterally Loaded Piles, Isolated Piles, Horizontal Settlements on Piles.

1 INTRODUÇÃO

As estacas, quando carregadas lateralmente, apresentam deslocamentos horizontais como resultado das próprias deflexões de sua linha elástica, pelo efeito de flexão, do solo, que como meio elástico envolvendo a estaca, reduz as deformações por flexão, proporcionando maior capacidade ao equilíbrio estático. Como decorrência, de modo favorável, obtém-se um nível de esforços à flexão e deformações, compatíveis à capacidade estrutural das estacas. A rigidez do solo, levada à dimensão linear, tem a conotação de módulo de deformação – m_h, de tal forma que corresponda à proporcionalidade entre as reações lineares do solo *qh*, com as deformações da estaca *y*, como se verifica pela expressão a seguir:

$$q_h = y.m_h \quad (1)$$

sendo:
q_h : reação linear ao longo do fuste da estaca;
y: respectiva deformação horizontal que acarretou na deação q_h;
m_h: módulo de proporcionalidade entre a reação e a deformação horizontal, sendo uma propriedade do solo.

O problema de uma estaca submetida a carga lateral envolve duas grandezas distintas, mas intrinsicamente interligadas, que são as deflexões da estaca e, concomitantemente, a cada profundidade, as deformações do solo. A partir da integração da equação da linha elástica de uma estaca confinada no solo, pode-se isolar uma constante, denominada de rigidez estaca-solo, utilizada para relacionar a rigidez relativa com que cada um desses elementos contribui na grandeza da rigidez conjunta entre a estaca e o solo. Para os solos coesivos pré-adensados e para as areias, apresenta-se expressões independentes, como a seguir:

Para argilas pré-adensadas (em adimensional):

$$R = \sqrt[4]{\frac{E.I}{K_{h,\lambda}.B}} \quad (2)$$

Para areias, siltes e argilas normalmente adensadas (em adimensional)

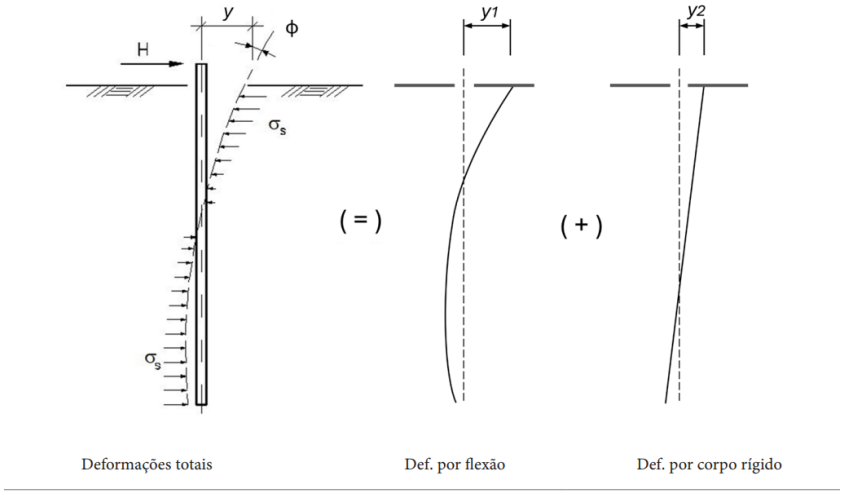
$$T = \sqrt[5]{\frac{E.I}{K_{h,\lambda}.B}} \quad (3)$$

Alguns autores buscaram estabelecer limites para a rigidez estaca-solo, estabelecendo intervalos para seus valores, em função do comportamento estrutural da estaca, identificando, como limite superior, o estado rígido de flexão; no inferior, o estado preponderante por flexão; e um estado intermediário, com características estruturais intermediárias de comportamento. Pesquisadores que desenvolveram métodos de resolução para o problema estaca-solo propuseram valores para esses limites razoavelmente semelhantes. Entre eles, destacam-se Matlock e Reese (1960) e Davisson (1970), cujas referências apresentam resultados consensuais, como a seguir:

$$\frac{\ell}{R \text{ ou } T} \leq 2 \text{ (rígida)} \quad (4)$$

$$\frac{\ell}{R \text{ ou } T} \geq 2 \text{ (flexível)} \quad (5)$$

Ao se enquadrar como rígida, há a tendência da estaca se comportar como um corpo rígido, apresentando unicamente deslocamentos no solo, como corpo rígido, sem que ocorram deflexões significativas da LE e como flexível, as deformações da LE preponderam em relação aos deslocamentos por corpo rígido, como se pode observar na Figura 1. No caso intermediário, o estado de deformações refere-se a uma composição de deslocamentos por corpo rígido e deflexões da LE.



$$y = y_1 + y_2$$

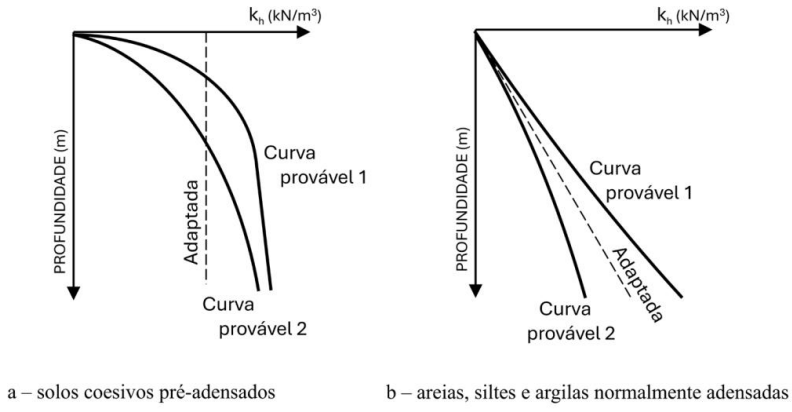
Figura 1. Esquemas de deformação da Linha Elástica.
Fonte: Dinis (2024)

2 COEFICIENTE DE RECALQUE HORIZONTAL (Kh)

Denomina-se coeficiente de recalque horizontal do solo *Kh* , teoricamente, o quociente entre a tensão horizontal σ_h aplicada ao solo por uma placa plana e rígida, e o deslocamento que essa tensão produz, *y*.

$$K_h = \frac{\sigma_h}{y} \tag{6}$$

Vários autores estudaram a variação de kh com a profundidade, muitos apresentando equações que indicam uma variação não linear. Matlock e Reese (1961), como Davisson e Gill (1963), apresentaram estudos para variação não linear e variações segundo a estratificação do solo. Há consenso em relação a uma variação mais acentuada junto à superfície, estabilizando-se ao longo da profundidade, para os solos coesivos, e uma tendência de linearidade, para os solos com predominância arenosa, ao longo de toda a profundidade. Na Figura 2, estão esquematizadas possibilidades para configuração de prováveis curvas de variação de K_h com a profundidade.



a – solos coesivos pré-adensados b – areias, siltes e argilas normalmente adensadas

Figura 2. Propostas para variação do K_h com a profundidade.
Fonte: DINIS (2024)

As argilas pré-adensadas apresentam um comportamento razoavelmente homogêneo por serem compressíveis e coesivas, não havendo variação significativa em relação à profundidade da camada em análise.

Junto à superfície, no entanto, pressões horizontais causam maiores deformações na massa de solo, sendo a curva mais ou menos acentuada em função da maior ou menor coesão do solo. As areias, no entanto, devido à alta porosidade e baixa compressibilidade, ou nenhuma, apresentam melhor estabilidade em sua estrutura granular, nas camadas mais profundas. Assim, quanto maior a profundidade, maior será sua capacidade de reação aos deslocamentos horizontais. No entanto, para grãos de areia de arestas pronunciadas e pouco resistentes, o aumento do deslocamento horizontal devido ao rearranjo das partículas, na profundidade, sofre maior efeito de rearranjo entre os grãos, tendendo a minimizar o acréscimo de rigidez com a profundidade, que as areias com grãos de arestas duras e arredondadas. Ver Figura 2.

Ao se trabalhar com métodos numéricos, expressar a variação de K_h com a profundidade por equações perde a finalidade, já que se pode admitir valores específicos e independentes para cada elemento estrutural em análise ao longo da profundidade. Assim, partindo-se de uma curva básica que represente o tipo de solo, os valores de K_h podem ser corrigidos em cada profundidade, utilizando correlações como: variação do SPT, ou propriedades específicas do solo em que a estaca atravessa, no caso de estratificações, como mostra a Figura 3.

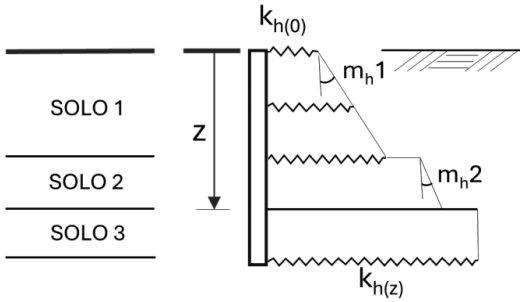


Figura 3. Esquema básico de variação de Kh com a profundidade em solos estratificados.

3 PROPOSTA DO MÉTODO PARA DETERMINAÇÃO DE Kh

Para determinação de K_h, pode-se valer de resultados obtidos em ensaios e provas de carga in loco, obtidos em pesquisas ou experimentos, que relacionam o módulo de elasticidade do solo Es à sua rigidez, mediante o resultado das deformações do elemento estrutural ensaiado.

Há também propostas por vários autores de correlações com o coeficiente de recalque vertical Kv, ou por meio de ensaios de caracterização de campo, como o SPT ou deep-sounding, por exemplo.

Analiticamente, a partir da equação básica da teoria da elasticidade, que considera a distribuição de tensões verticais na profundidade, decorrente de uma carga uniformemente distribuída, aplicada em uma placa rígida na superfície do solo, pode-se utilizar a expressão, como a exemplo, de Schliecher (1926), podendo-se admitir como expressão geral para determinação do recalque vertical ρ:

$$\rho = \sigma_v . I_F . B . \frac{(1 - \nu^2)}{Es} \qquad (7)$$

Sendo: I_F um fator de forma; B a menor largura da placa; Es o módulo de deformação do solo e ν, o coeficiente de Poisson.

Pode-se estabelecer uma correlação da equação (7) com o coeficiente de recalque horizontal K_h, como a seguir,
- Fazendo $\rho = y$; têm-se que $\sigma_v = \sigma_h$
Por sua vez, para:
$y = 1{,}0$; tem-se que $\sigma_h = K_h$.
Aplicando as relações anteriores em (7), tem-se a expressão para determinação do coeficiente de recalque horizontal K_h:

$$Kh = I_F . \frac{Es}{B . (1 - \nu^2)} \qquad (8)$$

Verifica-se, no entanto, que a expressão (7) tem aplicação para uma placa rígida, aplicada na superfície do solo, a partir de um carregamento uniformemente distribuído, ou seja, centrado.

No entanto, no caso do coeficiente de recalque horizontal Kh, para que a expressão (8) seja aplicada, torna-se requisito que o deslocamento da estaca seja horizontal e de mesma magnitude ao longo de toda a profundidade da estaca, o que somente ocorreria, caso as cargas horizontais fossem centradas ou uniformemente distribuídas, como também, que a estaca fosse rígida.

Para contornar os condicionantes acima, faz-se, então, uso de algumas considerações, para que, com razoável aproximação, se obtenha sua aplicabilidade.

Evidencia-se, tendo em vista os métodos analisados, uma lógica em adotar um fator redutivo na conversão de K_v para K_h , haja visto que o solo, quando submetido a pressões verticais, tende a consolidar os arranjos de acomodação das partículas sólidas, propiciando maior compactação. No entanto, pressões horizontais atuam no sentido de desarranjar a estrutura natural do solo, ao reagir no sentido contrário a este arranjo. Assim, há coerência em se adotar um fator redutivo ao correlacionar K_h com K_v, que poderia ser alegado à anisotropia natural do solo quanto à rigidez à compressão na direção horizontal, relativamente à vertical.

→ propõe-se, para a correlação entre K_v e K_h, inserir diretamente na formulação, um fator de redução, denominado fator de anisotropia (I_A).

→ para o fator de forma I_F, adotou-se uma grandeza equivalente λ, sendo $\lambda = 1/ I_F$.

→ convencionou-se denominar o coeficiente de recalque horizontal, ao ser definido a partir destas grandezas, de $K_{h,\Upsilon}$.

A expressão para determinação do coeficiente de recalque horizontal, fica definida como a seguir:

$$Kh = I_A . \frac{Es}{\lambda . \ (1 - \nu^2)} \qquad (9)$$

Sendo:

- ✓ $K_{h,\lambda}$ – coeficiente de recalque horizontal referindo-se à superfície de projeção da estaca.
- ✓ λ – grandeza dimensional relativa ao lado equivalente de uma placa de dimensão B x L, tendo como equivalência uma placa rígida quadrangular, com o lado referencial de 1,0 x 1,0 m de largura, com efeito na determinação da deformação ρ. ($\lambda = \sqrt{B.to.I_C}$)
- ✓ B. to – base de placa rígida estudada, com menor largura B e maior to.
- ✓ I_C – Fator de conformação aplicado a placa retangular de lados B *x* to, a considerar sua equivalência a uma placa quadrada, na propagação das tensões verticais no meio solo que causam a deformação ρ, com a conotação de fator de forma. Aplicar Tabela 1, a partir de to/ B
- ✓ I_A - fator de anisotropia relacionado ao comportamento diferenciado do módulo de compressão Es quanto à deformação segundo os planos vertical e horizontal, entre amostras ensaiadas.

Tabela 1 – Fatores de conformação I_C propostos para placas rígidas.

FORMA	**I_C**
Círculo	0,83
Retângulo (to/B)	
1,0	1,00
1,5	0,94
2,0	0,88
5	0,65
10	0,51
100	0,16

Fator de anisotropia I_A: Fator de correção do valor de Es, quando este é obtido por deformação vertical da amostra, corrigindo-se seu valor para o caso da deformabilidade horizontal. Na falta de valores experimentais, sugere-se admitir dois extremos e interpolar para solos intermediários, como a seguir:

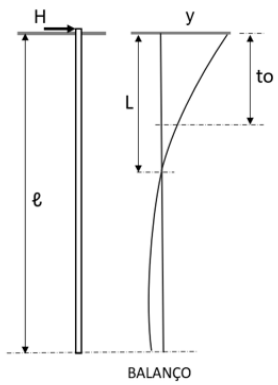
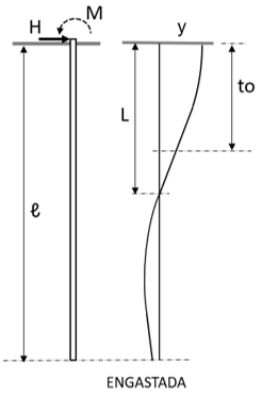
- Argilas rijas plásticas: I_A= 1,0*;
- Argilas arenosas/siltosas ou argilas pré-adensadas, que apresentem escamações e laminações no plano horizontal, com manifestação de deterioração de sua estrutura inicial de confinamento mediante compressão horizontal: I_A= 0,6*.

*Valores sugeridos sem demonstração experimental. → Interpolar em casos intermediários.

Fator de forma I_C: Fator de conformação geométrica, obtido na Tabela 1, em função da geometria de uma placa sob deslocamento, nesse caso, referindo-se à projeção horizontal da estaca que produz compressão no solo, de lados *B x L*, sendo *L = to*. Por correlação da teoria, *to* pode ser obtido pelo Quadro 1, sendo *to* o comprimento do trecho da estaca em profundidade, que reproduza tensões no solo que sejam representativas para determinar a deformação média horizontal.

Para a elaboração do Quadro 1, de valores de to, os valores sugeridos foram obtidos por interpretação de séries de processamentos pelo MEF, visando a determinação da deformada da LE de estacas de comprimento ℓ, inteiramente embutidas no solo. O Valor de L corresponde à profundidade em que ocorreu a inversão da LE. Assumiu-se to como sendo 0,7L, quando: ℓ / R1 ≥ 4; e 0.5L, quando ℓ / R1 < 4.

Quadro 1 – Valores dos comprimentos equivalentes to.

 BALANÇO	 ENGASTADA
para: ℓ / R1 ≥ 4 to = 1,7 . (1,4 R1) para: ℓ / R1 < 4 to = 0,5 . ℓ	para: ℓ / R1 ≥ 4 to = 2,2 . (1,4 R1) para: 2 ≤ ℓ / R1 < 4 to = 0,65 . ℓ para: ℓ / R1 ≤ 2 to = ℓ
* (1,4 R1) segundo Seção 12.3 ** $\left(R1 = \sqrt[4]{E.I/B\,.\,k_h1}\right)$; com: $k_h1 = \frac{1}{B}\cdot\frac{Es}{(1-\nu^2)}$	

Exemplo de aplicação

Determinar o coeficiente de recalque horizontal do solo para uma estaca de diâmetro B = 0,4 m, embutida no solo à profundidade de 8,0 m.

- Solo: argila siltosa média
Es = 15000 kN/m^2
ν = 0,3

- Estaca
Ec = 21. 10^6 kN/m^2
I = π. B^4/ 64 = 0,00126 m

Aplicando-se a expressão (9), tem-se como desenvolvimento dos cálculos::

- Determinação de λ ($\lambda = \sqrt{B.to.I_C}$)

Para determinação de to, tem-se:
$kh1 = {Es}/{B\,.\,(1 - \nu^2)} = {15000}/{0{,}4\,.\,(1 - 0{,}3^2)} = 41208\ kN/m^3$

$R1 = \sqrt[4]{{E.I}/{B\,.\,(k_h 1)}} = \sqrt[4]{{21.10^6.0{,}00126}/{0{,}4\,.\,(k_h 1)}} = 1{,}13$

sendo: ℓ/R1 = 8,0/ 1,13 = 7,08 ≥ 4
do Quadro 1:
→ to = 1,7 . (1,4 R1) = 1,7. 1,4. 1,13 = 2,69 m

Para determinação de I_C, tem-se:
to /B = 2,69/ 0,4 = 6,73
da Tabela 1 → para: ${to}/{B} = 6{,}73$ e interpolando:
→ I_C = 0,61

Resulta, assim, para o valor de λ:
$\lambda = \sqrt{0{,}4\,.\ to\,.I_C} = \sqrt{0{,}4\,.\ 2{,}69\,.0{,}61} = 0{,}81$

Para determinação de I_A, será diretamente adotado:
I_A = 0,7

Aplicando (9)

$$k_{h,\lambda} = 0{,}7\,.\frac{15000}{0{,}81\,.\,(1 - 0{,}3^2)} = 14245\ kN/m^3$$

Desejando-se obter o coeficiente de recalque horizontal paramétrico k_h, que corresponde a uma placa quadrada de dimensões 1,0 m x 1,0 m, deve-se desconsiderar no cálculo, os parâmetros específicos da placa equivalente, ou seja, fazer λ = 1,0:

$$k_h = 0{,}7\,.\frac{15000}{(1 - 0{,}3^2)} = 11538\ kN/m^3$$

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Davisson, M.T.; Gill, H.L. Laterally loaded piles in a layered soil system. J. Soil Mech. Found. Engineering. ASCE, 89(3), pp. 63-94, 1963.

Davisson, M.T. Lateral load capacity of pile groups. Highway Research Record, nº 333, pp. 104-112. Washington, DC, 1970.

DINIS, H. Interação solo-estrutura: Uma abordagem metodológica ao projeto de fundações. São Paulo: Blücher, 2024. In: https://openaccess.blucher.com.br/article-list/9786555503173/list/#undefined Acesso em 05/03/2005.

Matlock, H., Reese, L.C. Generalization solution for laterally loaded piles. Journal of the soil mechanics and Foundations Division. ASCE. 1960.

Matlock, H., reese, L.C. Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures. 5th International Conference on Soil Mechanical and Foundation Engineering. Paris, 1961.

Schliecher, F. Zur theorie des baugrundes. Der Bauingenieur, v.7. 1926

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/77

Método para Previsão de Recalque em Estacas Isoladas

Henrique Dinis
Professor Pesquisador, Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, Brasil
henrique.dinis@mackenzie.br

RESUMO: A previsão de recalques verticais em estacas isoladas é efetuada, na prática, por métodos obtidos por aproximação numérica que abordam a teoria clássica das estruturas. Sendo semiempíricos, procede-se ao seu balizamento por meio de provas de carga ou outras fontes. Entre alguns métodos utilizados para a estimativa de recalques verticais em estacas, são comuns os de transferência de carga entre o fuste da estaca e o solo, que podem ter como base a propagação das tensões, ou a consideração de deformações por cisalhamento ao longo do fuste, que se compõe às de ponta, como o de Randolph & Wroth (1978), referência para este trabalho. A proposta apresentada tem como resolução o uso de modelos unidimensionais, com resolução numérica a partir do Método dos Elementos Finitos-MEF, admitindo como vínculos do solo com a estaca, elementos de mola axiais, cuja rigidez é obtida ou por compressibilidade do solo, para representar a resistência de ponta ou por deformações por cisalhamento puro, para efetuar a transferência da carga do fuste ao solo. Como resultado, são apresentados critérios para a definição do modelo estaca-solo pelo MEF unidimensional e de formulações para avaliação dos coeficientes de rigidez do solo, por meio de molas elásticas. Conclui com uma aplicação numérica demonstrando sua aplicação e comparando o resultado aos de métodos propostos por outros autores, de uso corrente, na prática.

PALAVRAS-CHAVE: Recalque em Estacas Isoladas; Previsão de Recalque em Estacas; Coeficientes de Rigidez do Solo; Interação Estaca x Solo.

ABSTRACT: The prediction of vertical settlements in isolated piles is carried out, in practice, by methods obtained by numerical approximation that approach the classical theory of structures. Being semi-empirical, they are demarcated by means of load tests or other sources. Among some methods used to estimate vertical settlements in piles, load transfer between the pile shaft and the ground are common, which may be based on the propagation of stresses, or the consideration of shear deformations along the shaft, which is composed of the tip deformations, such as that of Randolph & Wroth (1978). The proposal presented by this work has as its solution one-dimensional models, with numerical resolution from the FEM, admitting as bonds between the soil and the pile, axial spring elements, whose stiffness is obtained either by soil compressibility, to represent the tip resistance or by deformations by pure shear, to transfer the load from the shaft to the soil. As a result, criteria are presented for the definition of the pile-soil model by the one-dimensional FEM and formulations for the evaluation of the soil stiffness coefficients, by means of elastic springs. It concludes with a numerical application demonstrating its application and comparing the result to those methods proposed by other authors, in current use, in practice.

KEYWORDS: Settlement in Isolated Piles; Pile Settlement Forecast; Soil Stiffness Coefficients; Pile x Soil Interaction.

1 INTRODUÇÃO

O comportamento das estacas isoladas ao efeito de recalque por carga axial é complexo e depende de diversos fatores e circunstâncias, como as propriedades do solo e sua estratificação, diâmetro e profundidade da estaca, método de execução, entre outros. A principal questão que se depara para a previsibilidade dos recalques é a hiperestaticidade que envolve o problema. A maioria dos métodos que abordam a questão baseiam-se na teoria clássica da elasticidade, assumindo simplificações para viabilizar o cálculo dos recalques, de forma prática. Em se tratando de estacas flexíveis, o problema ganha mais uma componente, a deformação elástica da própria estaca, que interage com as condicionantes anteriores no equilíbrio das deformações e

tensões do sistema estaca-solo. Para as cargas de serviço, as reações decorrentes da resistência de ponta são razoavelmente pequenas, muitas vezes desconsideradas na previsão dos recalques, no entanto, para uma análise plena do problema, avalia-se, neste trabalho, a interação entre as três componentes.

Existe uma infinidade de métodos propostos para a resolução da questão, alguns, inclusive, empíricos. As primeiras propostas mais consistentes tiveram como base a teoria da elasticidade e serviram como base para a evolução dos processos analíticos e numéricos que se seguiram. Cabe citar, neste contexto, métodos que tiveram como base a teoria da elasticidade para reproduzir o comportamento elástico linear do solo, como exemplo, o de Poulos & Davis (1980), que utiliza as equações de Mindlin para determinar parcelas de deformações causadas ao longo do fuste e ao nível da ponta, a atuar no solo de forma conjunta e acumulada, em compatibilidade ao deslocamento da estaca, mediante a transferência de carga. O método apresenta formulações e ábacos, fornecendo coeficientes de correção para uma série de circunstâncias e variáveis distintas, como deformabilidade da estaca, estratificação do solo, dentre outras.

Também, de relevância para referenciar a matéria, o método de Randolph & Wroth (1978), que ao contrário dos anteriores, tem como princípio de resolução, a consideração unicamente das deformações por cisalhamento puro do solo na profundidade do fuste, para efetuar a transferência da carga do fuste ao solo. A rigidez do solo à deformação da ponta, por sua vez, tem como base a deformabilidade à compressão. Subdivide, assim, o substrato em duas camadas distintas, uma relativa ao embutimento da estaca e uma segunda, aos solos abaixo da ponta. As parcelas do recalque assim obtidas, são então compatibilizadas em função da rigidez relativa de cada parcela. Prevê ainda, para o recalque total, a consideração da deformação axial elástica da estaca e existência de solos não homogêneos.

Para a proposta em questão, a metodologia empregada propõe a modelagem da estaca segundo o modelo de Whinkler (1867), por meio do Método dos Elementos Finitos – MEF, unidimensional, tratando o solo como meio elástico e considerando a flexibilidade estrutural da estaca. Para a rigidez das molas, representando o solo, propõe seu equacionamento com a consideração do comportamento elástico-linear do solo, sendo a transferência de carga da estaca para o solo efetuada, em parte pelo fuste, a partir da deformabilidade do solo ao cisalhamento e em parte, pela compressibilidade dos solos de ponta, ambos os efeitos considerados de forma independente. Não se previu, nas formulações propostas, ou na resolução, a perda gradativa ou abrupta da rigidez dos elementos solo, por considerar sua plastificação.

Este trabalho propõe, fundamentalmente, uma metodologia para prever uma curva linear carga-recalque, aplicada a estacas carregadas axialmente, agindo no intervalo de carregamento, da etapa inicial até a carga admissível determinada por métodos usualmente empregados para previsão de capacidade de carga em estacas. Exemplifica-se sua aplicação, por meio da retro análise de um caso real, comparando seu resultado à curva carga-recalque resultante da prova de carga estática, realizada na estaca exemplificada.

2 MÉTODO

A resolução do método proposto utiliza os conceitos e premissas de que as deformações no solo ocorrem em dois substratos distintos e sobrepostos, a camada de solo ao longo do fuste e a dos solos abaixo da ponta. Utilizando-se de simplificações quanto ao modelo físico e analítico de transferência de carga, assume que as deformações do solo ao longo do fuste ocorram exclusivamente por tensões de cisalhamento puro τ_0 e as do contato ponta-solo, pelo efeito de compressibilidade do solo por placa rígida, a partir da consideração do coeficiente de recalque vertical k_v. Pressupõe-se que não ocorram interações, entre as tensões ao longo do fuste por cisalhamento, com as do solo sob o efeito de compressibilidade na ponta, causadas na compatibilidade da propagação das deformações.

Compatibiliza-se, desta forma, as deformações obtidas para cada um dos casos, obtendo-se o recalque final da estaca ρ. A deformabilidade da estaca causa, notadamente, a hiperasticidade do sistema, por fazer com que as deformações ao cisalhamento, ao longo da estaca, não sejam constantes. Ver Figura 1.

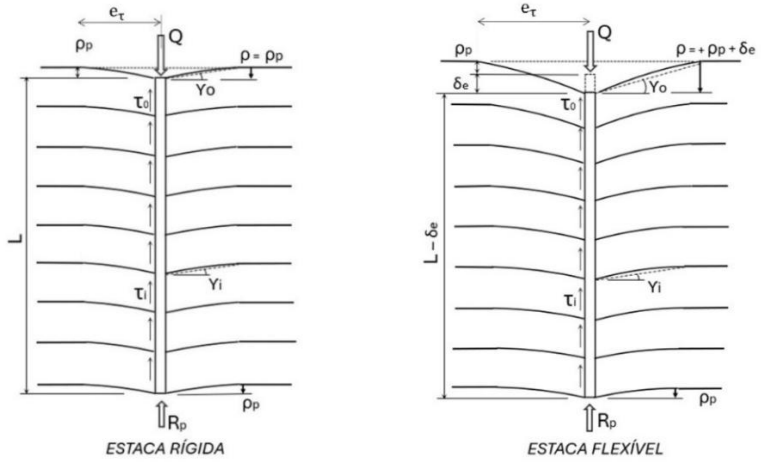


Figura 1. Modelo de comportamento de solo para recalques em estacas isoladas.
Fonte: Dinis (2024)

Adota-se, como proposta para o método em questão, um modelo numérico de resolução, assumindo-se simplificações quanto ao comportamento do solo, admitindo-se que a mobilização ao cisalhamento ocorra mediante um ângulo ao cisalhamento ϒ, secante à linha de recalque do solo, fazendo com que as deformações por cisalhamento ocorram de forma linear. Admite, por outro lado, que a deformação do solo da ponta ocorra em proporcionalidade direta ao coeficiente de recalque vertical k_v. O esquema das deformações está indicado na Figura 2, considerando uma estaca rígida, em solo elástico, homogêneo.

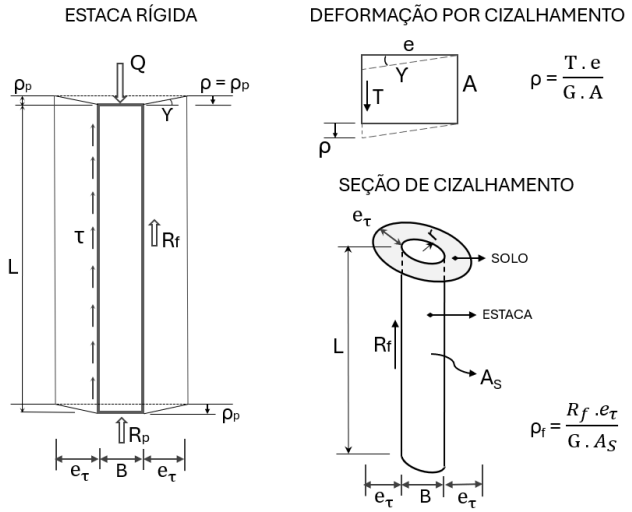


Figura 2. Comportamento admitido para a estaca-solo na determinação de recalques.
Fonte: Dinis (2024)

Para o recalque do solo ao longo do fuste, considerando uma estaca circular rígida, de comprimento L e diâmetro B, de acordo com os esquemas da Figura 2, admitindo-se que a força tangencial τ refere-se à tensão ao cisalhamento desenvolvida na superfície do fuste, tem-se a seguinte parcela de recalque por cisalhamento do solo ρ_f ao longo do fuste:

$$\rho_f = R_f . e_\tau / G . A_S \qquad (1)$$

Para o método em questão, tratando-se de estacas circulares, com área superficial do fuste: $A_S = \pi . B . L$; e fazendo $e_\tau = F1.B$, resulta a seguinte expressão para ρ_f:

$$\rho_f = R_f . F1 / \pi . G . L \qquad (2)$$

sendo:
F1 = Cs. Cc: Fator corretivo que compõe o valor da largura radial de cisalhamento e_τ. Na falta de dados experimentais, sugere-se adotar os valores indicados, a seguir.

Para o valor de Cs, admite-se que a largura radial de influência das deformações por cisalhamento em torno da estaca, para solos mais granulares, se propaga em menor distância (amortece). Ver Tabela 1.

Tabela 1. Valores de Cs.

Tipo de Solo	Cs
Areias	1.2
Siltes	1,4
Argilas	1,5

Para os valores do fator de correção Cc (método construtivo da estaca), são consideradas faixas de variação para os coeficientes corretivos da largura radial das deformações por cisalhamento. Admite-se que os efeitos do desconfinamento ou do aumento da pressão de confinamento natural do solo, que envolvem o fuste, interferem na largura radial da deformação por cisalhamento. Ver Figura 3.

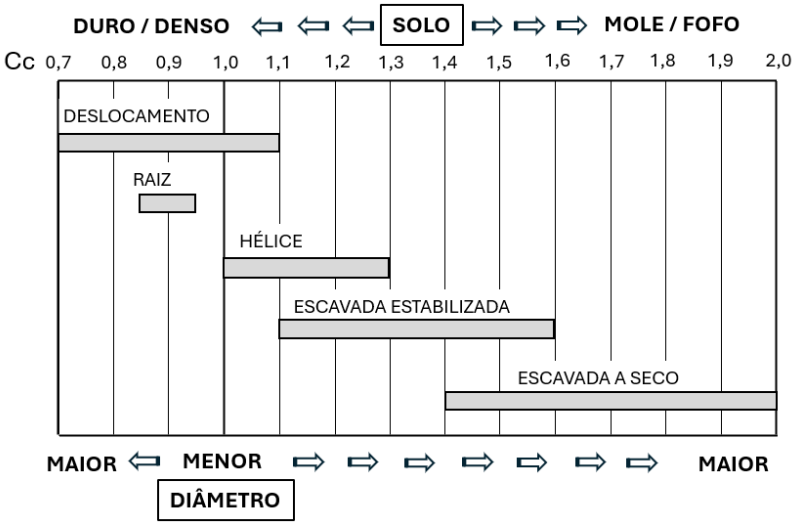


Figura 3. Fator de correção Cc – efeito do método construtivo no recalque da estaca.
Fonte: Adaptado de Dinis (2025)

Para o recalque na ponta da estaca, é considerado, simplistamente, que a deformação vertical do solo na ponta possa ser obtida a partir do coeficiente de recalque vertical do solo, relativamente à ponta da estaca, no caso, $k_{v,\lambda}$ e que a reação de ponta seja obtida pelo produto entre o recalque ρ_p, pelo coeficiente $k_{v,\lambda}$, atuando diretamente sobre a área da seção A_p da ponta da estaca.

$$\rho_p = R_p / F2.\ k_{v,\lambda}\ .\ A_p \qquad (3)$$

sendo:
$k_{v,\lambda} = K_v / \lambda$: Coeficiente de recalque vertical corrigido pelo fator λ, que considera o efeito de propagação das deformações no solo em função do efeito da largura de placa (ponta da estaca).
$\lambda = \sqrt{\pi.\frac{B^2}{4}}\ .0{,}83$: Largura do lado de uma placa quadrada com efeito equivalente (DINIS, 2024).
F2 = 1 + 2ν: Fator para a consideração da profundidade da ponta. Adaptado de Janbu et al. (1956).
A_p: área da ponta da estaca.

Se a estaca for considerada rígida, relativamente à deformabilidade do solo, têm-se que: ($\rho_e = \rho_f = \rho_p$) e ($Q = R_f + R_p$), resultando na equação de recalque para a estaca:

$$\rho_e = \frac{Q}{A_p . k_{v,\lambda} . F2 + \pi . \sum (l_i . G_i / F1_i)} \quad (4)$$

sendo:
l_i: Espessura de uma camada de estratificação do solo.

Tratando-se de estacas flexíveis, tendo em vista o alto grau de hiperasticidade, para a resolução, propõe-se aplicar o modelo de molas baseado na simplificação de Winkler (1867), em que a rigidez do solo é representada por um conjunto de molas, cuja resolução pode ser efetuada pelo MEF unidimensional.

A configuração geral do modelo refere-se a uma composição de barras e nós, com vínculos elásticos (molas) simulando a rigidez do solo, como representado na Figura 4.

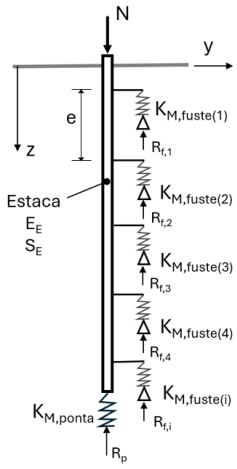


Figura 4. Modelo de Winkler para determinação de recalques em estacas isoladas flexíveis.
Fonte: Dinis (2024)

Relativamente à rigidez do solo a considerar, axial à estaca, adota-se para os coeficientes de mola, a rigidez do solo ao cisalhamento na profundidade do fuste, e por compressibilidade, os solos abaixo da ponta.

A partir das expressões (1) e (2), fazendo: (ρ_f e ρ_p) = 1,0, têm-se, a seguir, respectivamente, as expressões das rigidezes das molas a serem utilizadas no modelo de Winkler.

Rigidez de mola às deformações ao cisalhamento dos solos do fuste:

$$KMf = \pi . G . e / F1 \quad (5)$$

sendo:
e: Comprimento da barra entre vínculos elásticos.

Rigidez de mola das deformações normais dos solos na ponta da estaca:

$$KMp = F2 . k_{v,\lambda} . A_p \quad (6)$$

Para as cargas de serviço, é possível já ocorrer o rompimento da ligação solo-concreto na mobilização da resistência ao atrito lateral entre o fuste e o solo. No entanto, para eficácia do modelo, admite-se que no intervalo de carregamento, entre as cargas iniciais e a carga admissível da estaca, os recalques ocorrerão de forma elástico-linear. A partir desta consideração, supõe-se que após ter ocorrido as deformações, após

descarregamento, haverá recuperação volumétrica do solo, como também, a manutenção do valor do módulo de deformabilidade.

Para se considerar o efeito da plastificação do solo, deve-se efetuar uma ponderação na escolha dos critérios a serem adotados para sua consideração. Sugere-se, como simplificação, adotar uma curva carga-recalque linear, com patamar horizontal constante para a plastificação, que pode ser assumido a partir de parâmetros utilizados nos métodos de previsão de capacidade de carga em estacas, em prática, como o de Aoki & Velloso (1976), a exemplo. Uma vez atingido o patamar de plastificação, substitui-se a mola rompida pelo valor limite da força correspondente, reprocessando-se então o modelo, podendo ocorrer algumas iterações.

Para simulação numérica do método proposto, propõe-se o exemplo a seguir, em que se demonstra a operacionalidade na aplicação do método, utilização dos parâmetros e formulações apresentadas. Utilizou-se, como exemplo de aplicação do método, uma estaca tipo Hélice Contínua, Φ 400 mm, com comprimento de 17,0 m, cujo ensaio de prova de carga foi extraído, a título de exemplo, de Barros (2012). A carga de ruptura no ensaio foi de 1200 kN. O subsolo é homogêneo, constituído por silte arenoso.

O módulo de elasticidade dos solos foi estimado a partir de correlações, em função do N_{SPT}, como sugerido por Teixeira e Godoy (1996), ver Tabela 2.

Tabela 2. Coeficientes para estimativa do módulo de elasticidade do solo: α e K.

α	K		
	Areias	Siltes	Argilas
Areia: 3	Areia: 0,90	Silte: 0,35	Argila: 0,20
Silte: 5	Siltosa: 0,70	Arenoso: 0,45	Siltosa: 0,22
Argila: 7	Argilosa: 0,55	Argiloso: 0,25	Arenosa: 0,30
$Es = \alpha . K . N_{SPT}$ (MPa)			

Fonte: Adaptado de Teixeira e Godoy (1996)

Para o perfil da sondagem e determinação dos coeficientes de rigidez do solo, ver Figura 5.

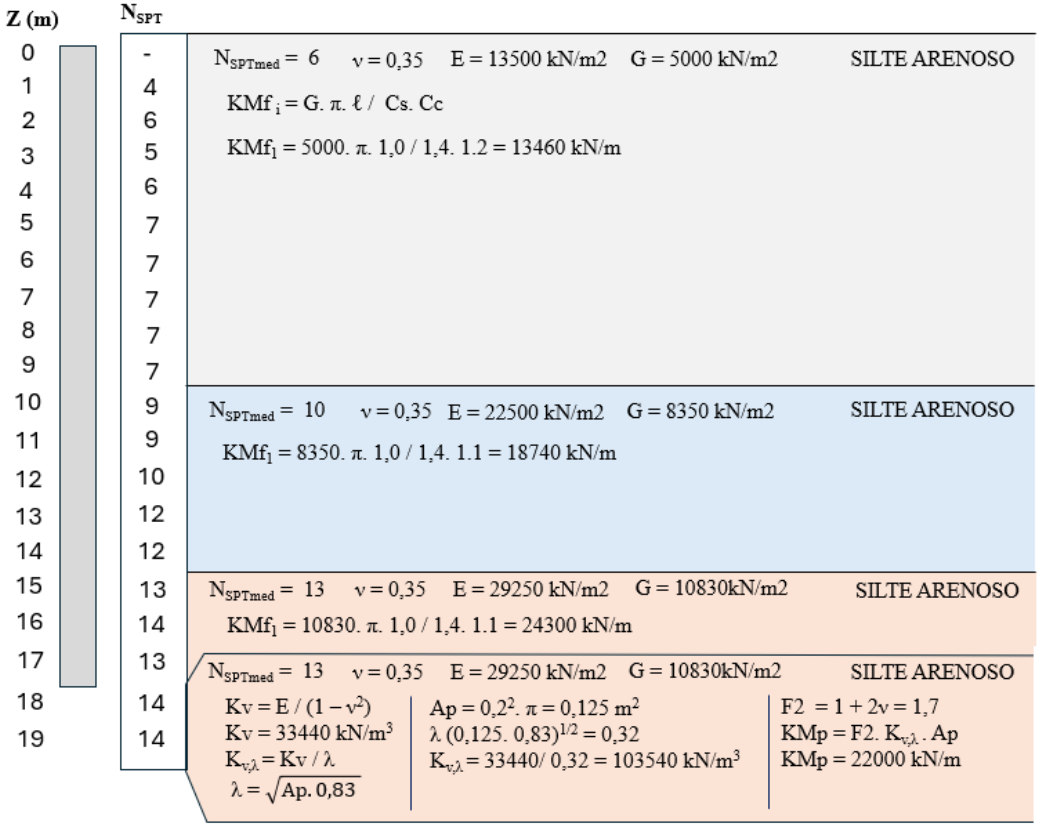
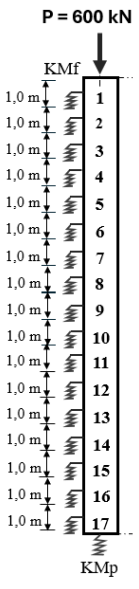


Figura 5. Determinação dos coeficientes de rigidez do solo, segundo método proposto.

Para o valor da carga aplicada, admitiu-se como carga admissível, metade da carga máxima aplicada no ensaio de prova de carga da estaca em estudo, obtendo-se o valor de 600 kN, a partir do qual, se determinou o recalque máximo em serviço. Efetuou-se o processamento pelo MEF unidimensional, a partir do modelo representado na Figura 4. Os resultados estão apresentados na Figura 6, a seguir.



Carga		600 kN	
Nó	K_{Mola} kN/m	ρ mm	R_M kN
1	13460	2,24	30,1
2	13460	2,20	29,6
3	13460	2,16	29,0
4	13460	2,12	28,5
5	13460	2,08	28,0
6	13460	2,05	27,5
7	13460	2,00	27,0
8	13460	1,95	26,6
9	13460	1,92	26,2
10	18740	1,89	36,0
11	18740	1,87	35,5
12	18740	1,85	35,1
13	18740	1,83	34,7
14	18740	1,82	34,4
15	24300	1,81	44,3
16	24300	1,81	44,0
17	24300	1,80	43,9
P	22000	1,80	39,7
ρ_0 (mm)		2,24	

Figura 6. Determinação das reações nos nós e determinação dos recalques.

O resultado plotado em gráfico está representado na Figura 7, a seguir, sobreposto ao ensaio da prova de carga utilizada para a situação exposta.

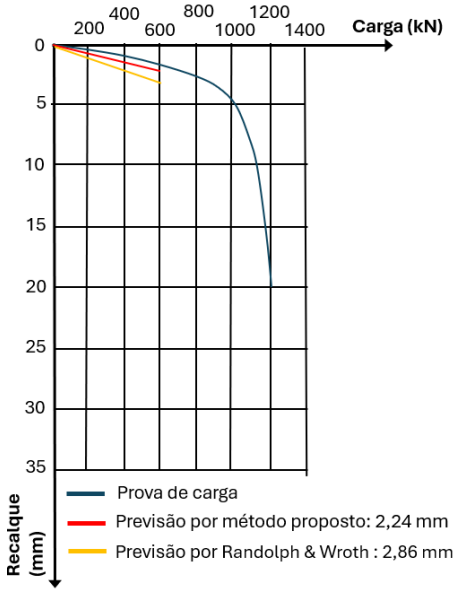


Figura 7. Resultado para a proposta da curva carga-recalque linear.

Verifica-se pelos gráficos, que a curva obtida pelo método proposto resultou mais acentuada que a do ensaio, apresentando valor do recalque pouco superior. Foi também determinado, como referência, o recalque pelo método de Randolph & Wroth (1978), que resultou pouco maior.

CONCLUSÃO

Constata-se que a previsão de recalques em estacas trata-se de um problema complexo, tendo em vista as imponderações que cercam as variáveis do problema, como também, o alto grau de hiperasticidade do modelo. Diante deste contexto, por este trabalho, propôs-se um modelo de cálculo, com base no Método dos Elementos Finitos – MEF, unidimensional, que possibilita introduzir parâmetros, como os da deformabilidade da estaca e variações nas propriedades do solo ao longo da profundidade. A maior dificuldade, no entanto, reside em determinar o módulo de deformação por compressão (Young), o mais relevante para a previsão do comportamento estaca-solo, por condicionar a deformabilidade do solo mediante a transferência de carga da estaca. De difícil determinação, na prática, para este trabalho, adotou-se correlações com o N_{SPT}, apesar dos desvios que este critério pode apresentar, podendo incorrer em distorções nos resultados.

Outro aspecto importante a se considerar na previsão de recalques, ocorre com a alteração das propriedades do solo durante a instalação da estaca, que podem causar distorções nas análises. Para considerar este efeito, no método proposto, a depender do sistema construtivo de cada estaca, previu fatores corretivos, considerando, a exemplo, os efeitos do desconfinamento do solo, da injeção de argamassa sob pressão, ou de forma positiva, o acréscimo às pressões de confinamento, no caso de estacas por deslocamento. Estes fatores corretivos, como os demais propostos, podem ser ajustados, não alterando a base do método.

O resultado do estudo de caso apresentado mostrou uma razoável proximidade com a referência utilizada, de uma prova de carga realizada em estaca. No entanto, há que salientar, que para outras situações de estudo, podem ocorrer divergências nos resultados, tendo em vista todas as circunstâncias já mencionadas que envolvem o problema. Sugere-se, como continuidade à pesquisa, ajustes nos coeficientes corretivos utilizados, a partir de dados de repertório de obras realizadas, eventualmente disponíveis.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014). NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Emenda 1, 2022. Rio de Janeiro.

Aoki, N., Velloso, D. A. (1976) *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. In: Proc., 5th Pan-American Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Buenos Aires: International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. p. 367-376.

Barros, N.B.F. (2012) *Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 252 p.

Dinis, H. (2024) *Interação solo-estrutura: Uma abordagem metodológica ao projeto de fundações*. Blücher, São Paulo. Disponível em: https://openaccess.blucher.com.br/article-list/9786555503173/list/#undefined. Acesso em: 05 fev. 2006.

Dinis, H. (2025) Estacas Isoladas: Proposta de Método para Previsão de Recalques Axiais. In: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas – XVI CBPE. Rio de Janeiro. Anais...

Janbu, N.; Bjerrum, L.; Kjaernsli, B. (1956) *Soil mechanics applied to some engineering problems*. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.

Poulos, H. G.; Davis, E. H. (1980) *Pile fondation in engineering practice*. John Wiley & Sons, New York.

Randolph, M. F.; Wroth, C.P. (1978) *Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles*. In: Journal of Geotechnical Engineering Division, v. 104.

Teixeira, A. H., Godoy, N. S. (1996) *Análise, projeto e execução de fundações rasas*. In: Hachich, W. et al. (ed). Fundações: teoria e prática. Pini, São Paulo.

Winkler, E. (1867) *Die lehre von der elastizität und festigkeit.* Dominicus, Prague.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/78

Metodologia de Calibração de Instrumentação em Condutor Modelo

Arthur Veiga Silvério Pinheiro
Pesquisador e Doutorando, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, arthur_veiga@poli.ufrj.br

Fernando Artur Brasil Danziger
Professor Adjunto, PEC/COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, danziger@coc.ufrj.br

Graziella Maria Faquim Jannuzzi
Professora Adjunta, POLI/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, jannuzzi@coc.ufrj.br

Edgard Luis Bispo dos Santos
Técnico, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, edgardluis2000@yahoo.com.br

Lucio Flavio Rocha Carvalho
Engenheiro, PETROBRAS, Rio de Janeiro, Brasil, lucio.flavio@petrobras.com.br

Fabio Sawada Cutrim
Engenheiro, PETROBRAS, Rio de Janeiro, Brasil, fabiosawada@petrobras.com.br

João Henrique Diniz Guimarães
Engenheiro, MWERT, Rio de Janeiro, Brasil, joao.guimaraes@mwert.com.br

RESUMO: Estacas e condutores modelos têm sido utilizados há muito tempo para observar o comportamento e desenvolver métodos de projeto para diferentes sistemas de carga e tipos de solo. Diferentes tipos de instrumentação, incluindo extensômetros de ponte completa, células de tensão de cisalhamento, células de tensão total e transdutores de poro-pressão tem sido utilizados em estudos recentes na literatura. Este artigo detalha a instrumentação e os procedimentos empregados para calibrar em laboratório extensômetros, células de tensão total em miniatura e células de poro-pressão, para testes de carga vertical e lateral (avaliação do momento fletor). Os sensores foram instalados em um condutor de aço com 178 mm (7 polegadas) de diâmetro, 12 mm de espessura e 6 metros de comprimento (ponta aberta) embutidos na parede da estaca devido à limitação de espaço interno suficiente para passagem do motor de fundo. Um dispositivo especial de saturação foi desenvolvido, permitindo que a saturação do filtro fosse mantida até o início da cravação do condutor no solo saturado. As constantes obtidas a partir da calibração após a instalação dos sensores no condutor foram comparadas com as constantes nominais, que são regularmente utilizadas na prática. Foram obtidas diferenças na faixa de -7% a +5% no caso dos extensômetros e de -15% a +11% no caso das células de tensão total e dos transdutores de poro-pressão.

PALAVRAS-CHAVE: condutor jateado, instrumentação, argila mole.

Model piles and conductors have been used for a long time to observe the behaviour and to develop design methods for different loading systems and soil types. Different levels of instrumentation have been used, including full bridge strain gauges, shear stress cells, total stress cells and pore pressure cells. This paper details the instrumentation and the procedures employed to calibrate in the laboratory strain gauges, miniature total stress cells and pore pressure cells, for vertical and lateral load tests (assessment of bending moment). The sensors were installed in a 178 mm (7-inch) diameter, 12 mm thick, 6-meter-long steel conductor (open ended pile), embedded within the pile wall, due to the constraint of keeping internal space enough for the installation of a mud motor. A special pore pressure device was developed, allowing saturation of the filter to be kept while the conductor has not yet penetrated in the saturated soil. The constants obtained from calibration after installation of the sensors in the conductor have been compared with the nominal constants, which are regularly used in practice. Differences in the range of -7% to +5% were obtained in the case of the strain gauges and -15% to +11% in the case of the total stress cells and pore pressure cells.

Keywords: jetted conductor; instrumentation; soft-clay.

1 INTRODUÇÃO

A primeira seção de um poço de petróleo é denominada revestimento condutor, e o procedimento de instalação mais comum é o jateamento, que utiliza a energia hidráulica da água para escavar o solo até atingir a profundidade desejada, definida no projeto do poço. A capacidade de carga do condutor depende de diversas variáveis associadas ao processo de instalação, as quais têm sido estudadas por vários autores (por exemplo, Beck, 1991; Jeanjean, 2002; Yang et al., 2013; Zakery et al., 2014; Jeanjean et al., 2015; Zhou et al., 2016; Kan et al., 2018).

Os estudos mencionados concentraram-se principalmente na capacidade de carga vertical estática, tanto durante a instalação quanto após um determinado período, considerando o chamado efeito de ganho de resistência ao longo do tempo (*set-up*). Entretanto, poucos trabalhos investigaram o comportamento do condutor sob carregamentos laterais, especialmente carregamentos cíclicos, aspecto crucial na análise da fadiga de *risers*.

Estacas instrumentadas, com diferentes dimensões, têm sido ensaiadas em diversos tipos de solo. Diversos instrumentos têm sido utilizados nesses ensaios, incluindo extensômetros elétricos (*strain gauges*), transdutores de poro-pressão, células de tensão total, células de tensão de cisalhamento e, mais recentemente, sensores de fibra óptica. No caso específico dos condutores, a instrumentação apresenta maior complexidade, pois todos os sensores devem ser instalados no interior da parede do condutor, uma vez que o motor de lama (mud motor) opera internamente ao condutor (por exemplo, Meng et al., 2016).

Além disso, os instrumentos tornaram-se menores, permitindo sua instalação embutida na parede do condutor (ou da estaca), o que não era possível anteriormente. Outro desafio consiste na escolha de um sistema adequado de aquisição de dados, especialmente quando há um grande número de sensores e quando são realizados ensaios com carregamentos cíclicos.

Um amplo projeto de Pesquisa e Desenvolvimento (P&D) foi estabelecido entre a Petrobras e a Universidade Federal do Rio de Janeiro para investigar diversos aspectos do comportamento de condutores. Para isso, foi construída uma estrutura experimental (*test rig*) capaz de reproduzir condições operacionais reais encontradas em plataformas de perfuração offshore, permitindo a realização de ensaios de carregamento em condições controladas (Fernandes et al., 2022).

Os ensaios têm sido conduzidos no campo experimental de argila muito mole e de alta plasticidade Sarapuí II (Jannuzzi et al., 2015; Danziger et al., 2019), cujas características são semelhantes às encontradas em algumas regiões offshore do Brasil. Ressalta-se que, na prática atual de estacas instrumentadas, geralmente são considerados os valores nominais das constantes dos sensores fornecidos pelos fabricantes, ou então a calibração individual de cada instrumento, realizada de forma isolada, ou seja, antes de sua instalação na estaca.

O presente artigo apresenta a instrumentação de um condutor em modelo reduzido, bem como a calibração realizada em laboratório com os sensores já instalados no sistema.

2 METODOLOGIA

2.1 Condutor Instrumentado

O condutor instrumentado é um tubo de aço com 178 mm (7 polegadas) de diâmetro, 12 mm de espessura e 6 metros de comprimento. O modelo utilizado está em uma escala aproximada de 1:5. A Figura 1 apresenta o condutor após uma prova de carga a tração.

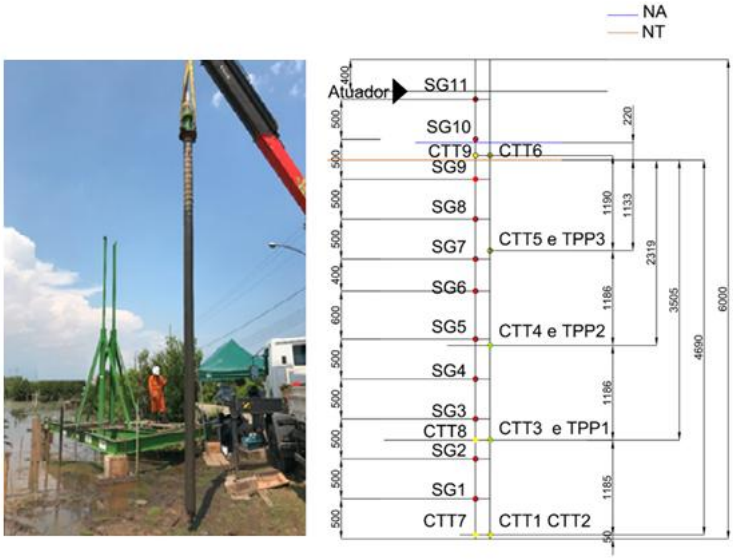


Figura 1. Condutor após ensaio e layout da instrumentação instalada (dimensões em mm).

Ao longo de todo o comprimento do condutor foram instalados 11 extensômetros, 9 células de tensão total (CTT) e 3 transdutores de poro pressão (TPP) (Figura 1 e Tabela 1). Especificamente a CTT1 foi instalada na face interna do condutor para medir a pressão durante o jateamento e detectar um possível entupimento.

Tabela 1. Sensores Instalados.

Sensor	Quantidade
Extensômetros (SG)	11
Célula de tensão total (CTT)	9
Transdutor de poro-pressão (TPP)	3

2.2 Circuito ponte de Wheatstone

O condutor foi instrumentado com 11 níveis de ponte completa de Wheatstone, permitindo a separação dos efeitos de compressão normal e flexão (medindo somente o momento fletor). Equação 1 mostra a relação entre a tensão de saída (sinal) e a tensão de alimentação, onde k é o fator da ponte ("*gaugefactor*").

$$\varepsilon = \frac{1V_o}{k\,V_s} \tag{1}$$

Onde, ε = deformação; V_0 = tensão de saída (sinal); V_s = tensão de alimentação; k = "*gaugefactor*"

A Figura 2 apresenta o procedimento de instalação dos extensômetros. Depois de colado o extensômetro, uma camada de cera foi adicionada, seguida de isolante líquida, protegendo o sensor contra umidade.

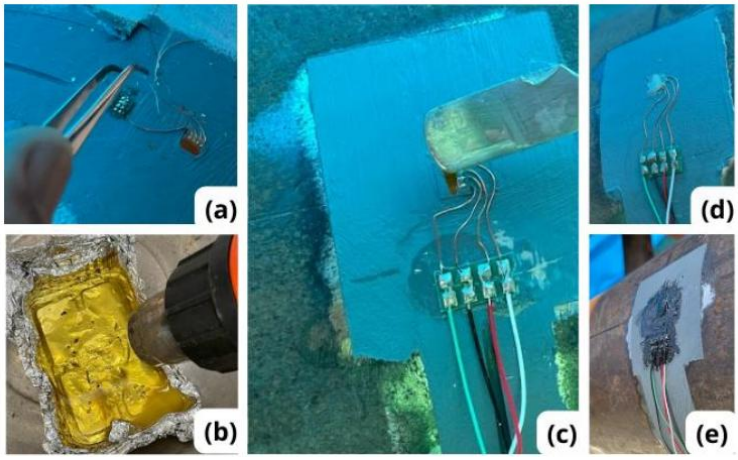


Figura 2. Procedimento de instalação do extensômetro: a) conexão do fio; b) aquecimento da cera; c) proteção do extensômetro com cera; d) Extensômetro protegido; e) proteção com isolante líquida.

2.3 Célula de tensão total (CTT)

Nove células de tensão total em miniatura Kyowa PS-5KC com 500 kPa de capacidade foram utilizadas. (Figura 3). Uma das vantagens desse sensor, além de suas dimensões reduzidas, é a saída do cabo ser paralela à superfície do sensor.

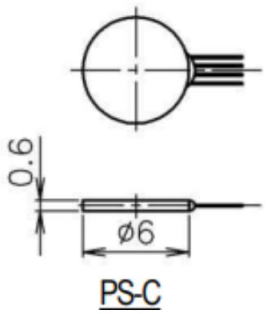


Figura 3. Célula de tensão total PS-5KC (dimensões em mm).

2.4 Transdutor de poro-pressão (TPP)

Uma célula de poro-pressão embutida na parede do condutor foi desenvolvida utilizando as células de tensão total em miniatura, apresentadas na seção anterior e um filtro fabricado com bronze sinterizado. O projeto da célula foi realizado com a principal preocupação de manter a saturação do filtro quando a célula está no ar, ou seja, antes de atingir o nível d'água, que se encontra aproximadamente 0,3 m acima do nível do solo.

Deve-se destacar que em casos anteriores (Guimarães, 2015), uma pequena peça, preenchida com água, era montada externamente à estaca, sendo removida após a estaca atravessar o nível freático. No presente caso, esse procedimento não é possível, pois a taxa de penetração do condutor é contínua.

A Figura 4 ilustra o procedimento de saturação com óleo de silicone, no qual o óleo é inserido pela parte posterior do filtro. A Figura 5 apresenta a célula de tensão total e o transdutor de poro-pressão instalados no condutor antes da operação de jateamento em campo.



Figura 4. Procedimento de saturação da célula de poro-pressão.



Figura 5. Célula de tensão total e poro-pressão antes do jateamento no campo.

2.5 Calibração dos extensômetros de ponte completa (SG) para momento fletor

Em laboratório, foi possível reproduzir a condição de momento fletor constante utilizando 2 pistões hidráulicos posicionados à mesma distância de 2 âncoras (uma de cada lado), conectando o condutor e 2 vigas (Figura 6 e Figura 7). Através deste sistema foi possível a calibração simultânea de todos os extensômetros. A carga aplicada foi medida com células de carga Kyowa. Com este procedimento, obtém-se uma constante específica para cada ponte, ao contrário do caso usual em que são considerados apenas valores nominais. Nesse caso, como o momento fletor é constante, todas as pontes teriam a mesma constante. A calibração dos extensômetros quando já instalados é raramente realizada. Um exemplo de tal calibração foi fornecido por Haugen (1983) em uma montagem diferente, na qual uma carga foi aplicada a uma certa distância do topo da estaca, gerando assim um diagrama de momento fletor com formato triangular. Este autor mencionou que diferentes constantes foram obtidas para os extensômetros instalados.

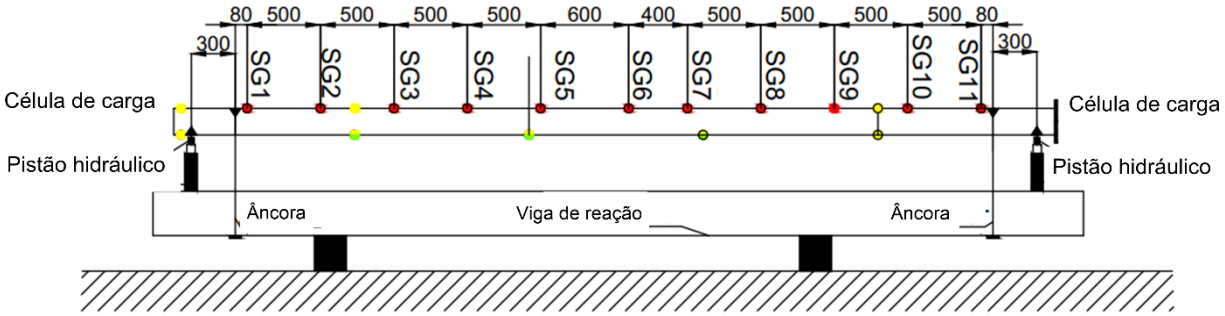


Figura 6. Layout de calibração dos extensômetros (dimensões em milímetros).

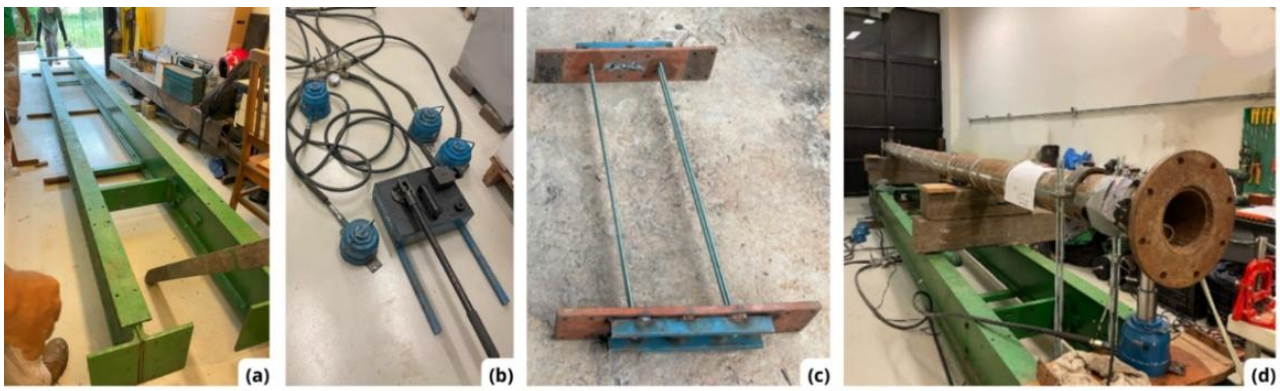


Figura 7. Sistema de calibração de extensômetros: a) 2 vigas de reação; b) pistões hidráulicos; c) âncora; d) sistema montado.

Durante a calibração foram aplicados três ciclos de carregamento-descarregamento com 20 kN.m, o momento fletor esperado durante os testes de carga horizontal em campo. Figura 8 e Tabela 2 apresentam os resultados obtidos, que mostram diferentes valores obtidos para todas as pontes.

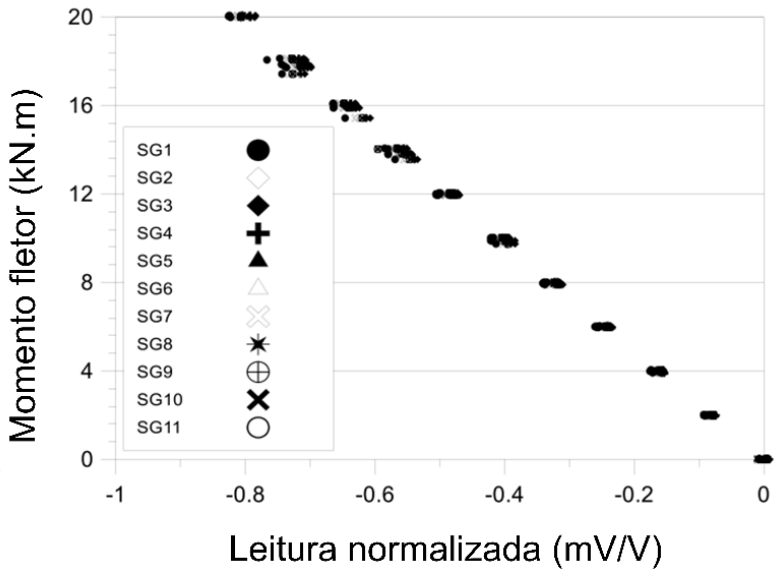


Figura 8. Calibração dos extensômetros com 3 ciclos de 20 kN.m de carregamento e descarregamento.

Tabela 2. Constantes das pontes de *straingauges* (média dos 3 ciclos).

Straingauge	Constante (kN.m)/(mV/V)
SG1	24,287
SG2	24,906
SG3	25,282
SG4	25,050
SG5	24,610
SG6	24,770
SG7	24,833
SG8	25,111
SG9	24,217
SG10	24,519
SG11	22,434

2.6 Calibração simultânea tensão total e poro-pressão

Um sistema foi desenvolvido para calibrar simultaneamente célula de tensão total e transdutor de poro-pressão diametralmente opostos. Nos pontos de instrumentação próximos (Figura 5), cada grupo de 2 sensores pode ser calibrados ao mesmo tempo. O sistema faz parte de uma patente com a Petrobras que está em fase de elaboração, por esse motivo, não serão incluídas informações sobre a calibração das CTTs e dos TPPs.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Uma comparação entre o valor teórico e o medido das contastes foi feita para o caso da calibração com momento fletor.

$$\varepsilon = \frac{My}{EI} \tag{2}$$

Onde:
M = momento fletor; y=diâmetro externo /2; E = Módulo de Young; I = Momento de inércia

A partir da equação 2 a deformação obtida é $3{,}98 \times 10^{-4}$m/m para 20 kN.m de momento fletor. Já baseado na equação 1, usando o *gaugefactor* de 2,11, o valor esperado de V_0/V_S é 0,83 mV/V. Portanto, a constante nominal é 24,09 kN.m/(mV/V). Comparando esse valor com as constantes incluídas na Tabela 2, a diferença varia entre -7% e +5%.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Um condutor de aço com diâmetro de 178 mm (7 polegadas), 12 mm de espessura e 6 metros de comprimento (estaca de extremidade aberta) foi instrumentado com extensômetros, células de tensão total em miniatura e células de poro-pressão, para testes de carga vertical e lateral (avaliação do momento de flexão). A célula de poro-pressão foi desenvolvida para permitir que a saturação do filtro fosse mantida enquanto o condutor ainda não estivesse penetrado no solo saturado. Todos os sensores foram embutidos na parede da estaca, devido à restrição de manter espaço interno suficiente para a instalação de um motor de fundo usado para a jateamento do condutor. A calibração de todos os sensores foi realizada após a instalação no condutor, em laboratório, ao contrário do procedimento regular de usar os valores nominais das constantes. Diferenças na faixa de -7% a +5% foram obtidas no caso dos extensômetros e de -15% a +11% no caso das células de tensão total e das células de poro-pressão. As diferenças obtidas mostram a importância da calibração da instrumentação após sua instalação no condutor ou estaca sempre que possível, especialmente no caso de testes cíclicos.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi fruto de uma parceria entre UFRJ e Petrobras num projeto P&D com participação especial da empresa Mwert atuando em todo suporte de engenharia mecânica. Os autores também agradecem ao Programa de engenharia civil (PEC) da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Beck, A.; Jackson, C.D.; Hamilton, T. (1991). Reliable deepwater structural casing installation using controlled jetting. In: Proceedings of the Society of Petroleum Engineers. https://doi.org/10.2118/22542-MS.

Danziger, F.A.B.; Jannuzzi, G.M.F.; Martins, I.S.M. (2019). The relationship between sea-level change, soil formation and stress history of a very soft clay deposit. AIMS Geosciences, v. 5, n. 3. https://doi.org/10.3934/geosci.2019.3.461. p. 461–479.

Fernandes, B.B.L.; Pinheiro, A.V.S.; Guimarães, J.H.D.; Dias, R.; Cutrim, F.S.; Gonçalves, C.J.C.; Danziger, F.A.B. (2022). A test rig for jetted conductors in soft clays. In: Proceedings of the Offshore Technology Conference. https://doi.org/10.4043/31965-MS.

Guimarães, G.V.M. (2015). Comportamento de estaca-torpedo modelo instrumentada em prova de carga horizontal em argila. Tese de Doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Haugen, T. (1983). Cyclic loading of piles and pile anchors – field model tests, static lateral load tests. NGI Report 40010-24, Norwegian Geotechnical Institute.

Jannuzzi, G.M.F.; Danziger, F.A.B.; Martins, I.S.M. (2015). Geological-geotechnical characterisation of Sarapuí II clay. Engineering Geology, v. 190. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.03.001. p. 77–86.

Jeanjean, P. (2002). Innovative design method for deepwater surface casings. In: Proceedings of the Society of Petroleum Engineers. https://doi.org/10.2118/77357-MS.

Jeanjean, P.; Zakeri, A.; Al-Khafaji, Z.; Hampson, K.; Clukey, E.; Liedtke, E. (2015). Geotechnics for wells top-hole section and conductor. In: Frontiers in Offshore Geotechnics III. CRC Press. https://doi.org/10.1201/b18442-7. p. 705–791.

Kan, C.; Yang, J.; Yu, X.; Xie, R.; Wu, Y.; Li, Y.; Abimbola, F. (2018). Field experimental investigation of bit stick-out for different soil strengths during deepwater conductor injection. Journal of Petroleum Science and Engineering, v. 169. p. 825–836.

Meng, W.; Yang, J.; Tong, G.; Hu, N.; Zhu, Y.; He, L.; Deng, H.; Zhao, Y. (2016). Simulation experiment and mechanism research on the change of lateral friction against surface conductor in deepwater drilling. In: Proceedings of the Offshore Technology Conference. https://doi.org/10.4043/27085-MS.

Yang, J.; Yan, D.; Tian, R.; Zhou, B.; Liu, S.; Zhou, J.; Tang, H. (2013). Bit stick-out calculation for the deepwater conductor jetting. Petroleum Exploration and Development, v. 40, n. 3. p. 394–397.

Zakeri, A.; Liedtke, E.; Clukey, E.C.; Jeanjean, P. (2014). Long-term axial capacity of deepwater jetted piles. Géotechnique, v. 64, n. 12. https://doi.org/10.1680/geot.14.p.014. p. 966–980.

Zhou, B.; Yang, J.; Liu, Z.; Zhou, R. (2016). Model and experimental study on jetting flow rate for installing surface conductor in deep water. Applied Ocean Research, v. 60. https://doi.org/10.1016/j.apor.2016.09.008. p. 155–163.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/79

Métodos de Capacidade de Carga Geotécnica à Compressão de Estacas em Ambiente *Offshore* Baseados no Ensaio de Cone(CPT)

Gustavo Vaz de Mello Guimarães
Professor, UFRJ, Macaé, Brasil, guimaraes@macae.ufrj.br

Lucas Marques Pires da Silva
Engenheiro Geotécnico, Benthic, Rio de Janeiro, Brasil, lucas.silva@coc.ufrj.br

Filipe José de Oliveira
Engenheiro Civil, TRANSPETRO, Rio de Janeiro, Brasil, filipefjo@petrobras.com.br

Fernando Artur Brasil Danziger
Professor, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, danziger@coc.ufrj.br

RESUMO: A estimativa da capacidade de carga geotécnica à compressão de estacas é um tema amplamente valorizado na engenharia de fundações. Entre as abordagens mais difundidas, destacam-se os métodos semiempíricos baseados em correlações com ensaios de campo. Nesse contexto, especialmente no cenário *offshore*, o ensaio de cone (CPT), por apresentar elevada repetibilidade e menor dependência do operador, oferece vantagens em relação à sondagem à percussão com medida de N_{SPT}. Este trabalho apresenta uma avaliação comparativa de três métodos semiempíricos para a estimativa da capacidade de carga à compressão de estacas: Aoki-Velloso (1975), UWA (2005) e NGI (2005). A análise baseia-se em um estudo de caso envolvendo uma estaca pré-moldada de seção quadrada, instalada em ambiente *offshore* em depósito constituído por areia fina siltosa, para a qual se dispõem resultados de uma prova de carga estática. Os resultados indicam que o método Aoki-Velloso (1975) subestima significativamente a capacidade de carga total, enquanto os métodos UWA (2005) e NGI (2005) apresentam melhor concordância com o valor de referência.

PALAVRAS-CHAVE: Capacidade de Carga à Compressão, Estacas, CPT, *Offshore*, Métodos semiempíricos.

ABSTRACT: Geotechnical compressive bearing capacity of piles is a highly valued topic in foundation engineering. Among the most widely used approaches, semi-empirical methods based on correlations with in situ tests stand out. In this context, particularly in offshore conditions, the cone penetration test (CPT), due to its high repeatability and reduced operator dependency, offers advantages over the standard penetration test (SPT). This paper presents a comparative assessment of three semi-empirical methods for estimating the compressive bearing capacity of piles: Aoki-Velloso (1975), UWA (2005) and NGI (2005). The analysis is based on a case study involving a square precast pile installed in an offshore environment within a silty fine sand deposit, for which static pile load test results are available. The results indicate that the Aoki-Velloso (1975) method significantly underestimates the total bearing capacity, whereas the UWA (2005) and NGI (2005) methods show better agreement with the reference value.

KEYWORDS: Compressive bearing capacity, Piles, CPT, Offshore, Semi-empirical methods

1 INTRODUÇÃO

A estimativa da capacidade de carga geotécnica à compressão de estacas constitui um dos temas centrais da engenharia de fundações, uma vez que pode influenciar diretamente as decisões de concepção e a viabilidade técnico-econômica de um empreendimento.

Nesse contexto, os métodos semiempíricos baseados em correlações com ensaios de campo são amplamente utilizados na prática da engenharia, em função de sua simplicidade de aplicação e do histórico de uso consolidado. Tradicionalmente, grande parte dessas metodologias foi desenvolvida a partir de resultados da sondagem à percussão com medida do índice N_{SPT}. No entanto, tais métodos apresentam limitações conhecidas, associadas à variabilidade do ensaio, à dependência do operador e à dificuldade de reprodução dos resultados, fatores que se tornam ainda mais relevantes em ambientes geotécnicos complexos ou em condições *offshore*.

O ensaio de cone (CPT), por sua vez, tem se destacado como uma alternativa mais robusta para a caracterização do subsolo, em especial em depósitos arenosos. Sua elevada repetibilidade, a menor influência do operador e a padronização internacional do procedimento de ensaio permitem a obtenção de parâmetros mais consistentes, favorecendo o desenvolvimento e a aplicação de metodologias de previsão da capacidade de carga com bases empíricas mais bem definidas. Além disso, o CPT é amplamente empregado em investigações geotécnicas *offshore*, onde as restrições operacionais tornam desejável a utilização de ensaios contínuos e automatizados.

Diante desse cenário, este trabalho apresenta uma avaliação comparativa de três métodos semiempíricos para a estimativa da capacidade de carga geotécnica à compressão de estacas, baseados em resultados de ensaio CPT: Aoki-Velloso (1975), UWA (2005) e NGI (2005). A análise é conduzida a partir de um estudo de caso envolvendo uma estaca pré-moldada de seção quadrada, instalada em ambiente *offshore* em depósito constituído por areia fina siltosa, para a qual se dispõem resultados de uma prova de carga estática. O escopo do trabalho concentra-se na comparação entre as previsões fornecidas por cada método e o comportamento observado em campo, discutindo-se a adequação e as limitações de cada abordagem no contexto analisado. Os resultados obtidos permitem discutir a aplicabilidade e as limitações desses métodos no contexto *offshore*, contribuindo para o aprimoramento de práticas de projeto baseadas em CPT.

2 CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA Á COMPRESSÃO COM BASE NO CPT

2.1 Método Aoki–Velloso (1975)

O método original de Aoki e Velloso (1975) foi apresentado no V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, realizado em 1975, na cidade de Buenos Aires.

A metodologia separa a capacidade de carga em duas parcelas: ponta e fuste – de acordo com o resultado do ensaio de cone mecânico. Além disso, o banco de dados utilizado originalmente foi baseado em estacas *onshore*, pré-moldadas de concreto, metálicas e do tipo Franki.

A equação 1 apresenta a fórmula utilizada para estimativa da capacidade de carga total a compressão com base nos dados do ensaio de CPT mecânico.

$$Q_{ult} = A_b \frac{q_{cone}}{F_1} + U \Sigma \frac{\tau_{cone}}{F_2} \Delta l \quad (1)$$

Onde:
Q_{ult} = resistência Total;
A_b = área da seção transversal da ponta ou base da estaca;
U = perímetro do fuste
ΔL = comprimento da estaca;
q_{cone} = resistência de ponta em unidades de tensão;
τ_{cone} = resistência lateral em unidades de tensão;
F_1 e F_2 = fatores de correlação.

2.2 Método UWA (2005)

O método UWA-2005, desenvolvido pela *University of Western Australia* (UWA), em Perth, e publicado em 2005. O método também separa a capacidade de carga em uma parcela de ponta e outra de fuste, sendo elaborado com base em dados obtidos a partir de provas de carga estáticas realizadas em estacas *onshore e offshore* cravadas, acompanhadas de ensaios de cone elétrico CPT. Os resultados foram publicados

separadamente para dois tipos de solos: areia e argila (Lehane et al. 2005 e Lehane et al. 2013, respectivamente). Vale destacar que o método apresenta uma versão denominada "completa" e uma versão "*offshore*". Além disso, a metodologia traz a possibilidade de considerar, ou não, o embuchamento da ponta da estaca na estimativa da capacidade de carga. Neste trabalho está apresentada a versão para solos arenosos (Lehane et al. 2005) e para estacas *offshore* (para maiores detalhes ver Oliveira, 2025).

2.2.1 Resistência Lateral

A equação 2 apresenta a fórmula utilizada para estimativa da resistência lateral à compressão para estacas *offshore* com base nos dados do ensaio de CPT elétrico.

$$\tau_f = \frac{f_t}{f_c}\left[0{,}03 q_c A_f^{\,0{,}3}\left[\max\left(\frac{h}{D}, 2\right)^{-0{,}5}\right]\right] tg\ \delta_f \qquad (2)$$

Onde:
τ_f = resistência lateral;
$ft\ /fc$ = relação entre tensão e capacidade de compressão., sendo 1,0 para compressão e 0,75 para tensão;
qc = resistência de ponta CPT em unidades de tensão;
Af = relação de área = $A_f = 1 - (D_i/D)^2$;
h/D = relação entre comprimento e lado da estaca;
δf = ângulo de cisalhamento da interface.

2.2.2 Resistência de Ponta

A equação 3 apresenta a fórmula utilizada para estimativa da resistência de ponta à compressão, considerando o fenômeno do embuchamento, para estacas *offshore* com base nos dados do ensaio de CPT elétrico.

$$q_{b,0.1} = 0{,}6 q_{c,avg} \qquad (3)$$

Onde:
$q_{b,0.1}$ = resistência de ponta;
qc,avg = média de qc 1m após a ponta da estaca.

A equação 4 apresenta a fórmula utilizada para estimativa da resistência de ponta à compressão, considerando a ponta aberta (sem embuchamento), para estacas *offshore* com base nos dados do ensaio de CPT elétrico.

$$q_{b,0.1}/q_{c,avg} = 0{,}15 + 0{,}45 A_f \qquad (4)$$

Onde:
$q_{b,0.1}$ = resistência de ponta;
qc,avg = média de qc 1m após a ponta da estaca;
Relação de área efetiva $A_{rb,eff}$ = 1,0 – FFR $(D_i/D)^2$;
FFR ≈ min $[1, (Di(m)/1{,}5^{0{,}2}]$.

2.3 Método NGI (2005)

O método NGI (2005)**,** desenvolvido pelo *Norwegian Geotechnical Institute*, em Oslo na Noruega, e publicado em 2005, constitui uma evolução das formulações propostas pela *American Petroleum Institute* (API, 1993) para a estimativa da capacidade de carga axial de estacas. A metodologia separa a capacidade de carga em parcelas de resistência de ponta e de atrito lateral, incorporando alterações significativas em relação à API (1993) e propondo correlações específicas para parâmetros considerados fundamentais para uma

previsão mais precisa do comportamento das estacas. O método foi elaborado a partir de um banco de dados composto por provas de carga estáticas em estacas cravadas (aço e concreto), executadas em diferentes tipos de solo, incluindo registros mais antigos baseados em sondagens com medidas de N_{SPT}, posteriormente integrados por meio de correlações, bem como uma parcela majoritária de ensaios acompanhados de ensaios de cone elétrico CPT. Os principais trabalhos que fundamentam o método foram apresentados por Clausen et al (2005) e Karlsrud et al (2005), sendo o NGI (2005) amplamente empregado em projetos *offshore* e em solos escandinavos, em função de sua robustez e aplicabilidade prática em fundações profundas. Destaca-se que o método também permite considerar, ou não, o embuchamento da ponta das estacas.

2.3.1 Resistência Lateral

A equação 5 apresenta a fórmula utilizada para estimativa da resistência lateral à compressão para com base nos dados do ensaio de CPT elétrico.

$$\tau_f = \max\left(Z/Lp_a\, Fd_f F_{a/g} F_{t/p} F_{load} F_{mat}, \tau_{min}\right) \quad (5)$$

Onde:
τ_f = resistência lateral; Z = profundidade da camada; L = comprimento da estaca;
p_a = pressão atmosférica; F_{D_r}= 2,1 (Dr − 0,1) 1,7; D_r = 0,4 ln (q_{c1N} /22);
q_{c1N} = resistência de ponta normalizada;
$F_{t/p}$ = 1,0 para ponta aberta e 1,6 para ponta fechada;
$Fload$ = 1,0 para tensão e 1,3 para compressão;
$Fmat$ = 1,0 para aço e 1,2 para concreto.

2.3.2 Resistência de Ponta

A equação 6 apresenta a fórmula utilizada para estimativa da resistência de ponta à compressão, considerando o fenômeno do embuchamento, com base nos dados do ensaio de CPT elétrico.

$$q_{b\,0,1} = F_{D_r}\, q_{c,tip} = 0{,}8\, q_{c,tip}(1 + 3{D_r}^2) \quad (6)$$

Onde:
$q_{b,0.1}$ = resistência de ponta; D_r = densidade relativa;
$q_{c,tip}$ = resistência de ponta em unidades de tensão.

A equação 7 apresenta a fórmula utilizada para estimativa da resistência de ponta à compressão, considerando a ponta aberta (sem embuchamento), com base nos dados do ensaio de CPT elétrico.

$$q_{b\,0,1} = min\left[engastado\; q_{b\,0,1}, rotulado\; q_{b\,0,1}\right] \quad (7)$$

Onde:
$q_{b,0.1}$ = Resistência de ponta; $q_{c,tip}$ = resistência de ponta em unidades de tensão.

3 ESTUDO DE CASO

3.1 Localização do Ambiente *Offshore* e Características da Estaca

O ambiente *offshore* analisado está localizado no leste dos Estados Unidos da América, no oceano Atlântico, cerca de 40 km da costa, no estado de Virginia. A lâmina d'água é de cerca de 25 metros e o solo é composto por camadas de uma areia fina e siltosa.

A estaca de concreto pré-moldada foi cravada a percussão e o elemento de seção quadrada, com lado de 610 mm, possui 16,8 m enterrados.

A figura 1 apresenta a localização do campo experimental, bem como um esquema mostrando a profundidade da lâmina d'água e o perfil do subsolo e as principais características da estaca.

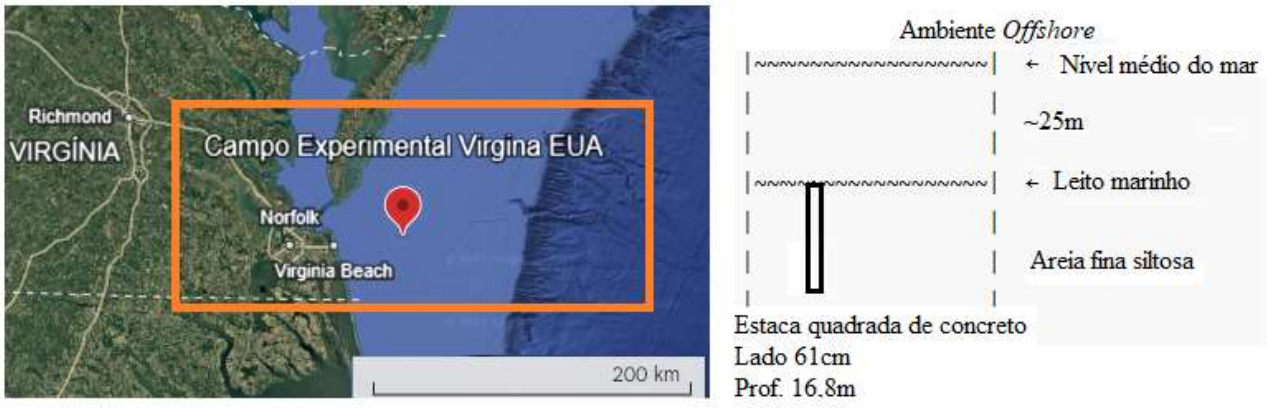


Figura 1. Campo experimental e caracteristicas do ambiente offshore estudado. Adaptado de https://earth.google.com/web/search/36°53′30″N+75°29′30″W, acessado em 03/01/2026

3.2 Resultados do Ensaio de Cone (CPT)

O ensaio de cone elétrico (CPT) foi executado em conformidade com a ASTM D5778 – *Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils*, atendendo às recomendações relativas ao equipamento, à velocidade de cravação e aos procedimentos de aquisição e controle de qualidade dos dados. O ensaio foi realizado com cone elétrico instrumentado, permitindo o registro contínuo da resistência de ponta e do atrito lateral ao longo do perfil investigado. A figura 2 apresenta a resistência de ponta (qc) e a resistência lateral (fs) do ensaio realizado.

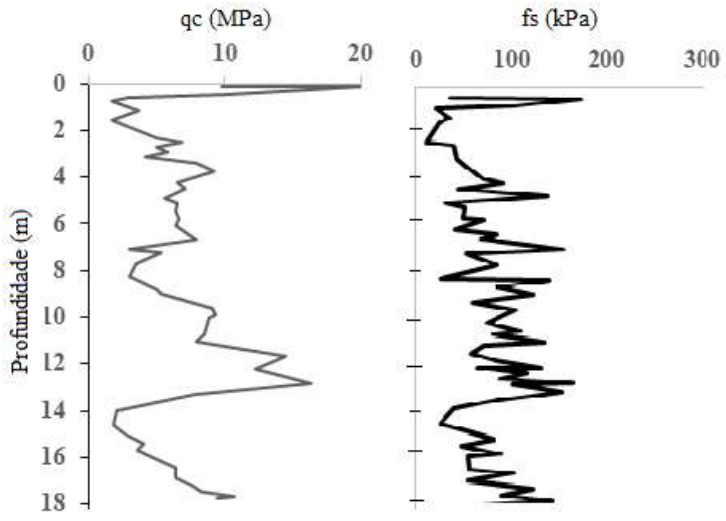
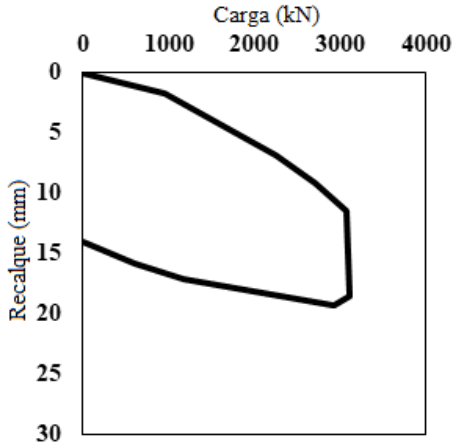


Figura 2. Dados do CPT – qc e fs.

3.3 Prova de Carga Estática

A prova de carga estática foi executada em conformidade com a ASTM D1143/D1143M – *Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load*. O ensaio teve como objetivo avaliar o comportamento carga–recalque da fundação profunda ensaiada e fornecer subsídios para a verificação da capacidade de carga geotécnica. A figura 3 apresenta a curva carga versus recalque obtida no ensaio, bem

como uma tabela com resumo das caracteristicas da prova de carga. Vale destacar que foram obtidas de forma separadas as cargas resistidas pelo fuste e pela ponta da estaca ensaiada.



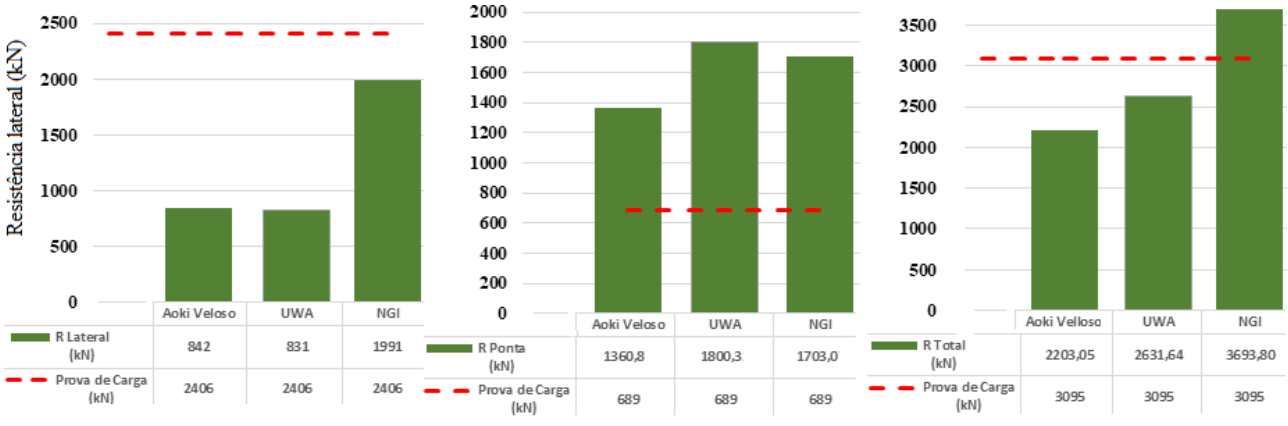
Detalhe	Descrição
Tipo de estaca/material	Estaca quadrada de concreto
Comprimento (m)	16,8
Largura externa (mm)	610
Método de instalação	Cravação
Tempo set up (dias)	12
Tipo de carregamento	Compressão
Qmax medido (kN)	3095
Qfuste (kN)	2046
Qponta (kN)	689

Figura 3. Dados da prova de carga.

4 PREVISÕES VERSUS DESEMPENHO

A seguir apresentam-se as previsões das capacidades de carga geotécnicas à compressão obtidas por cada metodologia semiempírica utilizada (Aoki e Velloso, 1975; UWA, 2005 e NGI, 2005) e o desempenho da prova de carga.

A figura 4a mostra a comparação entre previsão das três metodologias semiempíricas utilizadas e o desempenho da prova de carga para a capacidade de carga geotécnica à compressão do fuste da estaca de concreto estudada. A figura 4b mostra a mesma comparação a ponta da estaca, já a figura 4c mostra a comparação para a capacidade de carga total da estaca.



(a) capacidade de carga lateral da estaca (b) capacidade de carga da ponta da estaca (c) capacidade de carga total da estaca

Figura 4. Previsão vs desempenho da capacidade de carga da estaca: (a) Fuste; (b) Ponta e (c) Total.

A capacidade de carga desempenhada pelo fuste da estaca na prova de carga estática foi superior as três previsões pelos métodos semiempíricos empregados. O método do NGI (2005) foi o que previu uma capacidade de carga mais próximo do desempenho real da estaca ensaiada, sendo cerca de 20% menor. Os métodos de Aoki e Velloso (1975) e UWA (2005) previram valores semelhantes entre eles, mas bem menores que o desempenho real do fuste da estaca (cerca de 65% menor).

A capacidade de carga real na ponta da estaca na prova de carga estática foi inferior as três previsões pelos métodos semiempíricos empregados. O método do Aoki e Velloso (1975) foi o que previu a menor

capacidade de carga, mesmo assim quase o dobro do desempenho da estaca ensaiada. Já os métodos da UWA (2005) e NGI (2005) previram valores quase três vezes maiores que a prova de carga da estaca.

Com relação a capacidade de carga total da estaca, quando comparado ao desempenho da prova de carga, os métodos de Aoki e Velloso (1975) e UWA (2005) subestimaram o valor (cerca de 30% e 15%, respectivamente), enquanto o método do NGI (2005) superestimou a carga de ruptura geotécnica em cerca de 20%.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

A utilização do ensaio de cone elétrico em projetos de fundações *offshore* promove alguns benefícios quando comparado a sondagem com medida de N_{SPT}, uma vez que o resultado depende menos do operador, trazendo uma repetibilidade maior. As metodologias de estimativa de parâmetros geotécnicos e de capacidade de carga de fundações possuem uma validação internacional, visto que o ensaio é tipicamente executado de forma muito parecida ao redor do mundo.

Neste contexto, foram comparados as estimativas de capacidade de carga a compressão pelos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975), UWA (2005) e NGI (2005) com o desempenho de uma prova de carga de uma estaca em ambiente *offshore*. A estaca, de concreto – lado de 60 cm e comprimento enterrado de 16,8 m – foi instrumentada no fuste e na ponta, possibilitando as comparações das capacidades de carga de três maneiras distintas: (i) lateral; (ii) ponta e (iii) total.

As estimativas das capacidades de carga lateral, quando comparadas com o desempenho da estaca na prova de carga não apresentaram convergência para o valor medido. De uma forma geral os três valores foram subestimados em relação ao obtido na instrumentação, sendo o método do NGI (2005) o que mais se aproximou.

De forma contrária, todas as três estimativas das capacidades de carga da ponta da estaca superestimaram os valores, quando comparados a carga de ruptura medida na ponta da estaca. Vale destacar, que nos métodos da UWA (2005) e NGI (2005) foi considerada a hipótese de ponta da estaca embuchada.

Por fim, associada a capacidade de carga total estimada pelas três metodologias, pode-se concluir que em relação ao desempenho da prova de carga estática na estaca: (i) Aoki e Velloso (1975) forneceu um resultado a favor da segurança; (ii) UWA (2005) também forneceu um resultado a favor da segurança e (iii) NGI (2005) forneceu um resultado contra a segurança.

Acredita-se que associado ao método de Aoki e Velloso (1975), as diferenças entre previsão e desempenho podem estar associadas a natureza do banco de dados original do método - provas de carga em estaca *onshore* – e o tipo de cone utilizado por aqueles autores – cone mecânico.

Sobre as diferenças obtidas nas estimativas dos métodos UWA (2005) e NGI (2005) e o desempenho da estaca, acredita-se que a discrepância, sobretudo na estimativa da capacidade de carga da ponta, pode estar associada ao fenômeno do embuchamento. Esse comportamento observado reforça a possível sensibilidade das previsões de capacidade de carga de ponta às hipóteses adotadas quanto ao embuchamento, especialmente em estacas cravadas em ambiente *offshore* com solos arenosos finos e presença de silte.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

API (1993). *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – working stress design (API RP 2A-WSD).* American Petroleum Institute, Washington, D.C.

ASTM International (2020). ASTM D5778 – Standard test method for electronic friction cone and piezocone penetration testing of soils.

ASTM International (2013). ASTM D1143/D1143M – Standard test methods for deep foundations under static axial compressive load.

Aoki, N., Velloso, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: *5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires. Anais... p. 367–376.

Clausen, C. J. F., Aas, P., Karlsrud, K. (2005). Bearing capacity of driven piles in sand from CPT data. In: *International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, Perth. Anais... p. 41–48.

Karlsrud, K., Clausen, C. J. F., Aas, P. (2005). Axial capacity of driven piles in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, v. 131, n. 9, p. 1095–1108.

Lehane, B. M., Schneider, J. A., Xu, X. (2005). A review of design methods for driven piles in sand. *Géotechnique*, v. 55, n. 9, p. 633–644.

Lehane, B. M., et al. (2013). Cone penetration test-based pile design for driven piles in sand. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 50, n. 8, p. 1–15.

NGI (2005). Bearing capacity of driven piles in sand – the NGI approach. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.

UWA (2005). CPT-based pile design methods for driven piles in sand. University of Western Australia, Crawley.

Oliveira, J. F. (2025). *Métodos de capacidade de carga geotécnica à ruptura de estacas baseados no ensaio de cone (CPT).* Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, Instituto Politécnico, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Macaé.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/80

Métodos Semiempíricos Baseados no SPT em um Banco de Dados de Casos Brasileiros: Capacidade de Carga Total de Estacas Escavadas

Yuri Barbosa
Pós-doutorando, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, yuri.barbosa@usp.br

Alan Henrique Carneiro Brito
Doutorando, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, alanhenrique@usp.br

Ana Clara Takada Orsini
Aluna de graduação, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, anaclaratakadaorsini@usp.br

Marianna Nascimento de Carvalho
Aluna de graduação, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, mariannacarvalho@usp.br

Marcos Massao Futai
Professor titular, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, futai@usp.br

RESUMO: O Brasil conta com uma vasta experiência na execução de provas de carga e utilização do ensaio SPT para determinação da capacidade de carga de fundações profundas. Muitos trabalhos focam na adequação dos métodos semiempíricos para previsão de capacidade de carga. Entretanto, esses trabalhos levam em consideração poucas metodologias, ou apenas as mais empregadas. Por essa razão, o presente artigo tem como objetivo a construção de um banco de dados com 138 provas de carga instrumentadas realizadas em estacas escavadas para avaliação de 16 métodos semiempíricos baseados no SPT. O banco de dados foi construído a partir de publicações desses ensaios realizados no Brasil (artigos, dissertações e teses). Neste trabalho, apenas a capacidade de carga total foi analisada, resultando em um total de 2208 estimativas performadas. A reta de melhor ajuste, a média e o desvio padrão do viés (razão entre capacidades de carga medida e prevista) e o diagrama de Taylor (2001) foram os critérios adotados para rankeamento dos métodos. As propostas de Antunes e Cabral (1996), Teixeira (1996) e Décourt e Quaresma (1978) apresentaram os melhores desempenhos entre as metodologias analisadas para o banco de dados em questão.

PALAVRAS-CHAVE: Banco de Dados, Métodos Semiempíricos, Capacidade de Carga Total, Prova de Carga, Solos Tropicais.

ABSTRACT: Brazil has extensive experience in the execution of pile load tests and in the use of the SPT for determining the bearing capacity of deep foundations. Numerous studies have focused on adapting semi-empirical methods for predicting bearing capacity. However, these studies typically consider only a limited number of methodologies, or only those most commonly employed. For this reason, the present paper aims to construct a database comprising 138 instrumented load tests performed on bored piles in order to evaluate 16 SPT-based semi-empirical methods. The database was compiled from published Brazilian case histories, including journal articles, master's dissertations, and doctoral theses. In this study, only the total bearing capacity was analyzed, resulting in a total of 2,208 predicted values. The best-fit line, the mean and standard deviation of the bias (defined as the ratio between measured and predicted bearing capacities), and the Taylor diagram (2001) were adopted as criteria for ranking the methods. The approaches proposed by Antunes and Cabral (1996), Teixeira (1996), and Décourt and Quaresma (1978) showed the best performance among the methodologies evaluated for the database considered.

KEYWORDS: Database; Semi-empirical methods; Total bearing capacity; Load test; Tropical soils.

1 INTRODUÇÃO

A organização sistemática e a consolidação de bancos de dados vêm assumindo importância crescente no âmbito da pesquisa científica atual, em diferentes campos do conhecimento. Na engenharia de fundações, em particular, a reunião de extensos conjuntos de dados oriundos de provas de carga em estacas tem possibilitado avanços expressivos em diversas linhas de investigação. Esses acervos têm sido amplamente utilizados em estudos voltados à comparação e hierarquização de métodos de estimativa da capacidade de carga (Golafzani et al., 2020a, 2020b; Heidari e Ghazavi, 2021), bem como na calibração e recalibração de fatores de resistência adotados em projetos geotécnicos (Pari et al., 2019; Roshani et al., 2025; Zhang et al., 2025). Além disso, tais bases de dados têm subsidiado análises de confiabilidade aplicadas a problemas geotécnicos (AbdelSalam et al., 2015; Golafzani et al., 2020a, 2020b). Mais recentemente, esses repositórios também têm servido de suporte para aplicações consistentes de tomadores de decisão multicritério (Golafzani et al., 2022) e para o desenvolvimento de abordagens baseadas em aprendizado de máquina, com destaque para técnicas não-supervisionadas empregadas na previsão tanto da capacidade de carga (Pham et al., 2020; Shoaib e Abu-Farsakh, 2024) quanto do comportamento carga-recalque das estacas (Abu-Farsakh e Shoaib, 2024; Al-Awad et al., 2024; Nguyen et al., 2024). A ampla gama de análises viabilizadas por esses bancos decorre, sobretudo, da multiplicidade de variáveis associadas à interação solo-estrutura, que tornam o comportamento do sistema inerentemente complexo, incluindo características do solo, tipo de estaca e aspectos geométricos. Soma-se a isso o progresso de técnicas experimentais que permitem a separação das contribuições de resistência por atrito lateral e por ponta, como as provas de carga estática instrumentadas, ampliando de forma significativa o escopo investigativo dessas bases de dados.

Paralelamente, o Brasil tem uma vasta experiência no dimensionamento de estacas escavadas a partir do *Standard Penetration Test* (SPT). Atualmente, os métodos mais empregados são o de Aoki e Velloso (1975) e o de Décourt e Quaresma (1978), sendo os primeiros desenvolvidos em âmbito nacional, mas usando dados apenas regionais. Ao longo desses quase 50 anos, novos métodos foram sendo desenvolvidos, a destacar: modelos desenvolvidos a partir da recalibração dos fatores de métodos já existentes, como os de Alonso (1981), Laprovitera (1988) e Monteiro (1997) que sugeriram novos coeficientes a partir da metodologia de Aoki e Velloso (1975); modelos desenvolvidos a partir da aplicação dos conceitos de energia envolvidos na cravação do amostrador durante o ensaio SPT, como a proposta de Lobo (2005); modelos desenvolvidos para tipos específicos de estacas escavadas, como os de Antunes e Cabral (1996) e o de Karez e Rocha (2000), voltados para estacas do tipo hélice contínua; e métodos obtidos por meio de regressão linear, como a sugestão de Vorcaro e Velloso (2000). Com exceção das metodologias de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), muitos desses métodos ainda não são utilizados no exterior apesar do tempo considerável das publicações, carecendo de publicação e citação que os empreguem. Além disso, ainda não há trabalhos na literatura que investigue quantitativamente a capacidade de todos esses métodos na predição da capacidade de carga de estacas escavadas.

Com base nisso, o presente trabalho tem como principal objetivo apresentar um banco de dados de provas de carga instrumentadas em estacas escavadas e avaliar o potencial de 16 métodos semiempíricos baseados no SPT de estimar a capacidade de carga total dessas estruturas. As metodologias foram avaliadas de acordo com a média e desvio padrão do viés (razão entre capacidades de carga medida e prevista) de cada caso do banco e com base na localização no Diagrama de Taylor. O banco de dados também comporta as resistências lateral e de ponta de cada caso, mas apenas a total foi selecionada para análise neste artigo. O potencial dos 16 métodos para previsão da resistência de cada parcela separadamente será abordado em trabalhos futuros.

2 METODOLOGIA

Um total de 177 provas de carga instrumentadas foi levantado a partir da literatura, extraído de 32 publicações, incluindo teses, dissertações, artigos de congresso e periódicos científicos. Após a consolidação da base de dados, foram adotados critérios para a filtragem dos casos incluídos, como segue: (*i*) a carga de ruptura foi definida como aquela correspondente a um deslocamento equivalente a 10% do diâmetro da estaca. Nos casos em que a carga máxima registrada no ensaio não atingiu esse limite, aplicou-se o método de extrapolação proposto por Van der Veen (1953). Adicionalmente, os casos em que a carga de ruptura obtida

por extrapolação excedeu em mais de 40% o valor máximo atingido experimentalmente foram excluídos do banco de dados; (*ii*) casos de estacas cravadas e/ou ensaiadas à tração também foram removidos do banco. Ao final, restaram 138 provas de carga instrumentadas cujas estatísticas são apresentadas na Figura 1 a seguir, revelando um banco formado principalmente por estacas dos tipos hélice contínua e escavada de concreto, com diâmetro médio de 0,60 m e comprimentos entre 10 e 30 m em solos mistos e arenoso dos Estados de Goiás e São Paulo.

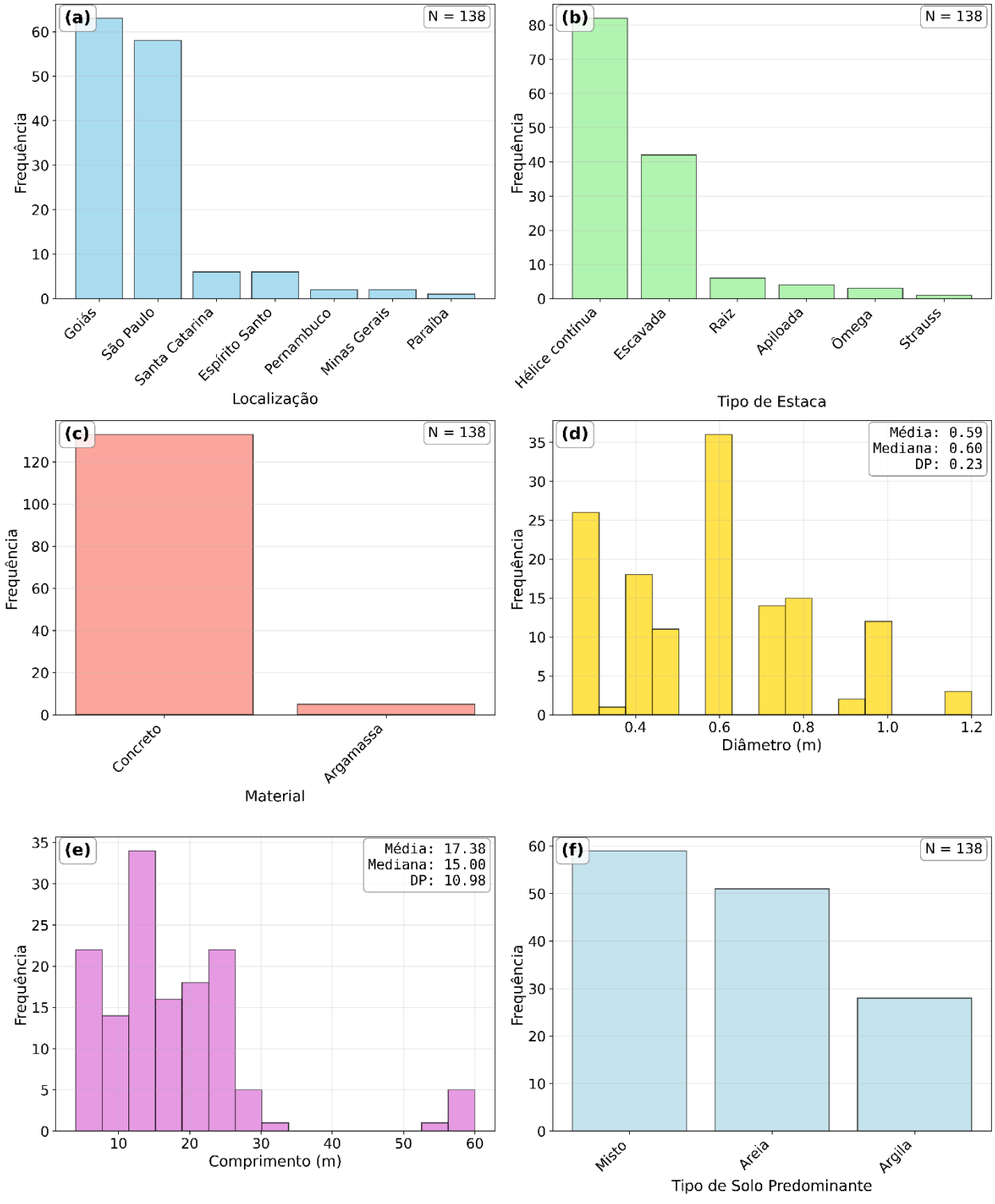


Figura 1. Informações do banco de dados: (a) localização, (b) tipo de estaca, (c) material da estaca, (d) diâmetro, (e) comprimento, e (f) tipo de solo predominante.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 2 apresenta as relações entre capacidades de carga prevista e estimada para os 16 métodos analisados. É mostrado também a linha 1:1, que separa as tendências de superestimar ou subestimar a resistência total por meio da localização do ponto à esquerda ou à direita da reta, respectivamente. Por meio da figura é possível indicar que os métodos de Laprovitera (1988), Meyerhof (1976), Milititsky e Alves (1985), Vorcaro e Velloso (2000) e Robert (1997) tendem a subestimar a capacidade de carga total para a maioria dos casos analisados, enquanto a proposta de Karez e Rocha (2000) propende a superestimá-la. As demais metodologias não apresentam essas tendências quando analisadas qualitativamente.

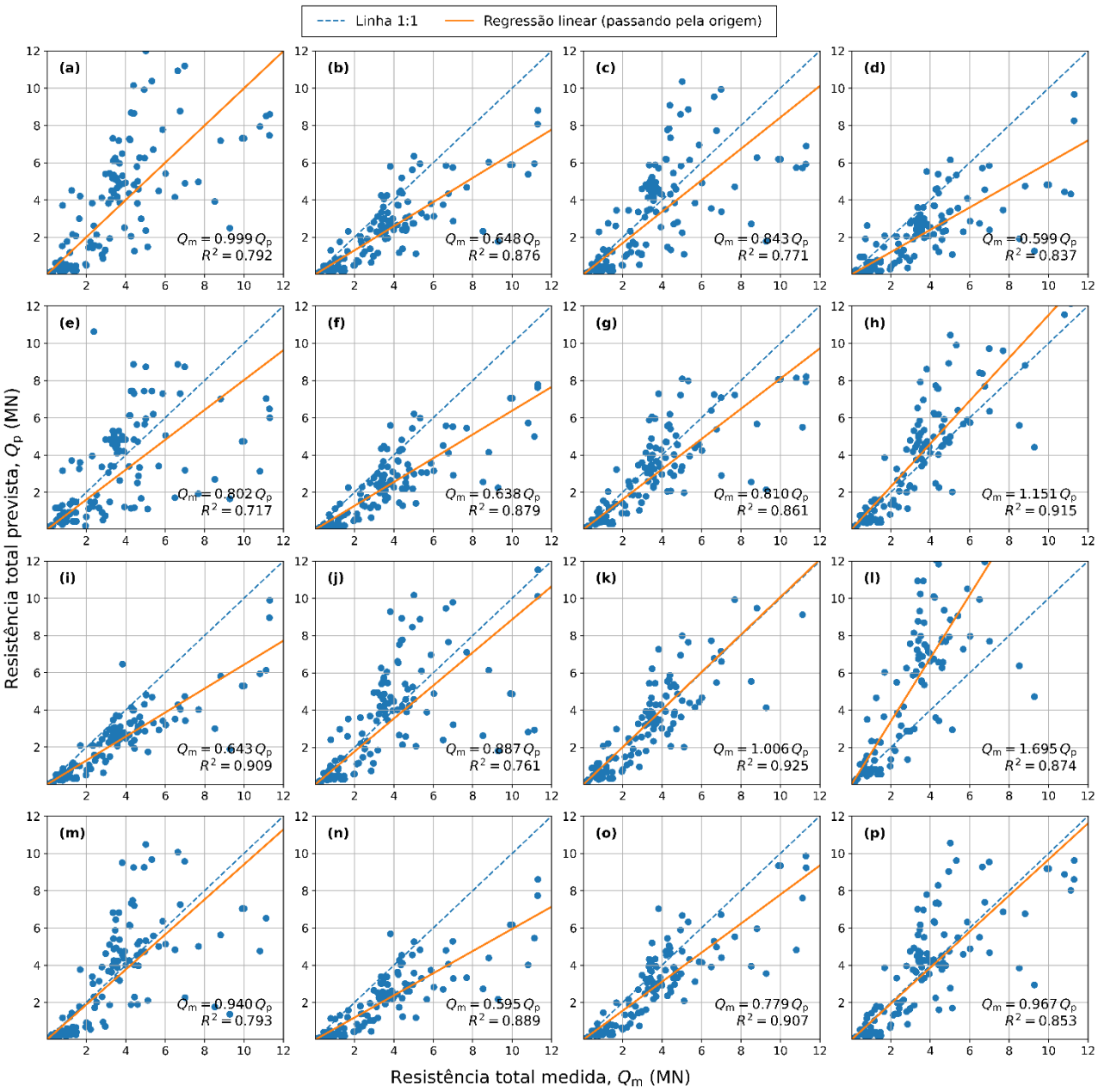


Figura 2. Resistencências total medida em função da prevista pelos métodos de (a) Aoki e Velloso (1975), (b) Laprovitera (1988), (c) Alonso (1981), (d) Meyerhof (1976), (e) Velloso (1981), (f) Milititsky e Alves (1985), (g) Décourt e Quaresma (1978), (h) Teixeira (1996), (i) Vorcaro e Velloso (2000), (j) Lobo (2005), (k) Antunes e Cabral (1996), (l) Karez e Rocha (2000), (m) Shioi e Fukui (1982), (n) Robert (1997), (o) Bazaraa e Kurkur (1986), e (p) Monteiro (1997).

Na Figura 2 também são apresentadas as retas de melhor ajuste para cada método analisado, que passa pela origem dos eixos. Esse critério estabelece que o método apresenta melhor desempenho quanto mais próximo à unidade é o coeficiente angular (a), sendo o R^2 usado apenas como critério de desempate. De acordo com essa avaliação, os métodos de Aoki e Velloso (1975), Antunes e Cabral (1996) e Monteiro (1997) se destacam enquanto os de Meyerhof (1976), Robert (1997) e Karez e Rocha (2000) apresentam pior performance. Vale destacar que os métodos de Antunes e Cabral (1996) e Karez e Rocha (2000) foram desenvolvidos para aplicação em estacas do tipo hélice contínua (que representa aproximadamente 60% do banco de dados), fato este que não garante o melhor ou pior desempenho do método. O mesmo raciocínio se aplica para as propostas de Aoki e Velloso (1975) e Vorcaro e Velloso (2000), que apresentam coeficientes específicos para estacas dos tipos hélice contínua e escavada (por volta de 88% do banco de dados). Esse fato pode ser explicado devido às variabilidades do solo e processos executivos da estaca que varia entre o presente banco de dados e o utilizado para desenvolver e/ou validar cada metodologia de previsão. O critério adotado também tem influência nesse tipo de resposta, motivo pelo qual foram adotados diferentes critérios para avaliação neste trabalho. De modo geral, a maioria dos métodos resultou em a menor que 1, indicando tendência a subestimar a resistência total. Isso pode ser explicado pelo fato da maioria dos casos ser dos Estados de São Paulo e Goiás, típicos de solos laterizados e já apontados por Décourt (2018) como um tipo de solo ainda pouco explorado pelos métodos de previsão, que tendem a subestimar sua real resistência.

A Figura 3 mostra os valores de média (μ) e desvio padrão (σ) do viés (λ_R), que é a relação entre capacidades de carga prevista e medida. Esse critério é avaliado de acordo com a proximidade da média ao valor unitário, o que indica estimativa exata da resistência. Desvio padrão próximo de zero indica melhor desempenho do método, sendo utilizado apenas como medida de desempate. De acordo com esse critério, as propostas de Teixeira (1996), Antunes e Cabral (1996) e Décourt e Quaresma (1978) foram os que melhor performaram na previsão da capacidade de carga total, enquanto os métodos de Meyerhof (1976), Milititsky e Alves (1985) e Robert (1997) apresentaram médias mais distantes da unidade. Um ponto a se destacar da Figura 3 é que, com exceção da formulação de Karez e Rocha (2000), os demais métodos tenderam a subestimar a capacidade de carga total das estacas, resultando em $\lambda_R > 1$. Essa resposta corrobora com a conclusão do critério anterior e com Décourt (2018).

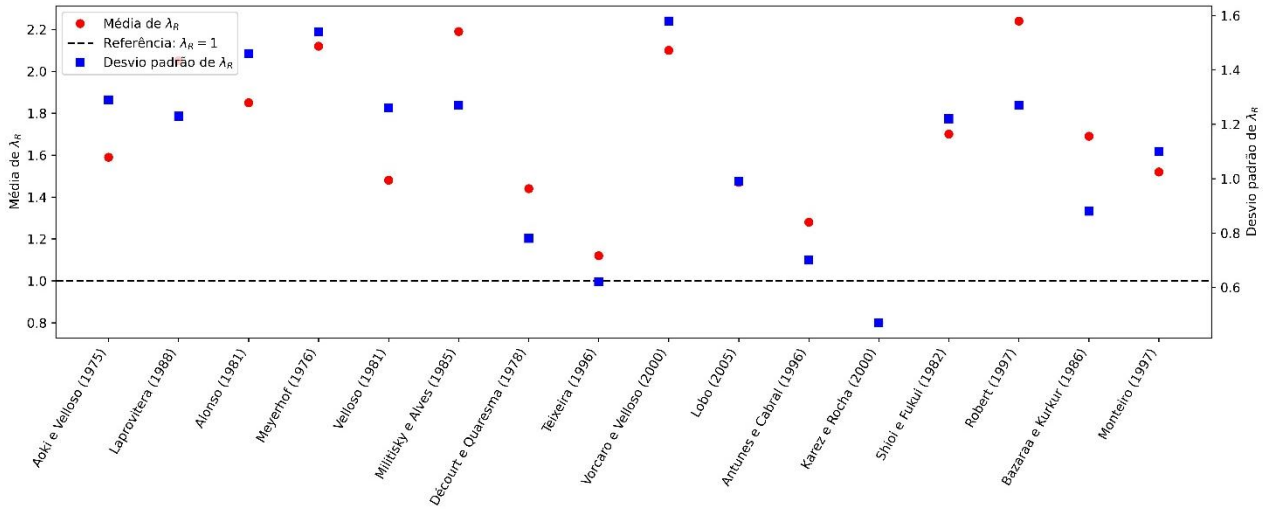


Figura 3. Média e desvio padrão de λ_R para cada método.

A Figura 4 dispõe a localização de cada metodologia dentro do Diagrama de Taylor (2001). Nesse critério, a raiz do erro médio quadrado centralizado (cRMS) é relacionada ao coeficiente de correlação e desvio padrão, e uma maior proximidade ao ponto experimental indica melhor desempenho do método. Esse critério indica que os métodos de Antunes e Cabral (1996), Bazaraa e Kurkur (1986) e Vorcaro e Velloso (2000) configuram como os mais eficientes e os de Lobo (2005), Velloso (1981) e Karez e Rocha (2000) os menos eficientes. Da Figura 4 também pode se observar a existência de um grupo de métodos com performances semelhantes, com desvio padrão, coeficiente de correlação e cRMS variando entre 1500 e 3000 kN, 0,6 e 0,85, e 1000 e 2000 kN, respectivamente.

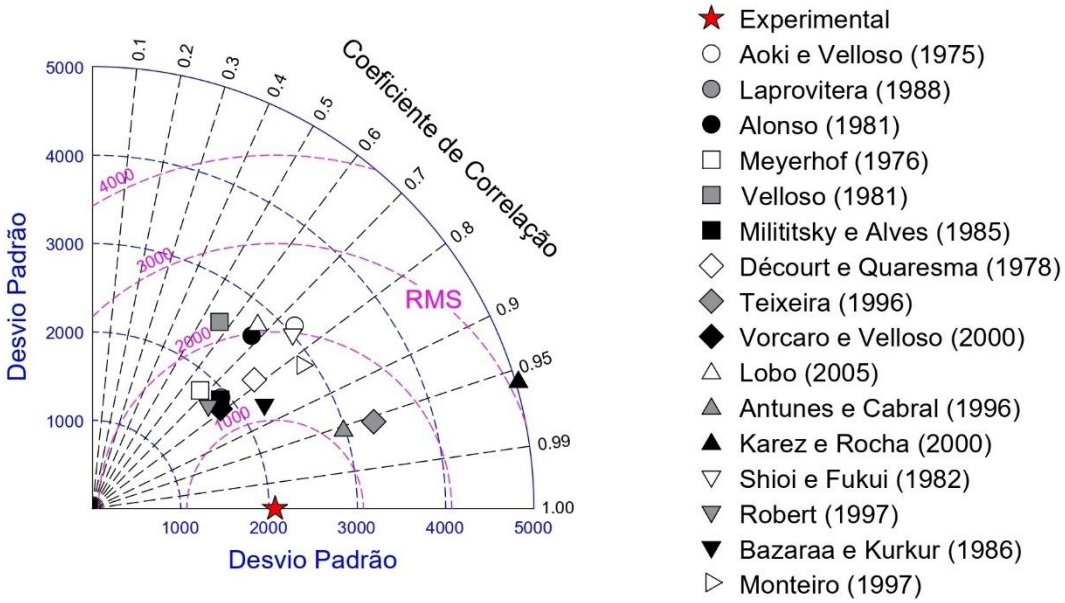


Figura 4. Diagrama de Taylor para os métodos baseados no SPT.

A Tabela 1 a seguir resume em valores os três critérios avaliados e suas métricas, apresentando o rank geral para cada critério e o ranqueamento final para cada método. Para o cálculo do rank final, somou-se os ranks de cada critério e as metodologias que apresentaram menor valor, configuraram como um melhor desempenho global. Essa análise resultou na classificação dos métodos de Antunes e Cabral (1996), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) como os de melhores desempenhos e os de Robert (1997), Meyerhof (1976) e Karez e Rocha (2000) como os piores para o banco de dados investigado.

Tabela 1. Avaliação dos critérios e ranqueamento final de cada método.

Métodos	Melhor ajuste da reta			λ_R			Diag. Taylor		Rank final
	a	R^2	Rank	μ	σ	Rank	cRMS	Rank	
Aoki e Velloso (1975)	0,999	0,792	1	1,59	1,29	8	2080	13	6
Laprovitera (1988)	0,648	0,925	2	2,05	1,23	12	1396	6	11
Alonso (1981)	0,843	0,853	3	1,85	1,46	11	1974	11	10
Meyerhof (1976)	0,599	0,793	4	2,12	1,54	14	1584	9	16
Velloso (1981)	0,802	0,761	5	1,48	1,26	6	2204	15	12
Mililitsky e Alves (1985)	0,638	0,915	6	2,19	1,27	15	1380	4	13
Décourt e Quaresma (1978)	0,810	0,771	7	1,44	0,78	4	1476	7	3
Teixeira (1996)	1,151	0,861	8	1,12	0,62	1	1488	8	2
Vorcaro e Velloso (2000)	0,643	0,717	9	2,10	1,58	13	1288	3	9
Lobo (2005)	0,887	0,907	10	1,47	0,99	5	2086	14	7
Antunes e Cabral (1996)	1,006	0,876	11	1,28	0,70	3	1172	1	1
Karez e Rocha (2000)	1,695	0,909	12	0,80	0,47	2	3104	16	14
Shioi e Fukui (1982)	0,940	0,879	13	1,70	1,22	10	1982	12	8
Robert (1997)	0,595	0,837	14	2,24	1,27	16	1388	5	15
Bazaraa e Kurkur (1986)	0,779	0,889	15	1,69	0,88	9	1182	2	5
Monteiro (1997)	0,967	0,874	16	1,52	1,10	7	1652	10	4

3 CONCLUSÕES

O estudo apresentou como principal novidade a construção de um banco de dados robusto e sistematizado, composto por 138 provas de carga estática instrumentadas em estacas escavadas realizadas no Brasil, permitindo a avaliação simultânea e quantitativa de 16 métodos semiempíricos baseados no SPT para estimativa da capacidade de carga total. A análise envolveu um número expressivo de previsões (2.208), o que conferiu maior consistência estatística às comparações. A metodologia adotada baseou-se na aplicação de

critérios complementares de desempenho: a análise da reta de melhor ajuste entre valores medidos e previstos, a avaliação estatística do viés (média e desvio padrão da razão entre capacidade medida e prevista) e o posicionamento dos métodos no Diagrama de Taylor. A combinação desses critérios permitiu um ranqueamento global das metodologias, reduzindo a dependência de um único indicador de desempenho.

As discussões evidenciaram que os métodos de Antunes e Cabral (1996), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) apresentaram melhor desempenho global para o banco de dados analisado, enquanto outras propostas mostraram limitações significativas. A depender do critério adotado, observou-se uma tendência generalizada de subestimação da capacidade de carga atribuída principalmente à predominância de solos lateríticos, cuja resistência nem sempre é adequadamente capturada por métodos clássicos baseados no SPT. Também, concluiu-se que metodologias desenvolvidas para condições ou tipos específicos de estacas não garantem desempenho superior quando aplicadas a um conjunto de dados mais amplo e heterogêneo, reforçando a importância de avaliações independentes baseadas em bancos de dados extensos. A aplicação de outros critérios, a análise dos métodos considerando tipos específicos de estacas e/ou solos do banco de dados e a avaliação multicritério considerando apenas capacidades de carga lateral e de ponta são sugestões para trabalhos futuros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AbdelSalam, S.S., Baligh, F.A., El-Naggar, H.M. (2015) A database to ensure reliability of bored pile design in Egypt. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 168(2), p. 131-143.

Abu-Farsakh, M.Y., Shoaib, M.M. (2024) Machine learning models to evaluate the load-settlement behavior of piles from cone penetration test data. *Geotechnical and Geological Engineering*, 42(5), p. 3433-3449.

Al-Awad, K., Fattah, M.Y., Al-Zuheriy, A.S.J. (2024) Estimation of the settlement of pile head using ANN and multivariate linear regression based on the results of load transfer method. *Open Engineering*, 14(1), p. 20240026.

Alonso, U.R. (1981) Estimativa da curva carga-recalque de estacas a partir dos resultados de sondagens à percussão. *Revista Solos e Rochas*, 4, p. 19-32.

Antunes, W.R., Cabral, D.A. (1996) Capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 3, São Paulo. *Anais...* ABMS. v. 2, p. 105-109.

Aoki, N. Velloso, D.A. (1975) An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Buenos Aires. *Anais...* Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos y Ingeniería de Fundaciones. p. 367-376.

Bazaraa, A.R., Kurkur, M.M. (1986) N-values used to predict settlements of piles in Egypt. In: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, New York. *Anais...* ASCE. p. 462-474.

Décourt, L. (2018) Design of shallow foundations on soils and rocks on basis of settlement considerations. In: Innovations in geotechnical engineering. p. 342-357.

Décourt, L., Quaresma, A.R. (1978) Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG, Rio de Janeiro. *Anais...* ABMS. p. 45-53.

Golafzani, S.H., Chenari, R.J., Eslami, A. (2020a) Reliability based assessment of axial pile bearing capacity: static analysis, SPT and CPT-based methods. *Georisk: Assessment and management of risk for Engineered Systems and Geohazards*, 14(3), p. 216-230.

Golafzani, S.H., Eslami, A., Chenari, R.J. (2020b) Probabilistic assessment of model uncertainty for prediction of pile foundation bearing capacity; static analysis, SPT and CPT-based methods. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(5), p. 5023-5041.

Golafzani, S.H., Eslami, A., Chenari, R.J. (2022) Optimized selection of axial pile bearing capacity predictive methods based on multi-criteria decision-making (MCDM) models and database approach. *Soft Computing*, 26(12), p. 5865-5881.

Heidari, P.E., Ghazavi, M. (2021) Statistical evaluation of CPT and CPTu based methods for prediction of axial bearing capacity of piles. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39(2), p. 1259-1287.

Karez, M. Rocha, E.A.C. (2000) Estacas tipo hélice contínua: previsão da capacidade de carga. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 4, São Paulo. *Anais...* ABMS. p. 274-278.

Laprovitera, H. (1988) *Reavaliação do método semi-empírico de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 213 p.

Lobo, B.O. (2005) *Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 121 p.

Meyerhof, G.G. (1976) Bearing capacity and settlement of pile foundations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 102(3), p. 197-228.

Milititsky, J., Alves, I. (1985) Discussions – Section 3.3: building foundations. In: International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasília. *Anais…* ABMS. p. 45-48.

Monteiro, P.F. (1997) Capacidade de carga de estaca – método de Aoki-Velloso. Relatório técnico interno – Estacas Franki Ltda.

Nguyen, T., Ly, D.K., Shiau, J., Nguyen-Dinh, P. (2024) Optimizing load-displacement prediction for bored piles with the 3mSOS algorithm and neural networks. *Ocean Engineering*, 304, p. 117758.

Pari, S.A.A., Habibagahi, G., Ghahramani, A., Fakharian, K. (2019) Reliability-based calibration of resistance factors in LRFD method for driven pile foundations on inshore regions of Iran. *International Journal of Civil Engineering*, 17(12), p. 1859-1870.

Pham, T.A., Ly, H.B., Tran, V.Q., Giap, L.V., Vu, H.L.T., Duong, H.A.T. (2020) Prediction of pile axial bearing capacity using artificial neural network and random forest. *Applied Sciences*, 10(5), p. 1871.

Robert, Y. (1997) A few comments on pile design. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(4), p. 560-567.

Roshani, P., Sedano, J.A.I., Rezvani, R., Tutunchian, M.A. (2025) Recalibration of LRFD resistance factors for driven steel piles at end of drive conditions in Alberta, Canada. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, 11(1), p. 04024077.

Shioi, Y., Fukui, J. (1982) Application of N-value to design of foundations in Japan. In: European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam. *Anais…* [s.n.]. v. 1, p. 159-164.

Shoaib, M.M., Abu-Farsakh, M.Y. (2024) Exploring tree-based machine learning models to estimate the ultimate pile capacity from cone pentration test data. *Transportation Research Record*, 2678(1), p.136-149.

Taylor, K.E. (2001) Summarizing multiple aspects of model performance in a single diagram. *Journal of Geophysical Research: Atmospheres*, 106(D7), p. 7183-7192.

Teixeira, A.H. (1996) Projeto e execução de fundações. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 3, São Paulo. *Anais...* ABMS. p. 33-50.

Van der Veen, C. (1953) The bearing capacity of pile. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - ICSMFE 3. *Anais…* ISSMGE. p. 84-90.

Velloso, P.P.C. (1981) Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento. In: Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Rio de Janeiro. *Anais...* Clube de Engenharia.

Vorcaro, M.C., Velloso, D.A. (2000) Avaliação de carga última em estacas escavadas por regressão linear. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 3, São Paulo. *Anais...* ABMS. v. 2, p. 331-344.

Zhang, Y., Huang, J., Giacomini, A., Xie, J., Lu, J. (2025) Robust calibration of shaft and base resistance factors for piles based on multiobjective optimization. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 151(3), p. 04024169.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/81

Modelagem Geomecânica de uma Estaca Sujeita a Carregamentos Horizontais Assimétricos

Vinicius Verdelli Fernandes
Engenheiro Civil de Infraestrutura, Serra do Mar Engenharia., Joinville, Brasil, vinicius@serradomar.eng.br

Marcelo Heidemann
Engenheiro Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, marcelo.heidemann@ufsc.br

RESUMO: Este trabalho apresenta a modelagem geomecânica de uma estaca sujeita a carregamentos horizontais assimétricos, induzidos pela execução de um aterro de 2,0 m sobre solo mole. A análise foi conduzida por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando o software RS2. O comportamento das camadas de solo mole foi representado pelo modelo Cam-Clay modificado, com parâmetros calibrados a partir de ensaios de campo (CPTu) e laboratoriais de forma a modelar o processo de adensamento e a dissipação de poropressões ao longo de 20 anos. A estaca de concreto protendido foi modelada como elemento elástico com topo engastado. Os resultados foram comparados com a formulação analítica de Tschebotarioff (1962), incorporando o conceito de reação horizontal do solo a cada metro do perfil estratigráfico. As análises numéricas evidenciaram que, já no momento de aplicação da sobrecarga, os momentos fletores superaram a capacidade resistente da estaca, indicando ruptura estrutural. A camada superior de argila mostrou-se a mais afetada pela sobrecarga aplicada, gerando os maiores carregamentos horizontais. O estudo aponta ainda a limitação das abordagens analíticas simplificadas e reforça a necessidade de modelagem numérica avançada para uma avaliação confiável da interação solo-estrutura em solos moles sujeitos a carregamentos assimétricos.

PALAVRAS-CHAVE: Efeito Tschebotarioff; modelagem geomecânica; solos moles

ABSTRACT: This work presents the geomechanical modeling of a pile subjected to asymmetric horizontal loads induced by the construction of a 2.0 m high embankment on soft soil. The analysis was conducted using the Finite Element Method (FEM) through the RS2 software. The behavior of the soft soil layers was represented by the Modified Cam-Clay model, with parameters calibrated with field (CPTu) and laboratory tests in order to model the consolidation process and pore pressure dissipation over 20 years. The prestressed concrete pile was modeled as an elastic element with a fixed head. The results were compared with the analytical formulation of Tschebotarioff (1962), incorporating the concept of horizontal soil reaction for each meter along the stratigraphic profile. The numerical analyses evidenced that, immediately after the surcharge application, the bending moments exceed the pile's load capacity, indicating structural failure. The upper clay layer proved to be the most affected by the applied surcharge, generating the highest horizontal loads. The study also highlights the limitations of simplified analytical approaches and reinforces the need for advanced numerical modeling for a reliable assessment of soil-structure interaction in soft soils under asymmetric loadings.

KEYWORDS: Tschebotarioff effect; geomechanical modeling; soft soils.

1 INTRODUÇÃO

O aumento da demanda por infraestrutura em áreas urbanas tem levado à ocupação de regiões onde são frequentes problemas associados a eventos climáticos, destacando-se áreas sujeitas a inundações, caracterizadas pela predominância de solos moles. Nesse contexto, a elevação das cotas do terreno através do emprego de aterros é comumente utilizada, exigindo uma avaliação cuidadosa do impacto de seu carregamento sobre o substrato para que se obtenha níveis adequados de segurança (Palmeira; Ortigão, 2004).

Dentre as consequências da execução de aterros sobre solos moles, destaca-se a ocorrência de carregamentos horizontais assimétricos em profundidade em elementos de fundações, como estacas. Tal

fenômeno é denominado efeito Tschebotarioff, sendo resultado do processo de adensamento das camadas de solo mole sob a sobrecarga do aterro, gerando incrementos de tensão horizontal que atuam sobre as estacas, gerando esforços adicionais como momentos fletores e forças cisalhantes (Velloso e Lopes, 2010).

A avaliação do efeito Tschebotarioff pode ser realizada mediante métodos analíticos simplificados, como os propostos por Wenz (1963), De Beer e Wallays (1972) e Stewart et al. (1994), os quais se fundamentam nas formulações iniciais de Tschebotarioff (1962). O método de Tschebotarioff propõe, como aproximação, que os empuxos laterais gerados ao longo da camada compressível podem ser representados por um carregamento triangular ao longo da estaca, cujo valor máximo ocorre no centro da camada adensável. A magnitude do carregamento horizontal (ρ_h) é determinada, através da multiplicação de duas vezes a largura da estaca (B), coeficiente de empuxo (K_e) e a pressão correspondente do aterro (γH_a).

Contudo, esse método adota hipóteses simplificadoras quanto à distribuição de tensões no solo e ao seu comportamento mecânico, o que pode limitar a precisão e a confiabilidade dos resultados, especialmente em solos estratificados e sob condições de carregamento tempo-dependentes.

Dessa forma, a modelagem numérica do problema em questão apresenta-se como alternativa frente às limitações impostas pelos métodos tradicionais, uma vez que tais modelagem são realizadas com auxílio de softwares que utilizam o Método dos Elementos Finitos (MEF). A utilização da modelagem numérica permite uma representação mais realista da interação solo-estrutura, incorporando a não linearidade dos materiais, as condições de contorno reais e a evolução temporal dos fenômenos de adensamento. Nesse contexto, modelos constitutivos como o Cam-Clay modificado, são capazes de representar adequadamente o comportamento de solos sedimentares argilosos.

O presente estudo trata da modelagem numérica de uma estaca representativa das condições existentes em um empreendimento localizado no município de Tijucas/SC, submetida ao efeito Tschebotarioff, decorrente da construção de um aterro com 2,0 metros de altura em um empreendimento vizinho. O trabalho aborda a caracterização geotécnica detalhada do local, baseada em ensaios de campo e laboratoriais, os quais são utilizados para estabelecimento de um modelo geomecânico e definição dos parâmetros constitutivos. O objetivo é avaliar a capacidade da estaca em resistir aos esforços transversais induzidos, comparando os resultados da modelagem numérica com as estimativas fornecidas pelo método analítico de Tschebotarioff (1962), de forma a contribuir para uma avaliação mais confiável da segurança de fundações.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A análise do comportamento da estaca frente aos carregamentos horizontais impõe a necessidade de compreensão do contexto geotécnico no qual a fundação está inserida. A estaca investigada localiza-se em terreno adjacente à área onde se pretende implantar um empreendimento comercial, no município de Tijucas/SC. A Figura 1 apresenta o contexto geológico e a estratigrafia real indicada por uma das sondagens CPTu realizadas na região de estudo.

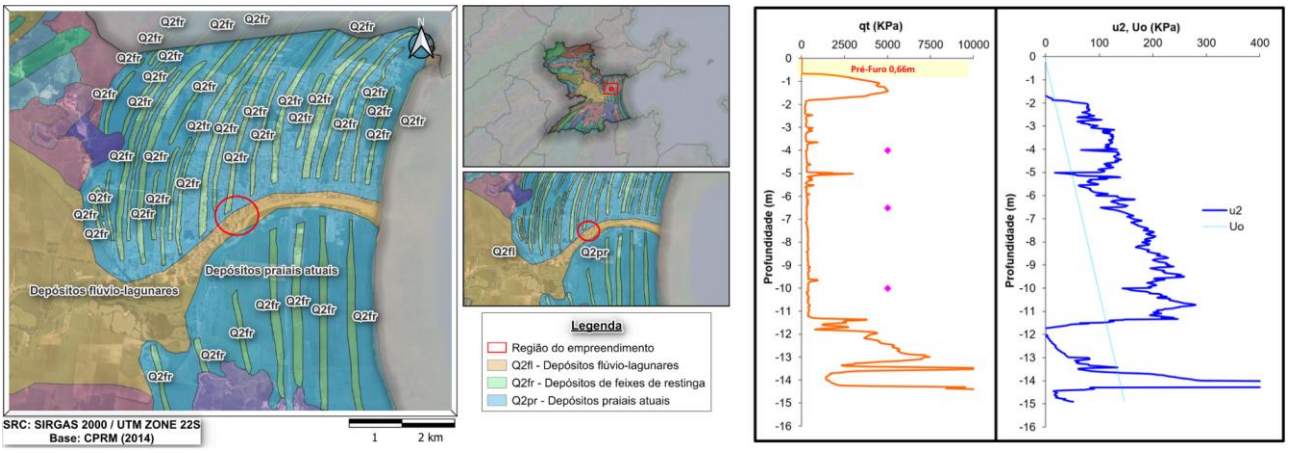


Figura 1. Mapa geológico e perfis de resistência de ponta e poropressão.

A região do empreendimento abrange duas unidades distintas. A parcela predominante encontra-se assente sobre depósitos flúvio-lagunares, caracterizados por intercalações de areias e lamas lagunares com matéria orgânica vegetal, interdigitadas a cascalhos e areias grossas a finas provenientes de sedimentação fluvial. Uma fração menor situa-se sobre depósitos praiais recentes, compostos por areias quartzosas finas a médias, bem selecionadas e de coloração clara (CPRM, 2014).

Para a caracterização geotécnica do local foram disponibilizados nove boletins de sondagem SPT e nove boletins de sondagens CPTu, sendo os resultados condizentes com o contexto geológico apresentado. A determinação do perfil estratigráfico se deu a partir das sondagens CPTu, através da aplicação da metodologia proposta por Robertson (1990). A interpretação dos resultados produziu uma estratigrafia refinada do terreno. Porém, para aplicação dos métodos analíticos e numéricos fez-se necessário a simplificação do perfil. A Figura 2 apresenta o perfil estratigráfico utilizado nas análises e o posicionamento da estaca e do aterro.

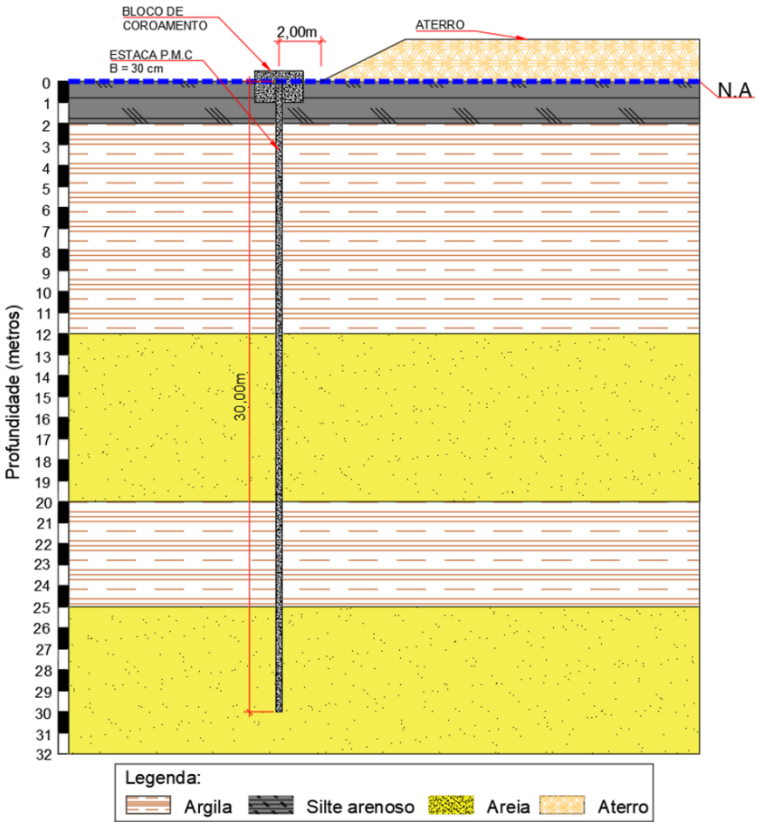


Figura 2. Perfil estratigráfico, estaca e aterro considerados nas análises

Os parâmetros de comportamento geotécnico das camadas argilosas foram obtidos a partir de ensaios de caracterização e adensamento conduzidos pelo Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina (CTJ/UFSC). Adicionalmente, dispôs-se de resultados de ensaios de palheta (Vane Test) realizados nos mesmos locais das amostragens indeformadas.

Para as demais camadas e para os parâmetros não determinados em laboratório, empregaram-se correlações estabelecidas com base nos resultados dos ensaios CPTu, complementadas por valores de referência da literatura. Adotaram-se as formulações propostas por Teixeira e Godoy (1996), Meyerhof (1976) e Robertson e Cabal (2010, 2022). Os parâmetros utilizados nas análises são apresentados na Tabela 1.

A estaca analisada é do tipo pré-moldada de concreto protendido, com seção transversal quadrada de 0,30 m de aresta e comprimento de 30 m, assentada na camada de areia mais profunda do perfil. Seus parâmetros estruturais foram definidos conforme as normas NBR 6118 (ABNT, 2023) e NBR 16258 (ABNT, 2014), resultando em força cortante resistente de 127,23 kN. Com base em catálogos técnicos, estabeleceu-se a carga vertical máxima admissível de 320 kN e o momento fletor limite de 44 kN.m. Adotou-se ainda o limite de 25 mm para deslocamentos horizontais em condições de serviço (PCI, 2021).

Tabela 1. Parâmetros de comportamento para os materiais de interesse.

Parâmetros	Camadas				
	Silte arenoso	Argila superior	Areia superior	Argila inferior	Areia inferior
Peso específico natural – γ_{nat} (kN/m³)	17,34	15,56	18,83	16,00	19,00
Ângulo de atrito – φ (°)	28,45	26,00	35,25	26,00	35,00
Coesão - c' (kPa)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Resistência não drenada - S_u (kPa)	0,00	13,30	0,00	14	0,00
Coeficiente de Poisson - ν	0,30	0,50	0,40	0,50	0,40
Módulo de elasticidade do solo - E_s (MPa)	15,85	2,31	18,78	2,80	19,50
Parâmetro M	-	1,026	-	1,026	-
Kappa - κ	-	0,04	-	0,04	-
Lambda - λ	-	0,29	-	0,29	-
Índice de vazios - e	-	1,961	-	1,961	-

Para estimativa das pressões horizontais, deslocamentos e momentos fletores, empregou-se a formulação analítica de Tschebotarioff (1962). De forma complementar, foram desenvolvidos modelos no software Ftool, onde a estaca foi discretizada com a inclusão de molas a cada metro. O coeficiente de rigidez (Km) de cada mola foi calculado a partir do módulo de reação de cada camada, de forma a representar a reação horizontal do solo. As condições de contorno consideraram o topo da estaca engastado, simulando o bloco de coroamento, e a base rotulada no limite inferior da camada compressível, com apoio na camada de areia subjacente. Foram atribuídos à estaca suas propriedades dimensionais e estruturais conforme já descrito, e aplicadas as pressões horizontais calculadas, obtendo-se os diagramas de momento fletor e deslocamentos ao longo do fuste.

As simulações numéricas foram realizadas no software RS2 (Rocscience) que utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF), incorporando a geometria do problema, os parâmetros do solo e da estaca, a posição do lençol freático, o carregamento aplicado à estaca pela superestrutura, as condições de contorno e a discretização da malha. Para as camadas arenosas adotou-se comportamento elástico e critério de ruptura de Mohr-Coulomb, enquanto para as camadas argilosas empregou-se o modelo Cam-Clay modificado. A malha foi discretizada com elementos tetraédricos de quatro nós, com densidade variável conforme a complexidade geométrica de cada região.

A análise foi estruturada em doze etapas sequenciais que incluem a instalação da estaca submetida a sua carga vertical máxima admissível (320 kN) no dia 1, a execução do aterro no dia 2, e os efeitos da execução do aterro após 4, 8, 12, 16, 20, 24, 60, 120 e 240 meses. Essa segmentação permite avaliar a dissipação das poropressões ao longo do tempo e a redistribuição gradual dos esforços e deslocamentos na estaca com o adensamento.

4 RESULTADOS

Inicialmente, avaliou-se o comportamento da estaca por meio da formulação analítica de Tschebotarioff (1962). A Tabela 2 apresenta os principais resultados obtidos para as pressões horizontais, momentos fletores e deslocamentos.

Tabela 2. Resumo dos resultados obtidos – Método de Tschebotarioff

Carregamento horizontal - ρ_h (kN/m) – Argila superior	9,60
Carregamento horizontal - ρ_h (kN/m) – Argila inferior	12,00
$M_{máx}$ (kN.m) - Método	67,81
$M_{máx}$ (kN.m) - Ftool	39,20
Deslocamento máximo na estaca (mm) – Via Ftool	21,00

Observa-se que os momentos fletores obtidos no Ftool (39,20 kN.m) ficaram abaixo do limite suportado pela estaca, de 44 kN.m, e os deslocamentos (21 mm) abaixo de 25 mm, indicando operação em regime de

serviço. Contudo, as formulações diretas de Tschebotarioff resultaram em 67,81 kN.m, superando a capacidade resistente e indicando potencial ruptura.

Assim, os resultados obtidos pelo método de Tschebotarioff apresentam comportamentos distintos a depender da forma de análise, em função das limitações da formulação. O método não considera a profundidade real das camadas, a presença de camadas intermediárias com diferentes propriedades e a dissipação progressiva do excesso de poropressão ao longo do tempo, fornecendo apenas uma condição final após o adensamento completo. Essas simplificações podem não representar adequadamente a complexidade do fenômeno real, justificando as divergências observadas entre as diferentes abordagens de cálculo.

Diante dessas limitações, prosseguiu-se com a modelagem numérica. A Tabela 3 apresenta a progressão dos valores de pressão horizontal através de seis dos doze estágios simulados, enquanto a Figura 3, Figura 4 e Figura 5 apresentam a evolução dos momentos fletores, forças cortantes e deslocamentos ao longo do fuste, respectivamente.

Tabela 3. Resumo dos carregamentos horizontais gerados

Estágio	Tempo	ρ_h (kN/m) – Argila superior	ρ_h (kN/m) – Argila inferior
3	0,07 meses	6,03	1,13
6	12 meses	32,39	1,09
9	24 meses	37,77	1,08
10	60 meses	49,91	1,07
11	120 meses	58,08	1,07
12	240 meses	60,73	1,07

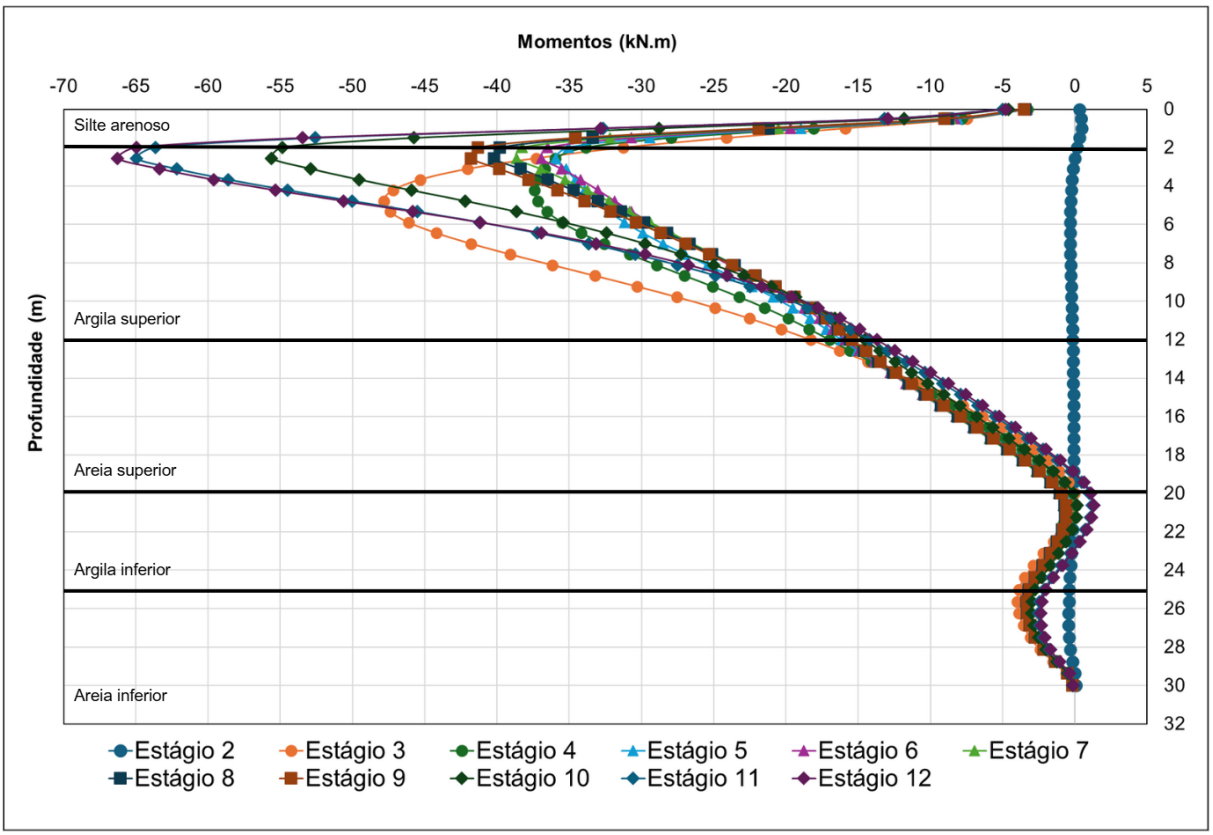


Figura 3. Momentos fletores – Método numérico

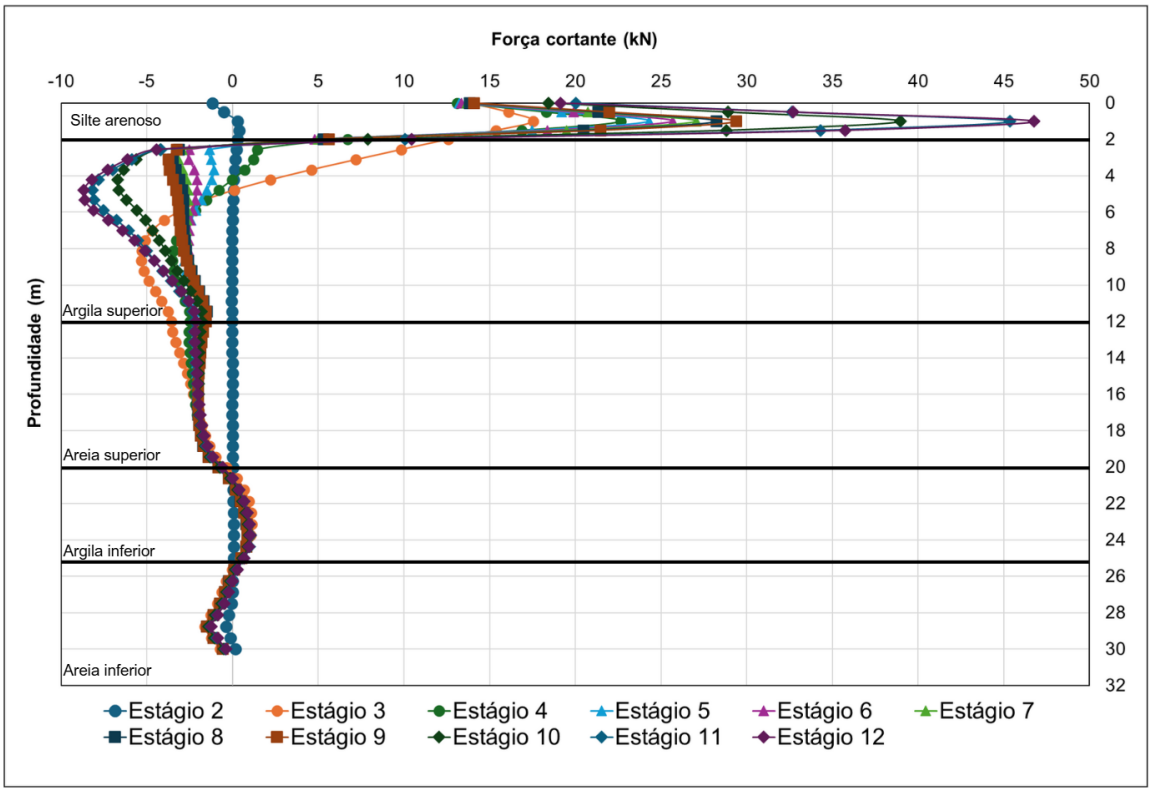


Figura 4. Força cortante – Método numérico.

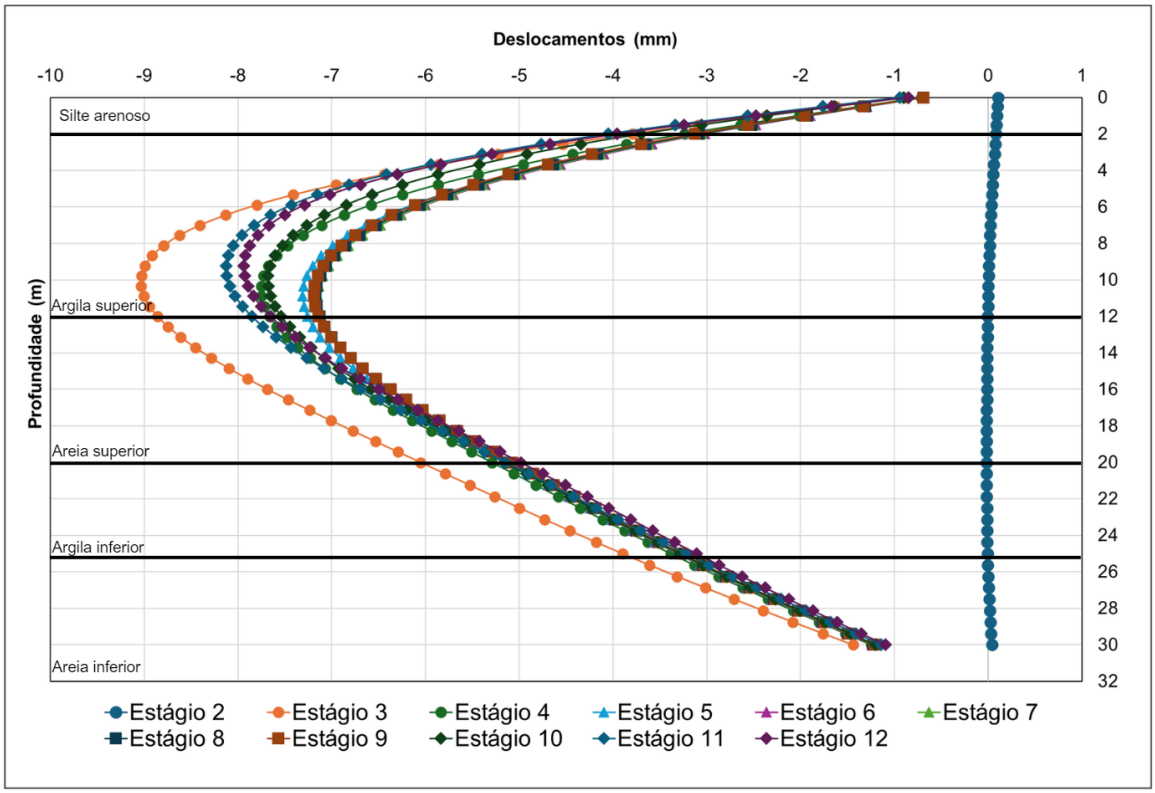


Figura 5. Deslocamentos – Método numérico.

A fim de compreender o diferente comportamento dos esforços ao longo do tempo, a Figura 6 apresenta a dissipação do excesso de poropressão nas camadas argilosas para os estágios analisados.

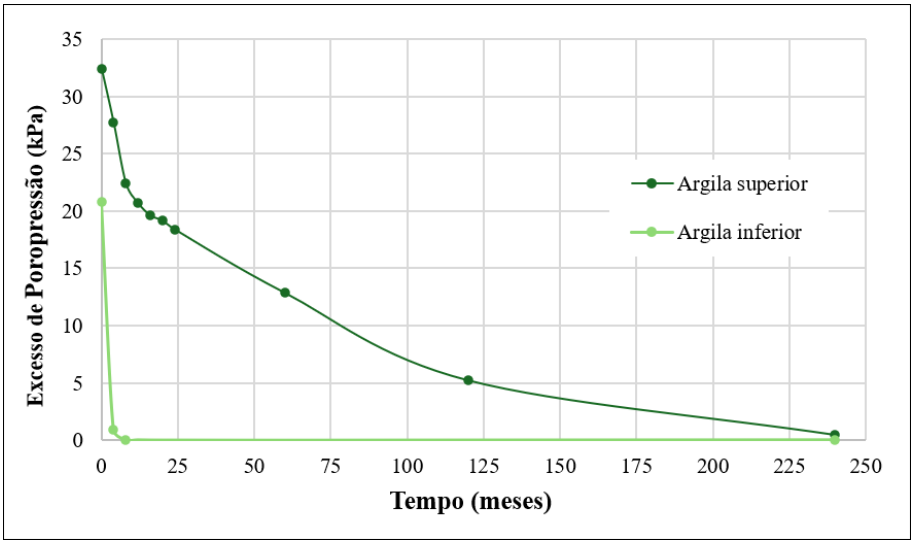


Figura 6. Dissipação do excesso de poropressão ao longo do tempo

Observa-se que as pressões horizontais atuantes na estaca aumentam progressivamente à medida que o excesso de poropressão gerado pela sobrecarga é dissipado nas camadas argilosas, acompanhando o processo de adensamento. Imediatamente após a execução do aterro, a carga é transferida integralmente para a água, conforme preconiza a teoria de Terzaghi, gerando excesso de poropressões que dão origem às tensões horizontais nesse instante, e que atingem valor máximo de 6,03 kN. Após vinte anos ainda são observados valores residuais de excesso de poropressão na camada superior de argila. Na camada inferior, a dissipação ocorre de forma mais rápida, concluindo-se em aproximadamente oito meses, o que evidencia a menor influência da sobrecarga superficial nessa região. Esse comportamento decorre da presença da camada de areia sobrejacente, relativamente espessa, que atenua a transmissão das tensões para camadas mais profundas e acelera a dissipação das poropressões, justificando a manutenção de pressões horizontais praticamente constantes e de baixa magnitude desde a execução do aterro.

Em relação aos momentos fletores, a camada superior de argila apresentou variações significativas ao longo do tempo. No momento da aplicação do aterro, os valores situaram-se em torno de 49 kN.m, reduzindo-se para aproximadamente 39 kN.m após oito meses, em função da compensação inicial entre a poropressão gerada no lado oposto e as deformações do solo. Com o progresso do adensamento, os momentos voltaram a se elevar, atingindo cerca de 66 kN.m ao final do período analisado, superando o limite de 44 kN.m e indicando condição de ruptura desde o início da obra. Na camada inferior, os momentos mantiveram-se estáveis e com valores reduzidos, da ordem de 2 kN.m, confirmando sua participação limitada nos esforços totais.

Os esforços cortantes concentraram-se predominantemente nas camadas de silte arenoso e argila superior. No silte, tais esforços estão associados à reação provocada pelo engastamento da estaca no bloco de coroamento. Na argila superior relacionam-se às deformações laterais decorrentes do adensamento. Os valores máximos observados foram de aproximadamente 47 kN, situando-se abaixo dos limites estabelecidos pelos critérios de projeto, não representando risco estrutural. Na camada inferior, os esforços cortantes foram praticamente nulos.

Os deslocamentos horizontais máximos ocorreram na região central da camada de argila superior, alcançando cerca de 9 mm, valor inferior ao limite de 25 mm recomendado. A evolução dos deslocamentos acompanhou a tendência observada para os momentos fletores, com redução inicial seguida de novo acréscimo após a consolidação das deformações por adensamento.

Assim, observa-se a camada superior é responsável pelos principais esforços e, embora os valores de cortante e deslocamento permaneçam dentro de faixas aceitáveis, os momentos fletores superam a capacidade resistente do elemento em grande parte dos estágios analisados, caracterizando situação de ruptura estrutural.

5 CONCLUSÃO

A análise comparativa entre os métodos analítico e numérico evidenciou as limitações da formulação de Tschebotarioff, que não considera a profundidade das camadas, a presença de camadas intermediárias e a

dissipação progressiva das poropressões, resultando em superestimativa das pressões horizontais na camada inferior de argila. Os momentos fletores obtidos no Ftool diferiram dos calculados diretamente pelas formulações analíticas, evidenciando incertezas do método. Contudo, o momento obtido analiticamente aproximou-se do valor oriundo da simulação numérica ao final do adensamento, indicando que o método pode estimar razoavelmente a condição de longo prazo, mas não a evolução temporal dos esforços.

As simulações numéricas, baseadas no MEF com modelo Cam-Clay modificado, permitiram descrever a evolução temporal do adensamento e a dissipação das poropressões. Os resultados mostraram que a camada superior de argila é a mais crítica, com momentos fletores que superam a capacidade resistente da estaca desde a aplicação do aterro, caracterizando ruptura estrutural já nos primeiros estágios. A camada inferior apresentou esforços reduzidos devido à atenuação promovida pela camada de areia sobrejacente, confirmando que a sobrecarga superficial tem influência limitada em profundidade.

Conclui-se, assim, que a execução do aterro compromete a integridade da estaca vizinha. Reforça-se também as limitações dos métodos analíticos simplificados, com resultados bastante divergentes e maior grau de incerteza. A modelagem geomecânica por elementos finitos se mostra uma ferramenta indispensável para avaliações confiáveis da interação solo-estrutura em solos moles sob carregamentos assimétricos. Destaca-se, ainda, que os valores de esforços e deslocamentos obtidos são frutos dos parâmetros adotados para o solo e podem variar com a alteração destes, ressaltando a importância dos parâmetros de entrada para a confiabilidade dos resultados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014). NBR 16258. *Estacas pré-fabricadas de concreto - Requisitos*. Rio de Janeiro.

Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (2014). *Geologia e recursos minerais do estado de Santa Catarina. Serviço Geológico do Brasil.* Porto Alegre.

Meyerholf GG (1976) Bearing capacity and settlement of pile foundations, *J. Geotech. Eng.* v.102, p.197-228.

Palmeira EM; Ortigão, A (2004) Manual brasileiro de geossintéticos. In: Vertematti, J, C. (coord.) – Blucher, São Paulo, p.72-83.

Prestresses Concrete Piling (2021) Recommend practice for design, manufacture, and installation of prestressed concrete piling, *PCI Journal.*

Robertson, P.K. (1990) Soil classification using the cone penetration test. Can.Geotech. J., 27(1):151–158.

Robertson, P,K; Cabal, K,L. (2010) Estimating soil unit weight from CPT. In: 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, USA.

Robertson, P,K; Cabal, K,L. (2022) *Guide to Cone Penetration Testing,* 7 ed., Gregg Drilling LLC, Signal Hill, CA.

Schnaid, F; Odebrecht, E. (2012) *Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações,* 2 ed., Oficina de Textos, São Paulo.

Teixeira, A.H; Godoy, N.S. (1996) *Análise, projeto e execução de fundações rasas*. In: HACHICH et al (ed.). Fundações: teoria e prática. Pini, p. 227-264.

Tschebotarioff, G, P. (1962) *Retaining structures in foundation engineering*, McGraw-Hill Book, New York.

Velloso, D, A; Lopes, F, R. (2010) *Fundações profundas*, 2 ed., Oficina de Textos, São Paulo.

Verdelli, V, F. (2025) *Modelagem geomecânica de uma estaca sujeita a carregamentos horizontais assimétricos*. Trabalho de Conclusão de Curso, Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/82

Modelagem Numérica em Radier Apoiado em Colunas de Brita Cimentada

Lanay Fernandes Gomes
Bolsista de Iniciação Científica, Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), Natal, Brasil, E-mail: lanay.fernandes@hotmail.com

Osvaldo de Freitas Neto
Professor, Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), Natal, Brasil, E-mail: osvaldo.neto@ufrn.br

Ricardo Nascimento Flores Severo
Professor, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte (IFRN), Natal, Brasil, E-mail: ricardo.severo@ifrn.edu.br

Olavo Francisco dos Santos Jr.
Professor, Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), Natal, Brasil, E-mail: olavo.santos@ufrn.br

Gustavo Clementino Santos
Aluno de Mestrado, Universidade de Brasília (UnB), Brasília, Brasil, E-mail: gustavocsantos.eng@gmail.com

RESUMO: Este trabalho apresenta o estudo de fundações de um conjunto de edifícios em alvenaria estrutural, localizado na região metropolitana de Natal (RN), inicialmente projetados com fundações em radier isolado. Cada radier possui dimensões de 28 m × 11 m e espessura de 15 cm. As investigações geotécnicas, realizadas por sondagens com circulação de água, identificaram uma camada superficial de areia siltosa fofa com 3 m de espessura, seguida por uma camada de argila mole com cerca de 6 m de espessura, sobrejacentes a sedimentos da Formação Barreiras. A avaliação do desempenho da fundação foi realizada exclusivamente por meio de simulações numéricas utilizando o software ELPLA, baseado no método dos elementos finitos, sem a realização de comparações com recalques medidos em campo. Para a solução em radier isolado, os resultados indicaram recalques totais da ordem de 73 mm, considerados excessivos para edificações em alvenaria estrutural. Em função desses resultados, foi proposta a adoção de colunas de brita cimentada como técnica de melhoramento de solo. Diferentes configurações foram analisadas, variando diâmetro, comprimento e quantidade de colunas. A solução considerada ótima consistiu na execução de 70 colunas por radier, com 0,25 m de diâmetro e 8 m de comprimento. Os resultados indicaram redução dos recalques totais para cerca de 38 mm, evidenciando melhora significativa na uniformização dos deslocamentos. Conclui-se que as colunas de brita cimentada representam uma alternativa técnica viável e eficiente para fundações em solos compressíveis, ressaltando a importância da integração entre investigação geotécnica e modelagem numérica, cuja abordagem teórica e simulada deve ser considerada na interpretação dos resultados.

PALAVRAS-CHAVE: Radier Estaqueado, Melhoramento do Solo, Redução de Recalques.

ABSTRACT: This study presents the foundation analysis of a complex of structural masonry buildings located in the metropolitan area of Natal (RN), Brazil, initially designed with isolated raft foundations. Each raft has dimensions of 28 m × 11 m and a thickness of 15 cm. Geotechnical investigations, conducted through wash borings, identified a 3-m-thick surficial layer of loose silty sand, followed by a soft clay layer approximately 6 m thick, overlying sediments of the Barreiras Formation. The foundation performance was evaluated exclusively through numerical simulations using ELPLA software, based on the finite element method, without

comparisons to field-measured settlements. For the isolated raft solution, results indicated total settlements of around 73 mm, which are considered excessive for structural masonry buildings. Based on these findings, the adoption of cemented stone columns was proposed as a ground improvement technique. Different configurations were analyzed by varying the columns' diameter, length, and quantity. The optimized solution consisted of 70 columns per raft, with a diameter of 0.25 m and a length of 8 m. The results showed a reduction in total settlements to about 38 mm, demonstrating a significant improvement in displacement uniformity. It is concluded that cemented stone columns represent a technically viable and efficient alternative for foundations on compressible soils, highlighting the importance of integrating geotechnical investigation and numerical modeling, whose theoretical and simulated approach must be considered when interpreting the results.

KEYWORDS: Piled Raft Foundation, Ground Improvement, Settlement Reduction

1 INTRODUÇÃO

Atualmente a alvenaria estrutural tem sido amplamente utilizada em edificações residenciais de pequeno e médio porte, sobretudo em razão da racionalização construtiva, redução de custos e rapidez de execução. Nesse sistema, as paredes exercem a função tanto de vedação, como estrutural, resultando em uma distribuição de cargas predominantemente contínua ao longo da fundação. Essa característica torna o desempenho do sistema de fundações particularmente sensível aos recalques (totais e diferenciais), os quais podem comprometer o comportamento estrutural e a durabilidade da edificação. Para esse tipo de sistema, geralmente é utilizado o radier (fundação superficial) como solução para fundação, devido à sua capacidade de distribuir uniformemente as tensões no solo. Entretanto, em situações em que o solo apresenta elevada compressibilidade ou baixa rigidez, o uso exclusivo do radier pode conduzir a recalques excessivos, ainda que as tensões admissíveis não sejam ultrapassadas.

Nesse contexto, uma solução mista (radier estaqueado) surge como uma alternativa eficiente, combinando os mecanismos de resistência de fundações superficiais e profundas. Nesse sistema, o radier atua de forma conjunta com estacas, que têm como principal função reduzir os recalques e aumentar a rigidez global da fundação. Tal solução tem se mostrado particularmente vantajosa em situações em que o controle de deformações é o fator de projeto dominante.

Este artigo apresenta um estudo de caso de um edifício residencial de três pavimentos em alvenaria estrutural, inicialmente projetado com fundação em radier, cuja solução foi revista para um radier estaqueado visando à mitigação dos recalques previstos. São discutidos os critérios adotados na escolha da solução mista e os benefícios observados em termos de desempenho geotécnico da fundação, sendo esta avaliação realizada por meio de análises e simulações numéricas, abstendo-se de comparações com recalques medidos em campo.

2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DO LOCAL

2.1 Geologia e resultado das sondagens

A área de estudo está localizada na região metropolitana de Natal/RN, no município de Parnamirim/RN. De acordo com o mapa geológico do município de Parnamirim/RN, o local encontra-se em uma região de predominância do grupo Barreiras, como indica a Figura 1.

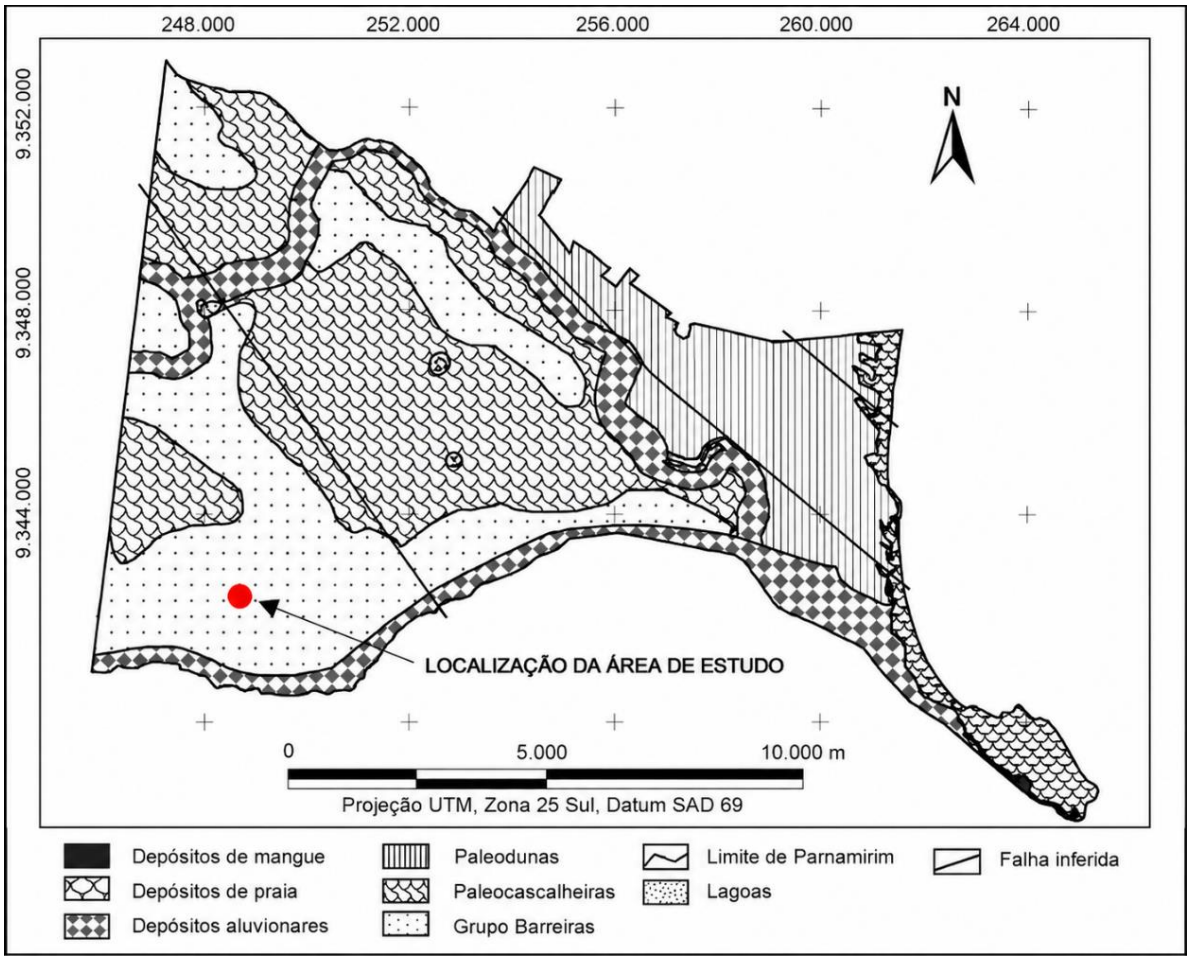


Figura 1. Mapa geológico do município de Parnamirim/RN (Fonte: Medeiros, Petta e Duarte, 2005).

A planta de locação e os perfis das sondagens à percussão executadas na área de estudo estão apresentados na Figura 2. Os resultados indicam que o subsolo do local é constituído inicialmente por uma camada superficial que varia de 1 a 3 metros de profundidade aproximadamente, composta por uma areia fina/média, de cor marrom, pouco compacta e fofa. Logo em seguida, de 3 metros até 8 metros de profundidade aproximadamente, encontra-se uma camada de uma argila siltosa misturada com uma areia de textura variada, na tonalidade marrom, no estado mole/ média. Por último, a partir de 8 metros de profundidade até em torno de 17 metros, observa-se a presença de sedimentos da Formação Barreiras. Esta é composta por camadas de areias e argilas variegadas com presença de concreções ferruginosas, com uma maior capacidade de suporte em relação as camadas superiores. O nível de água não foi encontrado nas sondagens realizadas.

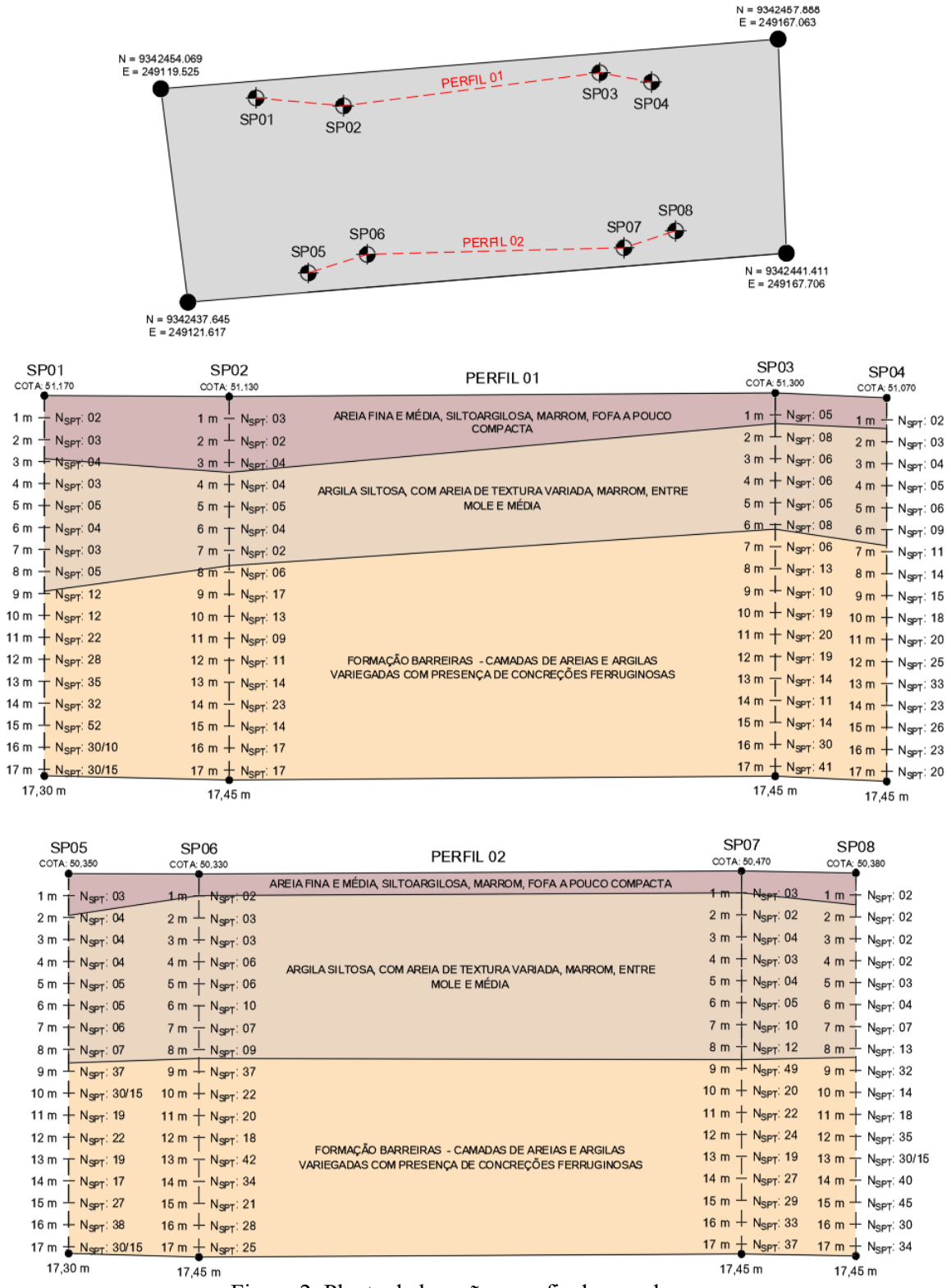


Figura 2. Planta de locação e perfis das sondagens.

2.2 Propriedades geotécnicas

As propriedades geotécnicas de interesse ao estudo e modelagem do problema foram obtidas a partir da interpretação dos resultados das sondagens, à luz da bibliografia a respeito de sedimentos da Formação Barreiras na região objeto do estudo (Coutinho e Severo, 2009; Santos Jr., Coutinho e Severo, 2015; Sousa,

2018 e Silva, 2019). As propriedades estimadas, considerando comportamento elástico linear, são apresentadas na Tabela 1. Um aspecto importante em relação ao comportamento dos solos diz respeito ao fato de estarem em condição não saturada.

Tabela 1. Propriedades geotécnicas dos solos da área.

Camada	Material	Peso específico (kN/m³)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (º)	Módulo de deformação (kPa)	Coeficiente de Poisson
01 (0 m – 3 m)	Areia silto-argilosa fofa	18	0	28	2500	0,30
02 (3 m – 9 m)	Argila siltosa mole a média	16	5	10	2500	0,40
03 (9 m – 12 m)	Sedimentos da Formação Barreiras	18	10	30	10000	0,35
04 (12 m – 30 m)		20	30	25	30000	0,30

3 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ADOTADA

O empreendimento analisado nesse artigo consiste em um condomínio com quatro blocos de três pavimentos projetados em alvenaria estrutural. Cada bloco possui dimensões em planta de aproximadamente 8,00 m x 28,25 m. A primeira alternativa avaliada foi a utilização de um radier. Nesse caso, seria projetada uma placa de concreto armado abrangendo toda a área da edificação. De acordo com o projeto estrutural, o total de cargas atuantes no radier é de 675,74 tf, distribuídas ao longo de 154,16 m lineares de paredes de alvenaria estrutural. Na modelagem numérica, esse carregamento foi discretizado e aplicado como carga linear uniformemente distribuída ao longo dos elementos correspondentes às paredes estruturais, resultando em uma intensidade média de 4,38 tf/m.

A segunda alternativa consistiu na utilização de uma fundação mista. Ou seja, um radier apoiado sobre colunas de brita cimentada. Neste caso as colunas de brita foram projetadas para redução de recalques tendo o comportamento semelhante a estacas convencionais. Dessa forma, o sistema de fundação se assemelha a um radier estaqueado. No total foram projetadas 70 colunas de brita cimentada com 0,25 m de diâmetro e 8 m de comprimento. A Figura 3 apresenta a distribuição das colunas no radier.

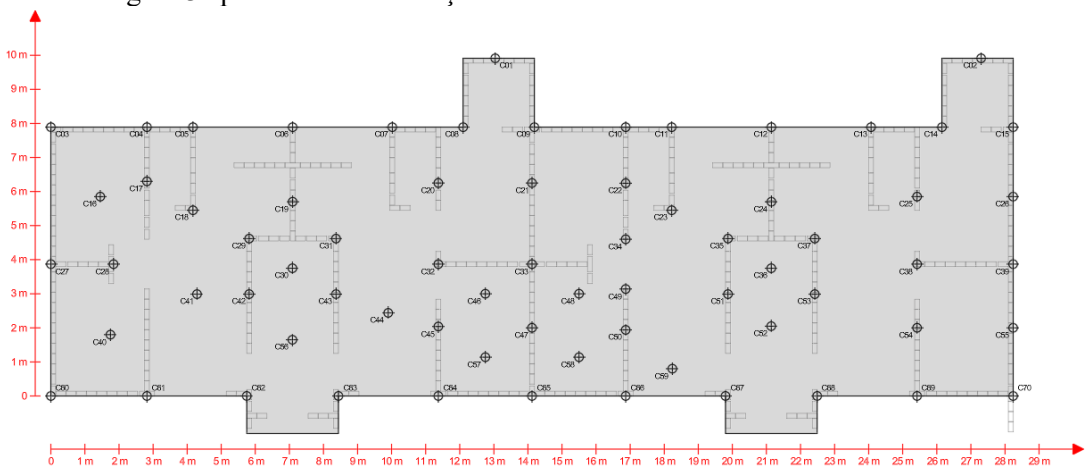


Figura 3. Distribuição das colunas de brita cimentada.

4 MODELAGEM DO PROBLEMA

A modelagem elástica linear do problema foi feita utilizando o software ELPLA e foi dividida em duas partes para efeito de comparação dos recalques. A primeira análise foi feita simulando a situação do radier

isolado. Já a segunda, analisou-se o radier incrementado das colunas de brita cimentada variando o módulo de elasticidade da brita cimentada para avaliar a influência da rigidez do material.

4.1 Fundação em radier

A figura 4 mostra o resultado da análise do radier isolado. Foi obtido um recalque máximo de aproximadamente 7,29 cm.

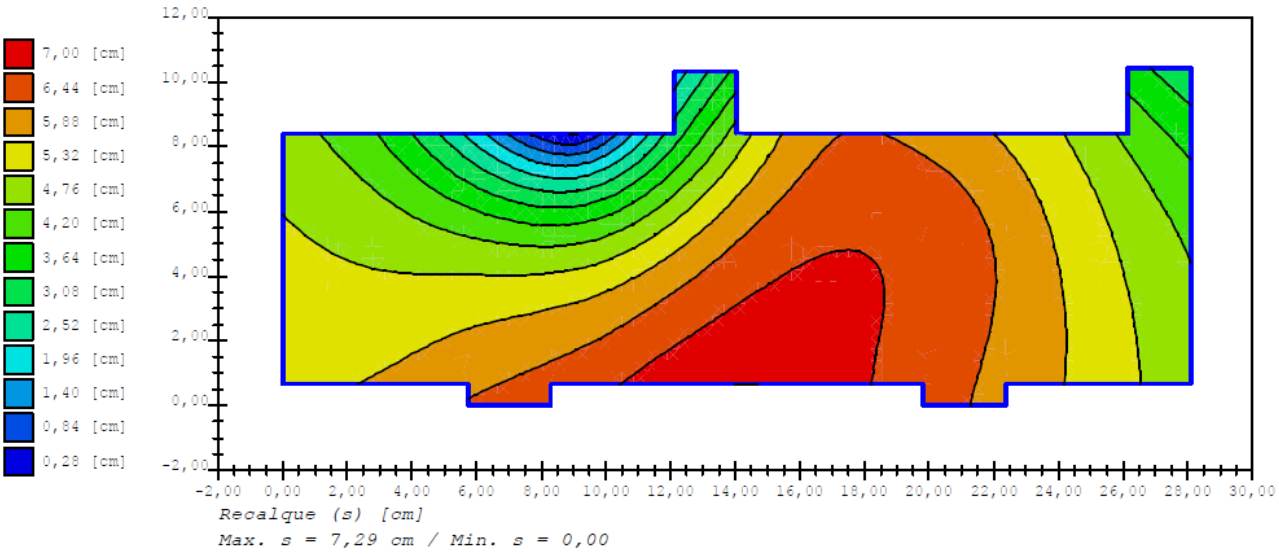


Figura 4. Recalques do radier isolado (sem colunas de brita cimentada).

4.2 Fundação em radier sobre colunas de brita cimentada

Para o caso da fundação mista (radier + colunas de brita cimentada), foram feitas sete análises, considerando o mesmo número de colunas (70 ao total), diâmetro (0,25 m) e comprimento (8 m), variando o módulo de elasticidade da brita cimentada em: 5 MPa, 10 MPa, 15 MPa, 20 MPa, 30 MPa, 50 MPa e 100 MPa. A distribuição das colunas está de acordo com a figura 3. Os resultados das análises estão apresentados na Tabela 2 e no gráfico da Figura 6, ambos em termos de porcentagem assumidas pelas colunas de brita cimentada (α_{kpp}) e recalques. Os valores mostraram que o aumento do módulo de elasticidade da brita cimentada promoveu uma redistribuição progressiva das cargas entre o solo e as colunas. Observa-se que o coeficiente α_{k}pp aumentou de 0,57% para 10,39% quando o módulo de elasticidade foi elevado de 5 MPa para 100 MPa, evidenciando que colunas mais rígidas passaram a absorver uma parcela significativamente maior das cargas provenientes da superestrutura. Esse comportamento é explicado pelo aumento da rigidez relativa entre as colunas e o solo, que favorece o compartilhamento de cargas (“load sharing”) em direção aos elementos de reforço, aumentando progressivamente a parcela de carga por eles suportada. Esse mecanismo é amplamente discutido por Simon (2012), que demonstra que o aumento da rigidez das inclusões promove maior transferência de cargas para esses elementos. De forma semelhante, Poulos (2001), ao analisar o comportamento de fundações mistas (*piled rafts*), destaca que o aumento da rigidez dos elementos de fundação resulta em maior participação destes no suporte das cargas, enquanto a redução dos recalques tende a ser proporcionalmente menor, em razão da interação entre o radier, os elementos de reforço e o solo. Esse comportamento está em concordância com os resultados obtidos neste trabalho, nos quais o coeficiente α_{k}pp aumentou aproximadamente 18 vezes (de 0,57% para 10,39%), ao passo que o recalque máximo foi reduzido em apenas cerca de 7,6% (de 4,10 cm para 3,79 cm), indicando que, para a geometria adotada, a variação da rigidez das colunas influenciou predominantemente o mecanismo de transferência de cargas, sem alterar de forma significativa a deformabilidade global da fundação.

No desenvolvimento do projeto, foi utilizado o módulo de elasticidade de 100 MPa, por ter apresentado o menor recalque. A Figura 5 mostra a distribuição dos recalques com módulo utilizado em projeto. O recalque total foi de 38 mm, diminuindo aproximadamente 50% em relação ao recalque do radier isolado.

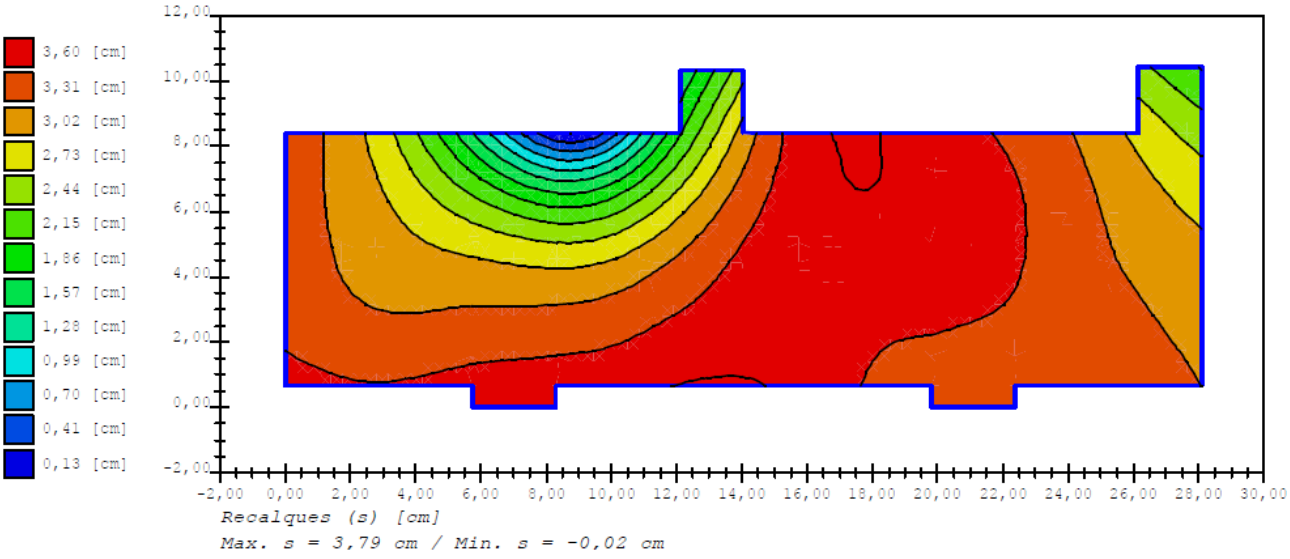


Figura 5. Recalques do radier com as colunas de brita cimentada.

Tabela 2. Recalques de acordo com a variação do módulo de elasticidade das colunas de brita cimentada.

SITUAÇÃO	MÓDULO DE ELASTICIDADE DAS COLUNAS DE BRITA CIMENTADA (MPa)	α_{kpp} (% de carga que é transferida para as colunas)	RECALQUE MÁXIMO (cm)
1	5	0,57	4,10
2	10	1,14	4,08
3	15	1,70	4,07
4	20	2,26	4,04
5	30	3,35	4,01
6	50	5,47	3,94
7	100	10,39	3,79

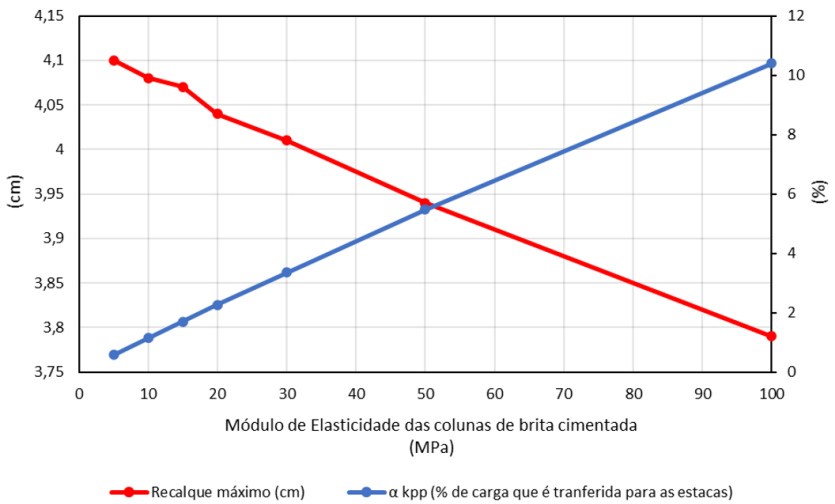


Figura 6. Recalques de acordo com a variação do módulo de elasticidade das colunas de brita cimentada.

5 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou um estudo de caso envolvendo a análise do desempenho geotécnico de um sistema de fundação inicialmente concebido em radier isolado e posteriormente revisado para um radier apoiado sobre colunas de brita cimentada, aplicado a edificações de três pavimentos em alvenaria estrutural implantadas em solos compressíveis da região metropolitana de Natal/RN. As análises numéricas realizadas por meio do software ELPLA, permitiram a comparação direta dos recalques associados às duas soluções.

Os resultados indicaram que o radier isolado apresentou recalques totais e diferenciais elevados, incompatíveis com os requisitos de desempenho usualmente adotados para edificações em alvenaria estrutural. A introdução das colunas de brita cimentada promoveu redução significativa dos recalques totais, além de maior uniformização dos deslocamentos verticais, melhorando consideravelmente o comportamento da fundação. Observou-se ainda que, neste caso, a variação do módulo de elasticidade da brita cimentada teve pouca influência nos recalques. Já em relação ao α_{kpp}, a porcentagem que é transferida para as colunas cresce de acordo com o aumento do módulo do material das colunas.

Embora as colunas de brita cimentada sejam caracterizadas como uma técnica de melhoramento de solo, o sistema analisado apresentou comportamento global semelhante ao de um radier estaqueado, no qual os elementos verticais contribuem principalmente para a redução dos recalques e o aumento da rigidez do conjunto.

Conclui-se, portanto, que a associação entre radier e colunas de brita cimentada constitui uma solução técnica eficiente e viável para fundações em solos compressíveis, destacando-se como alternativa adequada quando o controle de recalques é o principal critério de projeto, sob premissa de solo elástico linear.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Coutinho, R.Q., Severo, R.N.F. (2009) Investigação Geotécnica para Projeto de Estabilidade de Encostas. In: 9ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas – COBRAE, São Paulo. *Anais* ABMS, v. 1, p. 1-55

Medeiros, C.N., Petta, R.A., Duarte, C.R. (2005) Estudo do meio físico para avaliação da vulnerabilidade à ocupação humana do município de Parnamirim (RN), utilizando técnicas de geoprocessamento. *Geociências*, v. 24, n. 3, p. 239-253.

Santos Jr., O.F., Coutinho, R.Q. e Severo, R.N.F. (2015) Propriedades Geotécnicas dos Sedimentos da Formação Barreiras no Litoral do Rio Grande do Norte. *Geotecnia*, v. 134, p. 87-108.

Silva, B.M.F. (2019) *Análise Probabilística de Estabilidade de Falésias no Litoral do RN.* Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte / UFRN, 271 p.

Simon, B. (2012). *Rigid Inclusions and Stone Columns.* ISSMGE - TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels.

Sousa, R.A. (2018) *Resistência e compressibilidade de solos lateríticos da Formação Barreiras, na Região de Natal/RN*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte / UFRN, 103 p.

Poulos, H. G. (2001). *Piled raft foundations: design and applications.* Géotechnique 51, No. 2, 95-113.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/83

Modelagem Probabilística da Resistência Dinâmica de Estacas: Avaliação da Segurança Estrutural em Empreendimento Industrial

Fernando Pinheiro Weber
Eng. De Projetos, Vibra Energia S/A, UFSC, Porto Alegre, Brasil, fp_weber@yahoo.com.br

Jose Manuel Guerra Colque
Eng. Civil, UPSA, Florianópolis/SC, Brasil, jose.manuel.guerra.colque@gmail.com

João Guilherme Quevedo dos Santos
Estudante, UFSC, Florianópolis/SC, Brasil, joaoggs@gmail.com

Gracieli Dienstmann
Prof. Dra, pesquisadora, UFSC, Florianópolis/SC, Brasil, g.dienstmann@ufsc.br

RESUMO: estimativa da capacidade de carga de estacas é tradicionalmente realizada por métodos determinísticos baseados em parâmetros geotécnicos obtidos em investigações de campo. Entretanto, a variabilidade natural dos solos e as incertezas associadas aos modelos de cálculo podem resultar em diferenças entre a resistência estimada em projeto e o comportamento observado em campo. Neste trabalho é apresentada uma análise probabilística da capacidade de carga de estacas raiz a partir de nove provas de carga dinâmica interpretadas pelo método CASE/CAPWAP em um empreendimento industrial localizado em Maceió/AL. Foram analisados os valores de resistência mobilizada obtidos nas nove provas de carga dinâmica e as solicitações atuantes no sistema de fundações, permitindo estimar o fator de segurança estatístico, a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade. Os resultados indicaram resistência média mobilizada da ordem de 42,3 tf. A análise probabilística mostrou que a variabilidade observada nos resultados das provas de carga influencia significativamente o nível de confiabilidade do sistema, permitindo estimar cargas de trabalho compatíveis com níveis de segurança típicos de projeto.

PALAVRAS-CHAVE: Prova de carga Dinâmica, Fator de segurança, Probabilidade de falha

ABSTRACT: The estimation of pile bearing capacity is traditionally performed using deterministic methods based on geotechnical parameters obtained from field investigations. However, the natural variability of soils and the uncertainties associated with calculation models may result in differences between the design resistance and the behavior observed in the field. This study presents a probabilistic analysis of the bearing capacity of root piles based on nine dynamic load tests interpreted using the CASE/CAPWAP method in an industrial project located in Maceió, Alagoas, Brazil. The mobilized resistance values obtained from the nine dynamic load tests and the loads acting on the foundation system were analyzed, allowing the estimation of the statistical factor of safety, probability of failure, and reliability index. The results indicated an average mobilized resistance of approximately 42.3 tf. The probabilistic analysis showed that the variability observed in the dynamic load test results significantly influences the reliability level of the system, allowing the estimation of allowable loads compatible with typical safety levels adopted in foundation design.
KEYWORDS: Dynamic load tests, Safe Factor, Probability of Failure.

1 INTRODUÇÃO

A estimativa da capacidade de carga de estacas é tradicionalmente realizada por métodos determinísticos baseados em parâmetros geotécnicos obtidos em investigações de campo. Entretanto, a variabilidade natural dos solos, especialmente em regiões de depósitos, e as incertezas associadas aos modelos de previsão podem resultar em diferenças entre a resistência estimada em projeto e o comportamento observado em campo. Nesse contexto, os ensaios de carregamento dinâmico em estacas, realizados com o uso do *Pile Driving Analyzer* (PDA), constituem uma ferramenta importante para avaliação da resistência mobilizada e da integridade

estrutural das estacas, sendo interpretados por métodos como CASE e CAPWAP. No empreendimento industrial analisado neste estudo, localizado em Maceió/AL (figura 1), foram executados ensaios dinâmicos em estacas raiz para avaliação da resistência mobilizada e do mecanismo de transferência de carga ao longo do fuste e da ponta. A partir desses resultados, foi realizada uma modelagem probabilística da resistência e das solicitações atuantes, permitindo estimar a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade do sistema de fundações. O objetivo é verificar qual a carga de ruptura adotar no projeto geotécnico para estimar reforço de fundações.



Figura 1. Mapa de localização da área de implantação dos tanques. Fonte: Relatório técnico Vibra Energia

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Entre os métodos de avaliação do desempenho de estacas em campo destacam-se os ensaios de carregamento dinâmico, amplamente utilizados devido à rapidez de execução e à possibilidade de avaliar tanto a capacidade de carga quanto a integridade estrutural das estacas. Esses ensaios baseiam-se na teoria da propagação de ondas unidimensionais em barras, na qual o impacto do martelo gera ondas de tensão que se propagam ao longo da estaca e são registradas por sensores de deformação e aceleração instalados próximos ao topo. (ABNT 13208:2007).

Entretanto, os perfis geotécnicos são caracterizados por elevada variabilidade das propriedades do solo e por incertezas associadas às metodologias de investigação e aos modelos de cálculo utilizados em projeto. Nesse contexto, abordagens probabilísticas têm sido progressivamente incorporadas à análise de fundações profundas com o objetivo de quantificar explicitamente essas incertezas. A análise de confiabilidade permite modelar a variabilidade das variáveis geotécnicas e avaliar o desempenho estrutural em termos probabilísticos, fornecendo medidas como a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade (Zhang et al., 2018).

Na análise de confiabilidade, o desempenho de um sistema geotécnico é descrito por meio de uma função de estado limite, que expressa a margem de segurança entre resistência e solicitação. De forma geral, essa função pode ser escrita como $g(x) = R - S$ em que R representa a resistência disponível do sistema e S a solicitação atuante. A condição de falha ocorre quando $g(X) \leq 0$, ou seja, quando a solicitação excede a resistência. A probabilidade de falha corresponde à probabilidade de ocorrência dessa condição e pode ser obtida por integração das distribuições de probabilidade das variáveis envolvidas (Ang & Tang, 1984; Cao *et al.,* 2023).

A relação entre a probabilidade de falha e o nível de segurança do sistema pode ser expressa por meio do índice de confiabilidade β, que representa a distância, no espaço normalizado das variáveis aleatórias, entre o ponto médio do sistema e o estado limite de falha. Valores mais elevados de β indicam menores probabilidades de falha e, consequentemente, maior confiabilidade estrutural. (IVANDIK, K. *et al*. 2022)

De acordo com Cao *et al*. (2023), Aoki (2002) diversos métodos probabilísticos podem ser utilizados para estimar o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha em problemas geotécnicos. Entre os mais utilizados destacam-se o *First Order Second Moment* (FOSM), simulações de Monte Carlo (MC).

No contexto de fundações profundas, Aoki (2002) destaca que a modelagem probabilística da resistência das estacas e das solicitações atuantes permite avaliar de forma mais realista o nível de segurança do sistema,

uma vez que o fator de segurança determinístico não representa diretamente a probabilidade de falha associada ao projeto.

3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A investigação geotécnica do empreendimento foi realizada por meio de sondagens de simples reconhecimento à percussão (SPT) complementadas por ensaios geofísicos utilizados para auxiliar na interpretação da estratigrafia local. Os resultados indicaram um perfil de solo heterogêneo, caracterizado predominantemente por depósitos sedimentares com variação de resistência ao longo da profundidade.

As sondagens revelam uma camada entre 3m e 6m aproximadamente de material rochoso, sendo necessário a realização de sondagem rotativa e complementarmente ensaios de geofísica. A figura 2 resume os boletins de sondagem.

Prof. (m)	SONDAGENS					
	SM-01		SM-02		SM-03	
	Nspt	Material	Nspt	Material	Nspt	Material
1	0	Aterro	0	Aterro	0	Aterro
2	0	Argila pouco siltosa	0	Argila pouco siltosa	0	Argila pouco siltosa
3	0	Argila pouco siltosa	0	Argila pouco siltosa	0	Argila pouco siltosa
4	0	Argila pouco siltosa	0	Argila pouco siltosa	0	Granito
5	0	Granito	0	Argila pouco siltosa	0	Granito
6	0	Granito	0	Areia grossa c/matacão	0	Granito
7	8	Areia média	0	Areia grossa c/matacão	3	Granito
8	4	Areia média	3	Areia grossa c/matacão	3	Areia fina
9	2	Areia média	9	Areia grossa pouco siltosa	4	Areia fina
10	3	Areia média	10	Areia grossa pouco siltosa	5	Areia fina
11	2	Areia média	12	Areia grossa pouco siltosa	8	Areia fina
12	2	Area fina-média	15	Areia grossa pouco siltosa	10	Areia fina
13	4	Area fina-média	23	Areia grossa pouco siltosa	11	Areia fina
14	6	Area fina-média	10	Areia grossa pouco siltosa	14	Areia fina
15	23	Areia fina	8	Areia fina	14	Areia fina
16	34/15	Areia fina	22	Areia fina	15	Areia fina
17	35/15	Areia fina	34	Areia fina	24	Areia fina-média

Figura 2. Resumo das sondagens. Fonte: Relatório Técnico Vibra Energia, 2025

Pelas sondagens identifica-se que logo após a camada argilosa de baixa competência identifica-se uma camada composta por areia grossa e presença de fragmentos de rocha com espessura média de 3,0m. Este fato resulta em alta heterogeneidade do substrato como um todo, dificultando o cálculo e a execução de fundações com métodos convencionais. A partir de 15m de profundidade o terreno passa a ter Nspt crescente, indicando uma condição geotécnica mais favorável para a execução das fundações.

A tomografia elétrica (tomografia de resistividade elétrica) elabora imagens do subsolo e neste caso confirma as condições previamente conhecidas nas sondagens. A figura 3 exemplifica uma seção geoelétrica obtida ao longo da linha A1L2. A linha tracejada indica o provável contato entre a camada superior de maior condutividade com a camada de maior resistividade abaixo. Comparativamente ao SPT indica-se uma camada superficial de material inconsolidado. A partir da linha tracejada a tendência é de material consolidado.

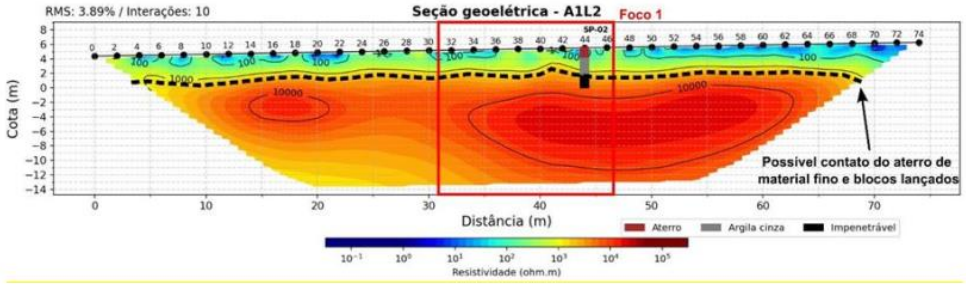


Figura 3. Exemplo seção geoelétrica interpretada. Fonte: Relatório Técnico Vibra Energia 2025

4 CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O estudo foi desenvolvido em um empreendimento industrial localizado em Maceió/AL, referente à implantação da fundação de um tanque vertical de armazenamento de produtos combustíveis. A solução de fundação adotada consistiu em um sistema de fundações profundas executadas por estacas do tipo raiz, com revestimento metálico e preenchimento com argamassa.

As estacas possuem diâmetro nominal de 273 mm e espessura de parede de 9 mm, sendo executadas com tubo metálico preenchido com argamassa estrutural. Os comprimentos das estacas variaram de 15 m e 22 m, em função das condições geotécnicas encontradas no local. A carga admissível de projeto adotada para as estacas foi da ordem de 63 tf. A figura 4 mostra a distribuição das estacas conforme projeto estrutural.

5 METODOLOGIA

A análise de confiabilidade das fundações foi realizada por meio de uma abordagem probabilística baseada na modelagem estatística das variáveis de resistência e solicitação. Considerando a variabilidade inerente aos parâmetros geotécnicos e às condições de carregamento, as variáveis foram tratadas como variáveis aleatórias caracterizadas por suas distribuições de probabilidade, média e coeficiente de variação, neste trabalho foram trabalhados os resultados da resistência comparando-os com as solicitações de cálculo.

A segurança do sistema foi avaliada por meio de uma função de estado limite que representa a diferença entre a resistência mobilizada da estaca e a solicitação aplicada. A função de desempenho pode ser expressa conforme fórmula abaixo onde R representa a resistência da estaca obtida através dos ensaios de carregamento dinâmico e S a solicitação no elemento; $g(x)$ é a função do estado limite. A condição falha quando $g(x) \leq 0$

$$g(x) = R - S \tag{1}$$

A probabilidade de falha do sistema é definida pela fórmula 2 em que P_f representa a probabilidade de ocorrência do estado limite de falha. A quantificação desse risco é representada pelo índice de confiabilidade β, definido pela fórmula 3, onde ϕ representa a função de distribuição acumulada.

$$P_f = [P\big(g(x)\big) \leq 0] \tag{2}$$

$$\beta = -\emptyset^{-1}(P_f) \tag{3}$$

O tanque de armazenamento inicialmente foi calculado com uma distribuição de 25 estacas com carga de trabalho de 63 tf, figura 4. Do total de estacas em 9 foram realizados testes dinâmicos para verificação das premissas de projeto. A análise foi desenvolvida a partir de nove provas de carga dinâmica realizadas em estacas selecionadas da obra. Não se buscou caracterizar estatisticamente a variabilidade geotécnica do maciço,

mas sim avaliar a dispersão observada da resistência mobilizada das estacas executadas e sua influência na confiabilidade do sistema de fundações

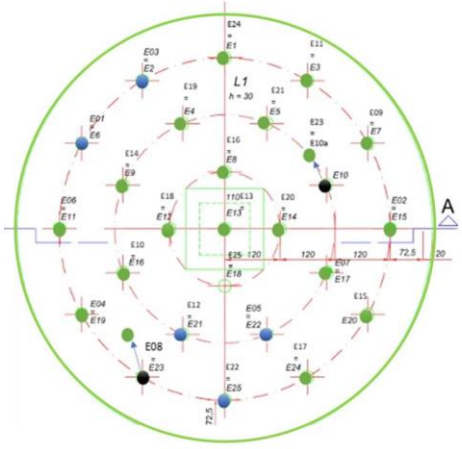


Figura 4. Distribuição das estacas na fundação. Fonte: Relatório Técnico Vibra Energia, 2025

6. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na tabela 1 estão descritos valores de resistência medidos nos ensaios e os valores de solicitação do projeto estrutural, com esses dados primeiramente foram definidos a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação da resistência e da solicitação conforme tabela 2.

Tabela 1 – Solicitação e Resistência das estacas ensaiadas

Estaca	Resistência (tf)	Solicitação(tf)
E02	45.0	44.5
E05	30.3	6.15
E06	41.5	5.58
E07	51.7	22.0
E10A	59.2	55.7
E14	22.2	17.4
E15	54.8	35.0
E17	38.5	35.5
E21	37.5	28.3

Tabela 2 – Estatística Descritiva das resistências e solicitações

Variável	Média	Desv. Pad	COV	Número de ensaios
Resistência	42,30 tf	11,85 tf	0,28	9
Solicitação	27,74 tf	15,87 tf	0,57	N/A

Tabela 3 – Ajuste de distribuições das resistências e solicitçaões

Variável	Distribuição	KS
Resistência	Normal	0,1332
	Lognormal	0,1680
	Weibull	0,1290
Solicitação	Normal	0,1354
	Lognormal	0,1865
	Weibull	0,1659

A estatística descritiva dos resultados de resistência mobilizada indicou média amostral de 42,30 tf e desvio padrão de 11,85 tf, correspondendo a coeficiente de variação de aproximadamente 28%. Em seguida, foram ajustadas as distribuições Normal, Lognormal e Weibull aos dados experimentais. Os parâmetros ajustados foram obtidos por máxima verossimilhança, resultando em $\sigma = 11{,}17\text{tf}$ para a distribuição Normal, $\mu_{\ln} = 3{,}71\text{e}\ \ \sigma_{\ln} = 0{,}29$ para a Lognormal, e $k = 4{,}39\text{e}\ \ \lambda = 46{,}53\text{tf}$ para a Weibull. Entre os modelos testados, as distribuições apresentaram resultados similares comparativamente, especialmente devido ao número de amostras (provas de carga). Observa-se comportamento assimétrico dos dados, com presença de valores reduzidos e cauda superior pronunciada, sendo mais adequadamente representado pelas distribuições Lognormal e Weibull. Em contraste, as resistências apresentaram comportamento mais concentrado, com menor assimetria, resultando em excelente ajuste para todas as distribuições testadas conforme figuras 5 e 6.

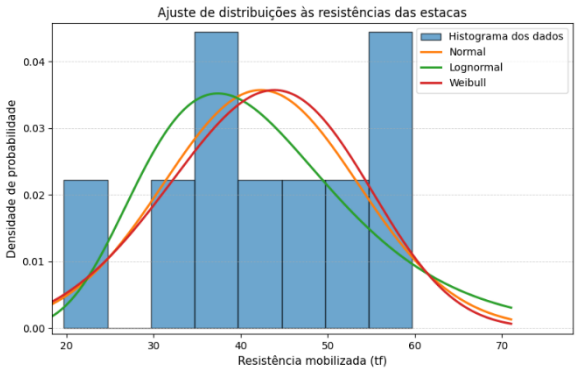


Figura 5 – Distribuição das resistências. Fonte: O autor 2026

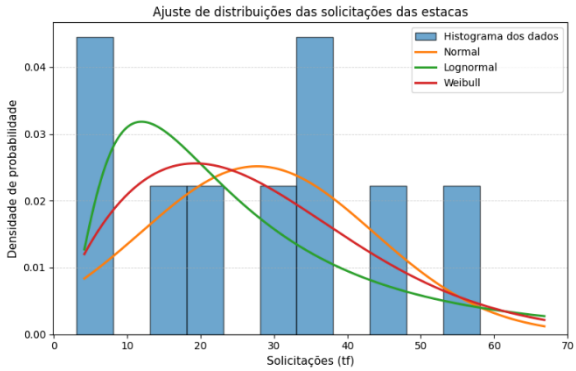


Figura 6 – Distribuição das solicitações. Fonte: O autor 2026

A simulação de Monte Carlo considerou explicitamente as distribuições ajustadas às variáveis resistência e solicitação. Os resultados indicaram variações nos índices de confiabilidade entre os diferentes modelos probabilísticos, com valores de β variando entre aproximadamente 0,74 e 0,78, e probabilidades de falha entre 21,7% e 23,0%, conforme figuras 7 e 8.

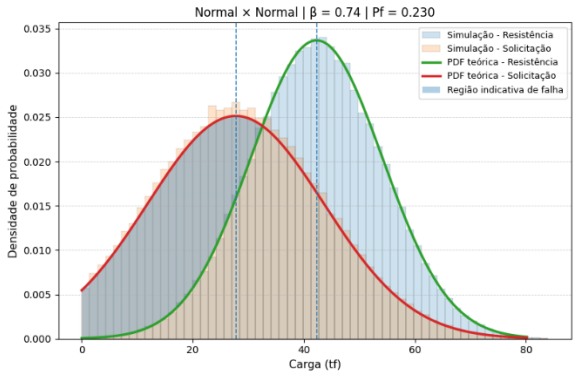


Figura 7 – Ajuste das distribuições probabilística de resistência e solicitação com indicação da região de falha com distribuição normal. Fonte: O autor 2026

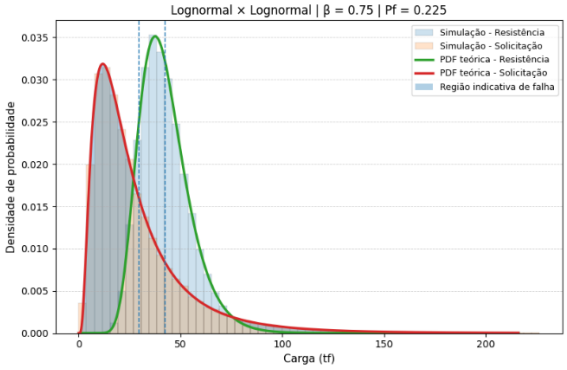


Figura 8 – Ajuste das distribuições probabilística de resistência e solicitação com indicação da região de falha com distribuição lognormal. Fonte: O autor 2026

7 CONCLUSÃO

A análise probabilística realizada a partir de nove provas de carga dinâmica interpretadas pelo método CASE/CAPWAP permitiu avaliar a influência da variabilidade observada nas resistências mobilizadas das estacas sobre a confiabilidade do sistema de fundações. Os resultados indicaram coeficiente de variação de 28% para a resistência, evidenciando dispersão significativa dos valores obtidos em campo e reforçando a importância da consideração explícita das incertezas associadas ao desempenho das fundações. A comparação entre as distribuições de resistência e solicitação mostrou que a condição atual de carregamento apresenta índice de confiabilidade de $\beta = 0{,}75$, associado a uma probabilidade de falha próxima de 22%, indicando níveis de segurança inferiores as diretrizes normativas em projetos geotécnicos. Aplicando os conceitos de confiabilidade utilizados Aoki (2002), verificou-se a necessidade da redução da carga de trabalho do projeto em estudo, sendo estimada uma carga admissível da ordem de 18,6 tf para um índice de confiabilidade próximo de $\beta = 2{,}0$. Tendo em vista não ser o fator ideal conforme alguns autores, recomenda-se prova de carga estática nas fundações, com o objetivo de reduzir a variabilidade apresentada. Os resultados demonstram que a utilização de abordagens probabilísticas associadas a resultados de provas de carga representa uma ferramenta complementar aos métodos determinísticos tradicionais, permitindo incorporar a variabilidade observada em campo na avaliação da segurança e na definição de cargas de projeto para fundações profundas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007). NBR 13208. *Estacas- Ensaio de carregamento dinâmico*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro.

Ang, A.H.-S., Tang, W.H. (1984). Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Volume II – Decision, Risk, and Reliability. John Wiley & Sons, New York, USA.

AOKI, N. (2002) Novo conceito de carga admissível de fundação profunda baseado em probabilidade de ruína. III Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, GEOSUL, ABMS, Joinville/SC, p. 131-139.

AOKI, N., Cintra, J. C. A., e Menegotto, M. L. (2002). Probabilidade de ruína como critério para definir o coeficiente de segurança a ser usado na previsão da carga admissível de fundações por estacas. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica , ABMS, São Paulo/SP

Baecher, G.B., Christian, J.T. (2003). Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. John Wiley & Sons, Chichester, UK.

Cao Z. , Xiao T., Ji J. Zeng P., (2023). *Geotechnical Reliability Analysis*. Springer, Tongj University Press.

Ivandik, K.; Dodigovic,F.; Soldo, B.; Kovačević, M. S. (2022) *Probabilistic Evaluations of Prescribed Safety Margins in Eurocode 7 for Spread Foundations*. Periodica Polytechnica Civil Engineering, 66(3), pp. 710–719.

Phoon, K.K., Kulhawy, F.H. (1999a). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 36, n. 4, p. 612–624.

Phoon, K.K., Kulhawy, F.H. (1999b). Evaluation of geotechnical property variability. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 36, n. 4, p. 625–639.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/84

O Efeito da Resistência Dinâmica na Prova de Carga Estática: Análise da Dissipação e Correlação com Ensaios Dinâmicos (PDA)

Daniel Kina Murakami
Coordenador de Obras, Grupo Fg Moretti, São Paulo, Brasil, daniel.murakami@morettiengenharia.com.br;

RESUMO: A determinação da capacidade de carga de estacas exige a compreensão da interação entre as parcelas estática e dinâmica da resistência. Murakami (2024) demonstrou que a resistência dinâmica (Rd), proporcional à velocidade de deslocamento (Vmx), manifesta-se de forma transitória em cada estágio da Prova de Carga Estática (PCE), dissipando-se ao longo do tempo. Este artigo analisa o efeito dessa dissipação na correlação entre PCE e o Ensaio Dinâmico (PDA/CAPWAP). A metodologia baseia-se no cálculo de Vmx em cada leitura da PCE e na aplicação da linearidade entre Rd e Vmx obtida na primeira condição de contorno (Murakami, 2015). A tese central é que a carga medida pela célula de carga só atinge o estado puramente estático após a completa extinção da velocidade (Vmx = 0). Casos de obra em Osasco/SP e Bertioga/SP evidenciam que, após aproximadamente 12 horas da estabilização dos recalques (critério de 5% da NBR 16903), o ponto da PCE coincide com a curva de resistência estática do CAPWAP. A validação via Match Quality de Recalques (MQR) apresentou coeficientes α e R2 próximos à unidade, comprovando que a igualdade de recalques é o indicador definitivo da dissipação de Rd. Conclui-se que o CAPWAP é eficaz para a determinação da resistência estática do sistema solo-estaca.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência Dinâmica (Rd); Prova de Carga Estática (PCE); Ensaio Dinâmico (PDA); CAPWAP; Correlação PCE-PDA

ABSTRACT: Determining pile bearing capacity requires understanding the interaction between static and dynamic resistance components. Murakami (2024a, 2024b) demonstrated that dynamic resistance (Rd), proportional to displacement velocity (Vmx), manifests transiently during each stage of the Static Load Test (SLT), dissipating over time. This paper analyzes the effect of this dissipation on the correlation between SLT and the Dynamic Load Test (DLT/CAPWAP). The methodology is based on calculating Vmx at each SLT reading and applying the linear relationship between Rd and Vmx obtained from the first boundary condition (Murakami, 2015). The central thesis is that the load measured by the load cell only reaches a purely static state after the complete extinction of velocity (Vmx = 0). Case studies in Osasco and Bertioga, Brazil, show that approximately 12 hours after settlement stabilization (5% criterion of NBR 16903), the SLT point coincides with the CAPWAP static resistance curve. Validation through the Match Quality of Settlements (MQS) yielded α and R2 coefficients close to unity, proving that settlement equality is the definitive indicator of Rd dissipation. It is concluded that CAPWAP is reliable to determine the static resistance of the soil-pile system.

KEYWORDS: Dynamic Resistance (Rd), Static Load Test (SLT), Dynamic Load Test (DLT), CAPWAP, DLT-SLT Correlation

1 INTRODUÇÃO

A determinação da capacidade de carga de estacas constitui um dos pilares fundamentais da engenharia de fundações, sendo essencial para garantir a segurança e a economia das estruturas. Segundo Murakami et al. (2025), a redução de incertezas nesse processo depende da interpretação precisa dos ensaios em fundações. Nesse contexto, a Prova de Carga Estática (PCE) é consagrada como o método de referência, enquanto o Ensaio Dinâmico (PDA) consolidou-se como uma alternativa rápida e de menor custo para o controle de qualidade (Murakami, 2015). Todavia, a correlação entre esses dois métodos permanece um

desafio técnico complexo, influenciado diretamente pela presença e pela dissipação da resistência dinâmica (Rd) na PCE.

A resistência total mobilizada por uma estaca durante um evento de carregamento é composta por uma parcela estática (Rmx) e uma parcela dinâmica (Rd). Nas formulações matemáticas do CAPWAP e do Método Case, admite-se que a resistência dinâmica é proporcional à velocidade de deslocamento da estaca (Vmx), conforme proposto originalmente por Smith (1960). Com base nesta hipótese, Murakami (2015) utilizou a relação entre Rd e Vmx para aprimorar a análise CAPWAP no ensaio dinâmico com energia crescente, surgindo a Primeira Condição de Contorno do Procedimento Proposto por Murakami (2015, 2024) (Figura 1). Embora esse conceito seja amplamente aplicado em ensaios dinâmicos, Murakami (2024) e Murakami e Corgnier (2024) demonstraram que a resistência dinâmica também se manifesta durante a condução da PCE. Sempre que o sistema hidráulico aplica um incremento de carga e a estaca apresenta uma velocidade de deslocamento, uma parcela de Rd é temporariamente mobilizada, fazendo com que a carga lida pela célula de carga não seja puramente estática nos instantes iniciais de cada estágio.

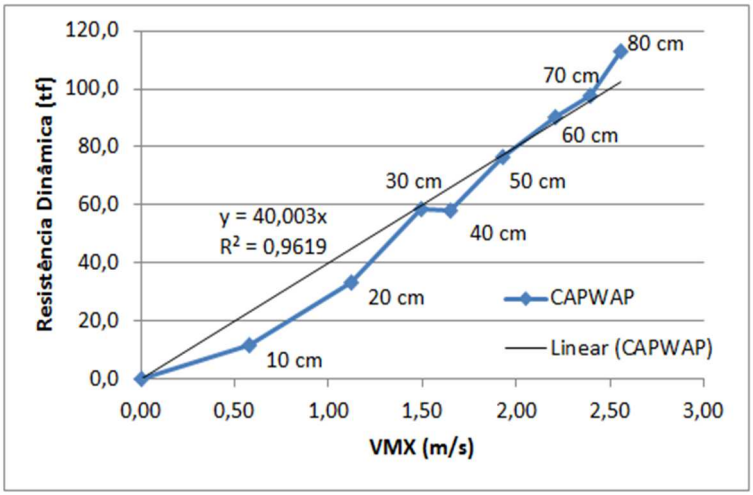


Figura 1. Relação entre Rd vs. VMX – Primeira condição de contorno (Murakami; 2015, 2024a)

A ideia central defendida por Murakami (2024) é que a resistência dinâmica na PCE é uma grandeza transiente que se dissipa integralmente com a estabilização dos deslocamentos (Figura 2). Se não há variação de deslocamento entre leituras consecutivas em um intervalo de tempo determinado, a velocidade Vmx é nula e, consequentemente, Rd também se anula. O autor tem observado que, em Provas de Carga Estática do tipo lenta, após um período de aproximadamente 12 horas da estabilização dos recalques (atendendo ao critério de 5% da NBR 16903), o ponto da curva carga-recalque da PCE coincide com a curva simulada pelo CAPWAP.

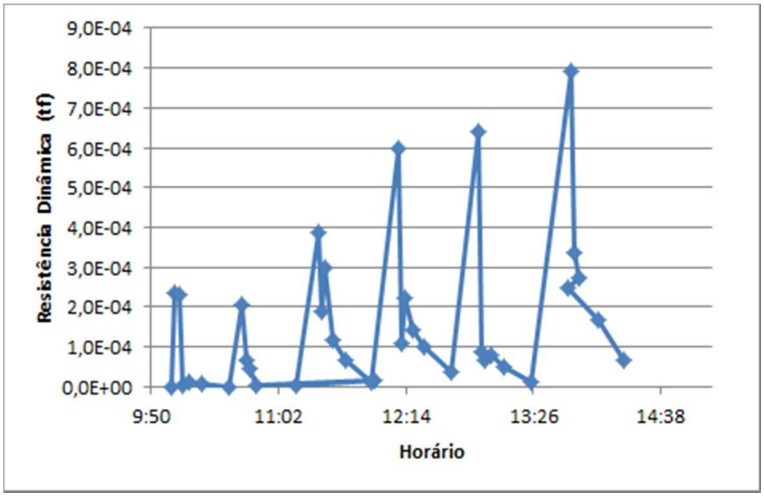


Figura 2. Gráfico Rd vs. horário da PCE na etapa de carregamento (Murakami e Corgnier, 2024)

Este fenômeno fornece uma evidência científica de que o CAPWAP, ao realizar a separação das parcelas de resistência, representa com fidelidade a resistência estática pura da estaca. A convergência entre o ponto estabilizado da PCE e a curva carga vs. recalque simulada do CAPWAP valida a teoria de dissipação de Rd e reforça a necessidade de considerar o fator tempo na correlação entre os ensaios. Este artigo tem como objetivo analisar o efeito da resistência dinâmica na PCE, demonstrando sua dissipação e o impacto na correlação com ensaios dinâmicos através de casos de obra em Osasco/SP e Bertioga/SP, utilizando o conceito de Match Quality de Recalques (MQR) como ferramenta de validação.

2 OBJETIVOS

Este artigo tem como objetivo principal demonstrar o efeito da dissipação da resistência dinâmica (Rd) na Prova de Carga Estática (PCE) e sua convergência com os resultados obtidos via Ensaio Dinâmico (PDA/CAPWAP). Busca-se validar a teoria proposta por Murakami (2024), evidenciando que a carga medida pela célula de carga na PCE só atinge o estado puramente estático após a completa extinção da velocidade de deslocamento da estaca (Vmx =0).

Para alcançar o objetivo geral, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Apresentar o método de estimativa da resistência dinâmica na PCE através do cálculo da velocidade de deslocamento (Vmx) em cada leitura do ensaio, utilizando a proporcionalidade linear entre Rd e Vmx obtida na primeira condição de contorno (Murakami, 2015, 2024);
- Demonstrar que, após o período de aproximadamente 12 horas da estabilização dos recalques (critério de 5% da NBR 16903), o ponto de carga máxima da PCE lenta coincide com a curva de resistência estática simulada pelo CAPWAP;
- Validar a eficácia do conceito de Match Quality de Recalques (MQR) como ferramenta de correlação que independe da mobilização total da ponta da estaca, utilizando os parâmetros α e R2 para quantificar a aderência entre os ensaios;
- Analisar comparativamente casos de obra em Osasco/SP e Bertioga/SP, comprovando que a igualdade de recalques entre PCE e CAPWAP ocorre apenas após a dissipação total da parcela dinâmica, consolidando o CAPWAP como um Método eficaz para a determinação da resistência estática.

3 METODOLOGIA

A metodologia aplicada neste trabalho fundamenta-se no uso de dados da Prova de Carga Estática (PCE) e as resultados do Ensaio Dinâmico (PDA/CAPWAP). O procedimento seguiu quatro etapas fundamentais para a validação da dissipação da resistência dinâmica:

3.1 Estimativa da Velocidade e da Resistência Dinâmica na PCE

Em cada estágio de carregamento da PCE, a velocidade média de deslocamento do topo da estaca (Vmx) foi calculada a partir da razão entre o incremento de recalque e o intervalo de tempo entre leituras consecutivas ($Vmx = \Delta\rho/\Delta t$). Utilizando a proporcionalidade linear entre a resistência dinâmica (Rd) e a velocidade (Vmx), estabelecida pela primeira condição de contorno proposta por Murakami (2015, 2024), estimou-se a parcela de carga não estática presente nos instantes iniciais de cada patamar de carga. Admitiu-se que a carga total lida pela célula de carga (Rtotal) é a soma da resistência estática (Rmx) com a resistência dinâmica ($Rd = \alpha \cdot Vmx$).

3.2 Critério de Estabilização e Dissipação Temporal

O ponto central da análise reside no monitoramento da dissipação de Rd ao longo do tempo. Adotou-se o critério de estabilização de recalques da NBR 16903 (variação inferior a 5% do recalque total do estágio). Todavia, para garantir a completa extinção dos efeitos cinéticos, as análises focaram no patamar de carga máxima após um período de aproximadamente 12 horas da estabilização inicial. Partiu-se da premissa

física de que, quando duas leituras consecutivas de recalque são idênticas em um intervalo de tempo significativo, a velocidade Vmx torna-se nula, resultando em Rd =0 e tornando a carga medida puramente estática.

3.3 Calibração Iterativa do CAPWAP via MQR

As análises CAPWAP foram conduzidas utilizando o Procedimento Proposto por Murakami (2015, 2019), onde os parâmetros de quake do fuste (qs) foram ajustados de forma que a curva carga-recalque simulada apresentasse a máxima aderência com a curva real da PCE.

3.4 Validação Estatística pelo Match Quality de Recalques (MQR)

A qualidade da correlação entre a PCE e o CAPWAP calibrado foi quantificada através da solução gráfica do MQR (Murakami, 2019). Plotaram-se os recalques da PCE (eixo X) versus os previstos pelo CAPWAP (eixo Y) para todos os estágios de carga da PCE. A aderência foi avaliada pelos coeficientes α e R2. Considerou-se o ensaio validado quando ambos os parâmetros se aproximaram da unidade.

4 CASOS DE OBRA

A validação da teoria de dissipação da resistência dinâmica (Rd) na Prova de Carga Estática (PCE) é fundamentada na análise de casos de obra onde os dados da PCE permitiram o confronto direto com os resultados do CAPWAP. Os casos a seguir demonstram que a igualdade de recalques entre os métodos é o indicador definitivo da transição do estado dinâmico para o estado puramente estático.

4.1 Obra Osasco

Este caso de obra, amplamente estudado por Murakami e Massad (2014, 2016) e Murakami (2015, 2019), refere-se a uma estaca pré-moldada de concreto com seção circular de 38 cm de diâmetro e comprimento cravado de 14,10 m. O programa de ensaios incluiu a realização de Prova de Carga Dinâmica (PCD) com energia crescente e Prova de Carga Estática (PCE) do tipo lenta.

Durante a condução da PCE, observou-se que a aplicação de cada estágio de carga mobilizava instantaneamente uma parcela de resistência dinâmica, proporcional à velocidade de deslocamento do topo (Vmx). Conforme a metodologia proposta por Murakami (2024), o cálculo de Vmx revelou que, nos minutos iniciais de cada patamar, a carga lida pela célula de carga continha uma componente de Rd que superestimava a resistência estática real.

Neste estudo convém destacar o estágio de carga máxima. Após atingir o critério de estabilização de recalques da NBR 16903 (variação inferior a 5%), o recalque após 30 minutos foi de 7,72 mm. Entretanto, a carga foi mantida por um período adicional de 12,5 horas. Nota-se que, embora a carga aplicada tenha permanecido constante, os recalques continuaram a evoluir até a completa redução da velocidade de deslocamento (Vmx = 0), obtendo um recalque de 9,22 mm (Figura 3). Somente após este período de 12,5 horas de dissipação total de Rd, o ponto da curva carga-recalque da PCE (9,22 mm) praticamente coincidiu com a curva de resistência estática simulada pelo CAPWAP (9,37 mm), apresentando uma diferença de apenas +1,6%.

A análise através do Match Quality de Recalques (MQR) para este caso apresentou valores de α (1,1289) e R2 (0,9726) próximos da unidade na carga máxima (Figura 4). Esta convergência valida a premissa de que o CAPWAP, ao isolar a resistência dinâmica através do modelo de Smith (1960), é eficaz para determinar a resistência estática do sistema solo-estaca. A igualdade de recalques observada após as 12,5 horas mostra que a teoria de Murakami (2024) é eficaz para identificar o momento em que a carga medida pela célula de carga torna-se puramente estática. Antes dessa estabilização temporal, qualquer tentativa de correlação direta entre PCE e PDA estaria sujeita a erros sistemáticos causados pela presença da resistência dinâmica residual na prova estática.

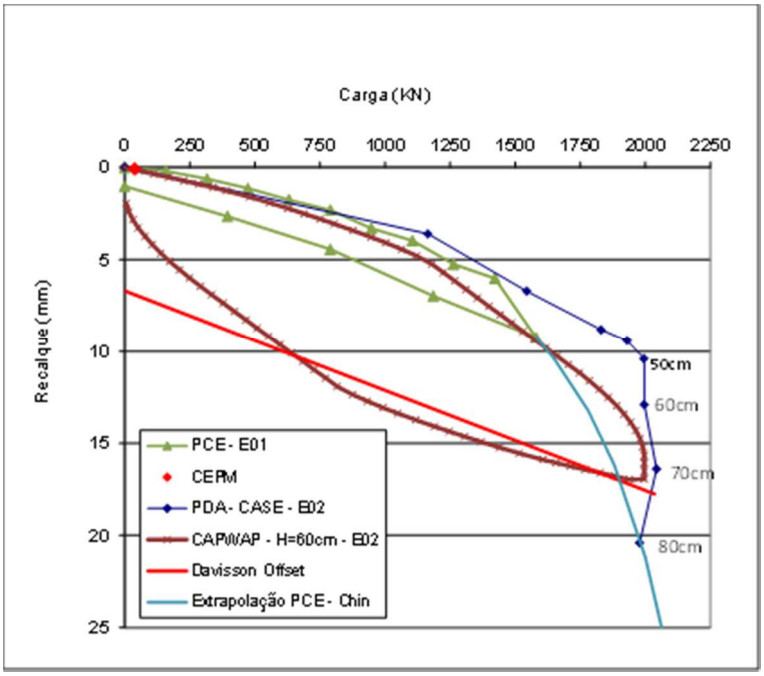


Figura 3. Curva carga vs. recalque da PCE e CAPWAP – Obra Osasco.

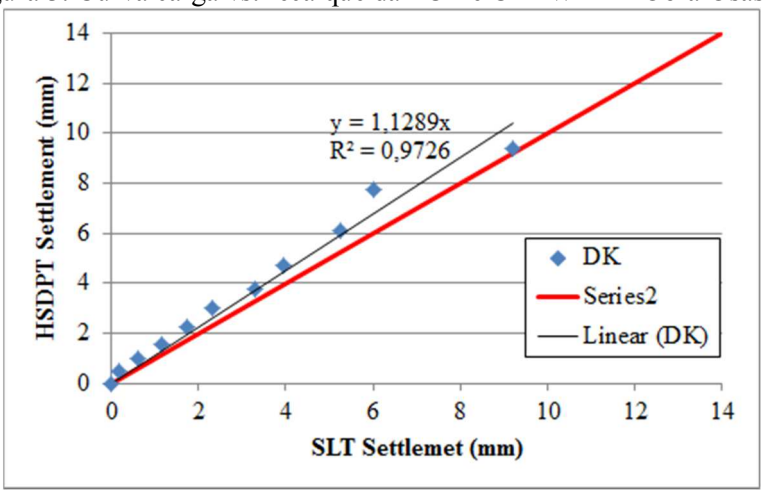


Figura 4. Match Quality de Recalques (MQR) – Obra Osasco

4.2 Obra Bertioga

Este caso de obra, detalhado por Murakami et al. (2025), refere-se à construção de edifícios comerciais em Bertioga, SP. O subsolo é caracterizado por uma camada superficial de aterro, sobreposta a depósitos de areia pouco siltosa e intercalações de argila muito mole a mole, com as pontas das estacas apoiadas em um horizonte de areia compacta a muito compacta. Foram ensaiadas estacas do tipo hélice contínua com 30 cm de diâmetro e comprimentos de aproximadamente 15 metros.

A análise deste caso apresenta uma particularidade relevante: tanto na Prova de Carga Estática (PCE) quanto no Ensaio Dinâmico (PDA), observou-se um baixo deslocamento da ponta das estacas. Essa mobilização limitada da ponta da estaca inviabilizou a aplicação dos métodos tradicionais de interpretação, como o de Davisson (1972) e os critérios da NBR 6122, que dependem da identificação de um ponto de ruptura convencional segundo tais métodos.

Para superar essa limitação, utilizou-se a solução gráfica do Match Quality de Recalques (MQR) (Murakami, 2019). A análise CAPWAP da estaca E233 indicou uma carga mobilizada de 59 tf com recalque de 9,62 mm. A PCE lenta, realizada em estaca vizinha, atingiu 50 tf com recalque estabilizado. A aplicação

do MQR resultou em um um valor de $\alpha = 1{,}1444$ e um coeficiente de determinação R2 = 0,9597, indicando uma excelente aderência entre as curvas.

O ponto fundamental observado nesta obra em Bertioga corrobora a teoria de Murakami (2024) sobre a dissipação de Rd. Notou-se que, ao atingir o patamar de carga máxima na PCE, os recalques medidos imediatamente após a aplicação da carga (1,55 mm) diferiam dos previstos pelo CAPWAP (2,67 mm), apreentando uma diferença de -41,9%. No entanto, após a estabilização dos recalques (critério de 5% da NBR 16903), o recalque foi de 2,17 mm, apresentando divergência de -18,7%. Já após a manutenção da carga por um período de 18 horas, o deslocamento da PCE foi de 2,71 mm, representando uma diferença de apenas +1,5% em relação ao deslocamento da curva simulada do CAPWAP de 2,67 mm (Figura 3). Nestas condições, a velocidade de deslocamento da estaca na PCE (Vmx) tornou-se nula. Com a extinção da componente dinâmica (Rd = 0), o ponto final da PCE praticamente coincidiu com a curva de resistência estática simulada pelo CAPWAP.

Este fato é uma evidência de que a igualdade de recalques entre o ensaio estático e o modelo do CAPWAP só é alcançada após a dissipação total da resistência dinâmica transiente na PCE. O caso de Bertioga demonstra que o MQR (Figura 4), ao analisar a trajetória integral das curvas e validar a calibração do quake no CAPWAP, permite uma interpretação segura da capacidade de carga mesmo em cenários de baixo deslocamento, onde a carga medida pela célula de carga na PCE estabilizada (18h) revela a verdadeira resistência estática do sistema solo-estaca.

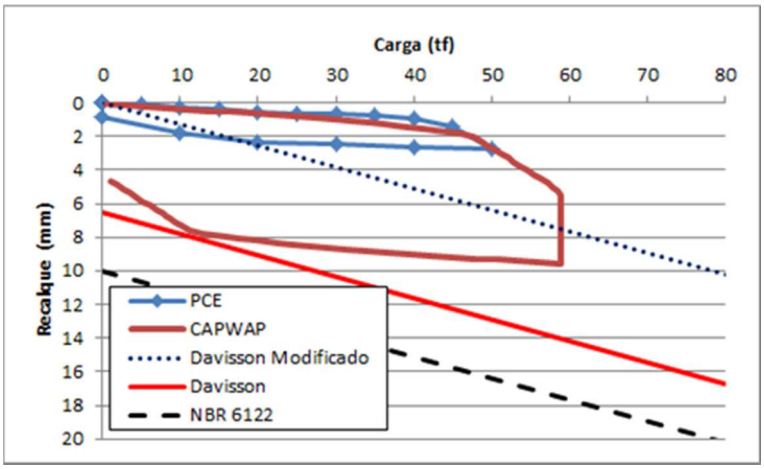


Figura 5. Curva carga vs. recalque da PCE e CAPWAP – Obra Bertioga

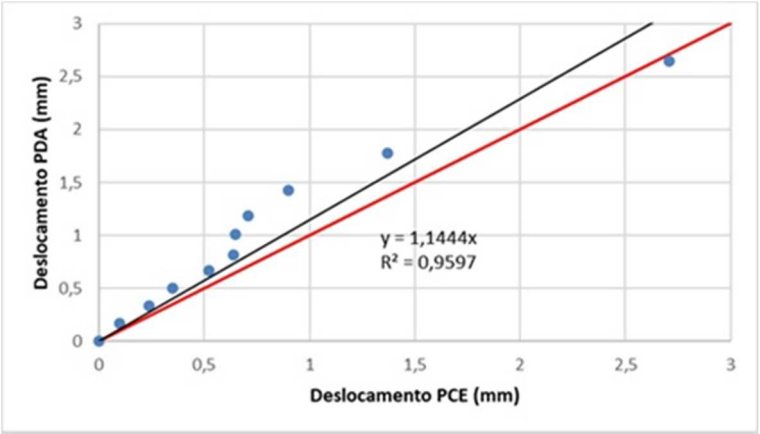


Figura 6. Match Quality de Recalques (MQR) – Obra Bertioga

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise do efeito da resistência dinâmica (Rd) na Prova de Carga Estática (PCE) permite concluir que a interpretação da capacidade de carga de estacas deve considerar o efeito da sua dissipação em função

do tempo. A coexistência das parcelas estática e dinâmica durante o carregamento é um fato físico que, se negligenciado, introduz incertezas metrológicas na correlação entre ensaios estáticos e dinâmicos.

As principais conclusões deste trabalho são:

- A Natureza Transiente de Rd na PCE: A resistência dinâmica não é exclusiva dos ensaios de dinâmicos onde se aplica um golpe com um martelo no topo da estaca. NA PCE, o macaco hidráulico aplica uma pressão hidráulica, causando deslocamentos em função do tempo no topo da estaca. Sempre que há velocidade de deslocamento (Vmx) no topo da estaca durante a aplicação de um estágio da PCE, uma parcela de Rd é mobilizada. A carga medida pela célula de carga só representa a resistência estática pura quando a velocidade de deslocamento é nula (Vmx = 0).
- O Tempo como Agente de Convergência: Os casos de obra em Osasco e Bertioga demonstraram que a estabilização dos recalques pelo critério de 5% da NBR 16903 é um marco necessário, mas a dissipação total da resistência dinâmica exige um período adicional. A observação de que, após 12 horas da estabilização ou mais, o ponto da PCE praticamente coincide com a curva simulada pelo CAPWAP, é a evidência definitiva da extinção da parcela Rd.
- Validação do Modelo CAPWAP: A coincidência entre o ponto estabilizado da PCE (12h) e acurva simulada do CAPWAP valida o ensaio dinâmico como um método extremamente eficaz para determinação da resistência estática. Este entendimento reforça que o CAPWAP, quando calibrado iterativamente via MQR (Murakami, 2015,2019) para ajustar os parâmetros de quake, aprimora a relação carga vs. recalque da estaca, além de representar o estado puramente estático da PCE neste ponto estabilizado (após 12h).
- Vantagens do MQR: O conceito de Match Quality de Recalques (MQR) provou ser uma ferramenta importante para a validação da capacidade de carga, especialmente em cenários de baixo deslocamento de ponta, como observado em Bertioga. Ao focar na aderência integral das curvas e não apenas em pontos de ruptura convencionais (Murakami e Massad, 2023), o MQR reduz as incertezas e confere maior confiabilidade ao controle de qualidade das fundações.
- Significado Físico e Matemático (Murakami, 2024, 2026): Mostrou-se através de dois casos de obra que o Best Match do CAPWAP (Significado Matemático) foi obtido em conjunto com a melhoria do MQR, ou seja, quando a curva simulada do CAPWAP praticamente estava sobreposta à curva da PCE, indicando que o Significado Matemático foi aprimorado juntamente com a melhoria do Significado Físico.
- Procedimento Proposto por Murakami (2015, 2019): Os casos de obra mostraram que as análises CAPWAP realizadas segundo o Procedimento Proposto por Murakami (2015, 2019) permitiram obter uma curva carga vs. recalque simulada do CAPWAP praticamente idêntica à da PCE, mostrando a eficácia do ensaio dinâmico para previsão do comportamento das fundações, além de apresentar menor custo e agilidade.

Em suma, este artigo demonstra que a igualdade de recalques entre PCE e PDA é alcançada somente após a completa dissipação da Resistência Dinâmica, conforme a Teoria de Murakami (2024). Este achado aprimora a prática da engenharia de fundações, fornecendo uma base científica sólida para a correlação entre os métodos (PCE e PDA) através do MQR, mesmo em casos onde métodos tradicionais de correlação não se aplicam, como por exemplo, quando o deslocamento da ponta é baixo (Obra de Bertioga).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aoki, N. (1989) A new dynamic load test concept. *Drivability of Piles*, v. 1, p. 1-4. Proc. Discussion Session 14, Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. (12), Rio de Janeiro.

Aoki, N. (1997) *Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 118p.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2007). NBR 13208. *Estacas — Ensaio de carregamento dinâmico*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Solo — Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro.

Fellenius, B. H. (1992) Is capacity fully mobilized? *Geotechnical News Magazine*, v. 10, n. 1, p. 58-61.

Fellenius, B. H. (2026) *Basics of Foundation Design*. Electronic Edition. Disponível em: <www.fellenius.net>. Acesso em: 21 jun. 2026.

Murakami, D. K. (2015) *Novo procedimento para a realização de análise CAPWAP no ensaio de carregamento dinâmico em estacas pré-moldadas*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 538p.

Murakami, D. K. (2019) A new concept of match quality of settlements for signal matching analysis on the dynamic pile test. In: 10th International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations, San Diego.

Murakami, D. K. (2024) Novo Método Novo Método De Cálculo De Resistência Dinâmica Em Provas De Carga Estática Com Critérios De Ruptura. In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Balneário Camboriú. *Anais...* ABMS.

Murakami, D. K. (2026) The difference between physical and mathematical meaning in the dynamic load test. *Soils and Rocks*, 49 (2), p. 1-11.

Murakami, D. K. Cabette, J. F., Eroico, E. (2025) Comparação entre Provas de Carga Estática e Dinâmica em Estacas Hélice Contínua em Bertioga SP. In: 11º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE 11), São Paulo. *Anais...* ABMS.

Murakami, D. K.; Corgnier, F. (2024) Determinação da Resistência Dinâmica em Provas de Carga Estática Através de Resultados de Ensaios Dinâmicos. In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Balneário Camboriú. *Anais...* ABMS.

Murakami, D. K.; Corgnier, F.; Godinho, H.; Saito, E. (2022) Different Possible Interpretations Depending on The Load Measurement Method on the Static Load Test in Piles. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Campinas. *Anais...* ABMS.

Murakami, D. K.; Corgnier, F.; Silva, A.; Bozan, G. (2020) A Comparison between the Measured Load through a Load Cell and a Manometer on the Static Load Test in Piles. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Campinas. *Anais...* ABMS.

Murakami, D. K.; Massad, F. (2014) Determinação do quake do fuste de estacas pré-moldadas através de provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Goiânia. *Anais...* ABMS.

Murakami, D. K.; Massad, F. (2016) Determinação do quake do fuste de estacas pré-moldadas através de provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico. *Geotecnia*, Lisboa, n. 137, p. 79-98.

Murakami, D. K.; Massad, F. (2023) The advantage of the use of the concept of match quality of settlements in the dynamic load test. In: 10º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE 10), São Paulo. *Anais...* ABMS.

Smith, E. A. L. (1960) Pile Driving Analysis by the Wave Equation. *Journal of the Mechanics and Foundations Division*, ASCE, v. 86, n. 4, p. 35-61.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/85

Obra de Edifício em Foz do Iguaçu – PR – Geologia Complexa na Extremidade de um Derrame Basáltico

Thays Car Feliciano de Oliveira
Engª Civil/ Geotécnica, Sollium Geotecnia, Cascavel-PR, Brasil, engenharia@solliumgeotecnia.com.br

Gerson Lorenzi
Geólogo/ Diretor Geral, Fungeo Fundações e Geologia, Cascavel-PR, Brasil, gerson@fungeo.com.br

Vinicius Lorenzi
Eng. Civil/ Dir. de Engenharia, Fungeo Fundações e Geologia, Cascavel-PR, Brasil, vinicius@fungeo.com.br

Leandro Reginato
Eng. Civil, Fungeo Fundações e Geologia, Cascavel-PR, Brasil, engenharia2@fungeo.com.br

Matheus Eduardo Luza
Eng. Civil, Sollium Geotecnia, Cascavel-PR, Brasil, engenharia@solliumgeotecnia.com.br

Lucas Luiz Dal Bosco
Geólogo, Fungeo Fundações e Geologia, Cascavel-PR, Brasil, geologia@fungeo.com.br

RESUMO: Este trabalho apresenta um estudo de caso de edifício de 27 pavimentos em Foz do Iguaçu-PR, situado na extremidade de um derrame basáltico. A complexidade geológica, caracterizada por um perfil com camada inicial de solo residual, seguida por intercalações de matacões e alteração de rocha exigiu soluções geotécnicas adaptativas. Diante da inviabilidade de escavação total para três subsolos, inicialmente prevista, o projeto arquitetônico foi revisado para um modelo de subsolo escalonado, conforme o perfil rochoso da obra. Para viabilizar as obras de contenções e de fundações, adotou-se a solução técnica em estacas raiz. O projeto de contenção contemplou uma cortina de estacas Ø31cm espaçadas com fechamento em painéis de concreto moldados *in loco* e atirantamento; os tirantes foram apoiados sobre os painéis em pontos com armadura de punção. No projeto de fundação foram previstas estacas raiz de Ø45cm com até 2.300 kN de carga de trabalho, o que demandou da execução de ensaios de prova de carga estática (PCE) para validação. Os resultados das PCEs confirmaram a capacidade de carga das estacas, com deslocamentos abaixo de 2,5mm para a carga de trabalho. O estudo conclui que a flexibilidade na elaboração de projetos geotécnicos é determinante para o sucesso de obras em perfis geológico-geotécnicos heterogêneos.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas Raiz. Estudo de Caso, Contenção, Fundação, Tirantes.

ABSTRACT: This paper presents a case study of a 27-story building in Foz do Iguaçu, Brazil, located at the edge of a basaltic flow. The geological complexity, characterized by an initial layer of residual soil followed by boulder interlayers and weathered rock, demanded adaptive geotechnical solutions. Due to the infeasibility of full excavation for three basements as initially planned, the architectural project was revised to a stepped basement model, following the site's rock profile. To enable both the retention walls and foundation systems, micropiles (root piles) were adopted. The retention wall design consisted of spaced Ø31cm diameter micropiles with in-situ cast concrete panels and tiebacks; the anchors were supported by panels reinforced for punching shear. The foundation design utilized Ø45cm diameter micropiles with a working load of up to 2,300 kN, requiring static load tests (SLT) for validation. The SLT results confirmed the piles' bearing capacity, with settlements below 2.5 mm at the working load. This study concludes that flexibility in geotechnical design is crucial for the success of projects in heterogeneous geological-geotechnical profiles.

KEYWORDS: Root Piles, Case Study, Retaining Structure, Foundation, Soil Anchors.

1 INTRODUÇÃO

A construção de empreendimentos de grande porte em regiões urbanas com condições geológico-geotécnicas complexas frequentemente demandam soluções de contenção e de fundação não convencionais, adaptadas às particularidades locais do terreno. Em terrenos com presença de solo residual associado a intercalações de solo, matacões e rocha alterada acima do leito rochoso, a concepção e execução dessas estruturas pode apresentar desafios técnicos adicionais.

Nesse sentido, o presente trabalho apresenta um estudo de caso referente às obras de contenção e de fundação de um edifício residencial de 27 pavimentos, com subsolos, localizado no município de Foz do Iguaçu – PR. O empreendimento demandou escavações de até aproximadamente 6,5 m para implantação dos subsolos, em terreno com geologia complexa. Em ambos os projetos geotécnicos, de contenção e de fundação foram utilizadas estacas raiz, tendo em vista sua característica de ultrapasar camadas resistentes e proporcionar elevada capacidade de carga para o projeto. Alguns aspectos da referida obra foram também apresentados por LORENZI e OLIVEIRA (2025).

No decorrer do trabalho são descritas as condições geológico-geotécnicas do local, a concepção das soluções de contenção e fundação adotadas, bem como aspectos relevantes do processo executivo, buscando contribuir para o compartilhamento de experiências em obras geotécnicas executadas em terrenos heterogêneos no território nacional.

2 CONTEXTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

As investigações geológico-geotécnicas realizadas por meio de sondagens mistas (ao todo, 06 furos) indicaram uma geologia complexa, com camadas inicias de argila siltosa (solo residual) sobre camadas intercaladas de rocha alterada e matacões. As sondagens mostraram, ainda, alguns trechos descontínuos de rocha sã (basáltica). O nível d'água (N.A.) apresentou variação entre a parte frontal do terreno com os fundos (fluxo no sentido para o fundo da obra). Uma ilustração do perfil geológico-geotécnico pode ser observado na Figura 1 (a linha de seção foi traçada ao longo do eixo longitudinal do terreno, ver S1 da Figura 3) .

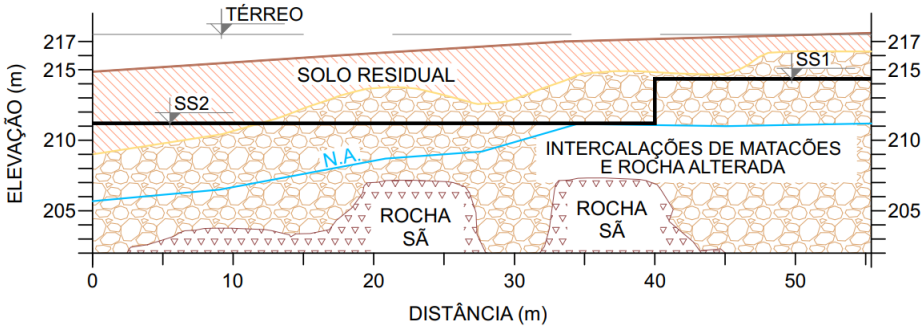


Figura 1. Perfil geológico-geotécnico do terreno.

Registros fotográficos evidenciando a qualidade do material recuperado na sondagem mista podem ser visualizados na Figura 2. Observa-se a presença de matacões ao longo de quase 9,0m na Figura 2(a) e uma rocha bastante fraturada (F4, conforme DNER-PRO 102/97) com alteração de A3 a A1 (DNER-PRO 102/97) na Figura 2(b). A locação desses furos pode ser observada na Figura 2.

(a)



(b)



Figura 2. Registros fotográficos dos testemunhos dos furos (a) SM6 e (b) SM3, de 3,30 a 14,75m.

O município de Foz do Iguaçu-PR localiza-se no Bacia do Paraná e suas unidades litoestratigráficas integram o grupo Serra Geral. Especificamente no município têm-se a ocorrência predominante de derrames basálticos (BESSER, *et al.*, 2021). Experiências geotécnicas locais próximas à obra em análise indicam que ela se localiza na extremidade de um derrame basáltico, pois à sudeste (150 m) da obra tem-se registros de um maciço rochoso são, com rocha de boa qualidade (A0 / F1, conforme DNER-PRO 102/97). Por outro lado, ao norte da obra (200 m), tem-se sondagens que atingiram cerca de 30,0m em solo, antes de ocorrer recuperação de rocha.

3 CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O empreendimento em questão localiza-se no município de Foz do Iguaçu-PR e conta com 27 pavimentos, ao todo 92,9m de altura (contados a partir do nível térreo) e área construída total por volta de 22.000,00m². Inicialmente o projeto arquitetônico previa 03 (três) subsolos para o edifício, no entanto as condições geológico-geotécnicas do terreno, conforme apresentado no item 2, tornariam o projeto inviável técnica e financeiramente, pois demandariam de contenções estanques (abaixo do N.A) e técnicas específicas que ultrapassasem o material rochoso identificado.

Desta forma, após os estudos geotécnicos iniciais, o projeto foi alterado para uma condição de subsolo escalonado, visando otimizar o uso do terreno e mitigar complexidades executivas. Outro aspecto revisto foi o nível de implantação do térreo, que foi fixado na maior altura possível permitida pelo código de obras do município, para reduzir as futuras escavações em material rochoso.

Um croqui do terreno e a concepção final do subsolo é apresentado na Figura 3. Na parte frontal, o terreno encontrava-se no mesmo nível do alinhamento da rua, com declividade de 2,0m em uma das laterais e 5,5m na outra. Portanto, na parte frontal do terreno a escavação ficou limitada a 01 (um) subsolo e, a partir de um trecho de 15,0m com relação ao alinhamento frontal, foram executados 02 (dois) subsolos, tendo em vista a diferença de níveis.

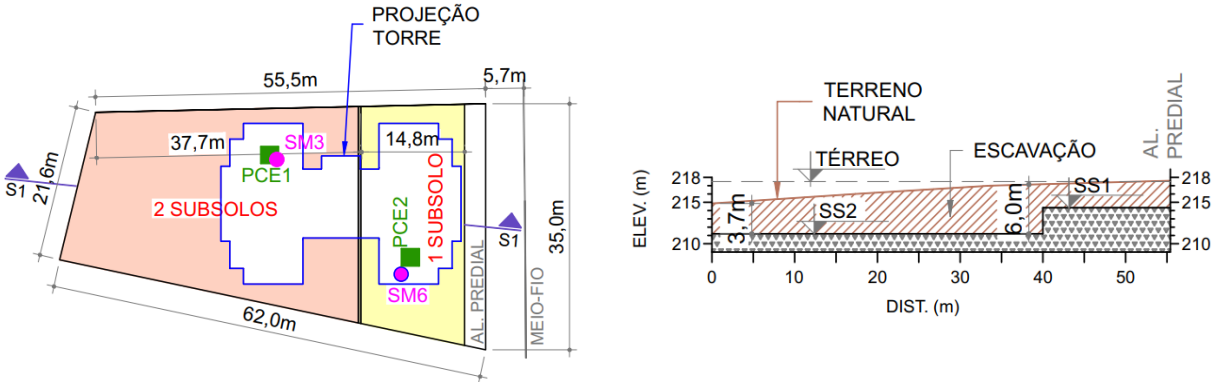


Figura 3. Esquema do subsolo e escavações para o edifício.

4 DESAFIOS GEOTÉCNICOS DO PROJETO

Tendo em vista as características geológico-geotécnicas descritas, bem como a demanda por execução de subolos para a obra, a concepção das soluções para os projetos geotécnicos do empreendimento apresentou diversos desafios, além das restrições quanto à soluções convencionais. Ademais, a viabilidade financeira também entrou como um fator restritivo para o projeto.

O primeiro desafio a ser solucionado foi a definição do sistema de contenção. Nas condições descritas do terreno, soluções convencionais de contenção, como cortinas de estacas ou paredes de concreto moldadas *in loco* em nichos, não se mostravam tecnicamente adequadas. As cortinas de estacas convencionais não ultrapassariam as camadas rochosas e as paredes moldadas in loco não proporcionariam a segurança adequada para a escavação dos primeiros metros (horizonte de solo). Uma solução tecnicamente possível seria a execução de parede diafragma por hidrofresa; entretanto, essa solução trata-se de uma tecnologia com disponibilidade restrita no Brasil e que implicaria custos elevados e uma logística inviável para a obra, de forma que uma solução alternativa, adaptada o cenário fez-se necessária. Foi proposta uma solução em cortina de estacas raiz espaçadas, com paineis de concreto moldado *in loco* entre essas estacas, conforme será detalhado no item 5.

Ainda com relação aos desafios dos projetos geotécnicos, tem-se a definição do sistema de fundação. A variabilidade do maciço em profundidade e espacialmente no terreno, combinada com a presença de nível d'água próximo à cota final de escavação, não traria segurança para o uso de solução em fundação direta – sapatas. Embora fundações superficiais representassem uma alternativa potencialmente mais econômica, as condições do terreno levaram ao descarte dessa opção. Assim, optou-se pela adoção de fundações profundas em estacas raiz, solução capaz de atravessar os horizontes heterogêneos de solo e material rochoso. Entretanto, a variabilidade do perfil geológico-geotécnico também representou um desafio para a previsão do comportamento dessas estacas e para a definição de seus comprimentos e capacidades de carga ao longo do terreno – motivo pelo qual foram realizadas duas provas de carga estáticas (PCEs), cujos resultados serão tratados adiante (item 5).

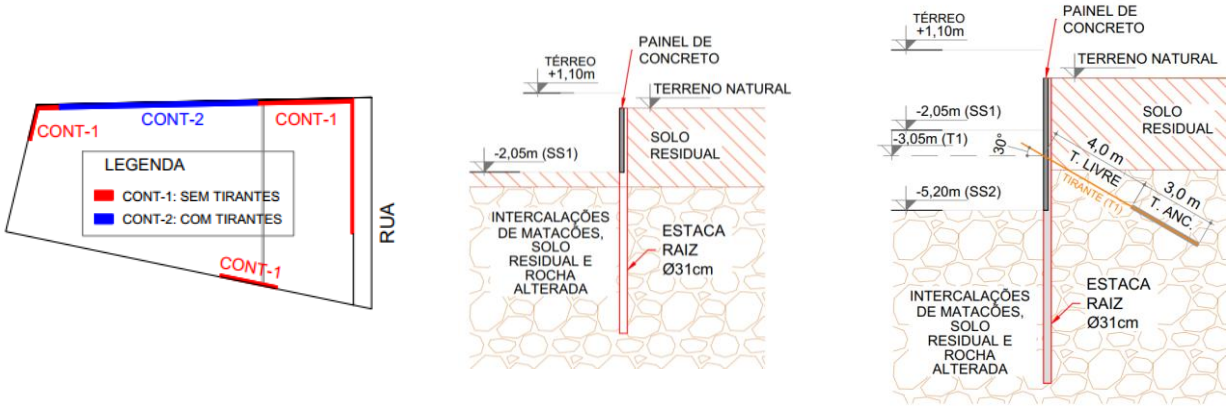
Outro desafio para a obra esteve relacionado às condições de escavação do terreno para implantação dos subsolos. Em diversas regiões foi necessária a utilização de rompedores hidráulicos acoplados a escavadeiras, resultando em um processo de escavação mais lento em comparação a situações convencionais (escavação em solo). Além disso, após a definição das soluções e detalhamento dos projetos, o processo executivo das estacas (de fundação e de contenção), dos painéis da contenção e dos tirantes também foi complexo, com prazos mais alongados.

5 SOLUÇÕES ADOTADAS

5.1 Contenção

Conforme brevemente descrito no item 4, a solução de contenção adotada para o edifício foi uma solução não convencional, visando promover a segurança necessária para as escavação e, em simultâneo, promover viabilidade econômica. Foi utilizada uma cortina de estacas raiz Ø31cm espaçadas (a cada 2,0m, aproximadamente), com fechamento em painéis de concreto armado moldados *in loco* e atirantamento dos painéis. O projeto prevê, ao todo, 55 estacas Ø31cm raiz e tirantes com o bulbo em material rochoso.

Devido às variações de alturas de escavação, em algumas regiões do terreno (maiores cortes) fez-se necessário o atirantamento (seção tipo 'CONT-2'), enquanto em outros casos adotou-se somente a cortina de estacas em balanço com fechamento em painéis (seção tipo 'CONT-1'). Um croqui esquemático da contenção pode ser observada na Figura 4.



(a) (b) (c)

Figura 4. (a) Planta chave da contenção e seções típicas (b) 'CONT-1' e (c) 'CONT-2'.

Definiu-se uma profundidade mínima de ficha de 6,0m para as estacas, considerando o apoio de pilares da estrutrua na contenção. Em alguns pontos com pilares mais carregados os espaçamentos entre as estacas da cortina foi reduzido para 1,0m, para possibilitar a distribuição de cargas adequada ao terreno.

Os tirantes foram inicialmente previstos com 7,0m, sendo 3,0m de trecho ancorado em rocha, com carga de trabalho 140 kN, em monobarras 25mm e, ao todo, 15 unidades. A adoção de uma cortina de estacas espaçadas se deve à necessidade de assegurar, previamente às escavações, a estabilidade do terreno, pois as estacas são executadas antes do corte. O espaçamento entre as estacas é possível pois o substrato apresenta coesão.

Quanto aos painéis entre estacas, foram dimensionados com 15,0cm de espessura e, tendo em vista a aplicação das cargas pontuais dos tirantes, demandaram de armaduras de punção para assegurar o adequado funcionamento do sistema.

5.2 Fundação

Quanto às fundações, conforme mencionado, a solução adotada foram estacas raiz, sendo essas executadas integralmente em camadas de intercalações de matacões e rocha alterada, sendo um desafio a definição de profundidade dessas estacas, diante das variações de qualidade do material rochoso recuperado nas sondagens mistas, bem como camadas espessas de matacões (a exemplo, a SM6 representada na Figura 2). Os pilares mais carregados da torre atingem carregamentos com magnitudes de 33.000.0 kN e momentos fletores na base de 45.000 kN · m, conforme planta de cargas disponibilizada pelo projeto estrutural.

No projeto de fundação foram adotados os diâmetros nominais de Ø31 cm e Ø45 cm, totalizando 290 estacas. As estacas mais carregadas, de diâmetro nominal Ø45 cm, foram dimensionadas para uma carga de trabalho de 2.300 kN. Devido ao tipo de execução, quase integralmente em material rochoso, o diâmetro final das estacas em quase todo o fuste foi de Ø35,5 cm, correspondente às dimensões do martelo de fundo utilizado

na execução. A armadura prevista para as estacas mais carregadas foi de 8 Ø25mm e, em todas as estacas uso de argamassa usinada fck 30 MPa, para melhor controle tecnológico.

Para validar as premissas de projeto foram executadas duas PCEs, uma delas com estaca teste executada a partir do nível do subsolo 2 da obra (PCE1), com 19,0m (estavam previstos 15m para esse teste, no entanto no decorrer da perfuração foi identificada uma falha/ descontinuidade e foi necessário aprofundar a perfuração até encontrar rocha novamente) e o segundo teste no nível do subsolo 1 (PCE1) com 12,0m.

O ensaio realizado foi do tipo lento e seguiu as prescrições da NBR 16903 (ABNT, 2020) quanto à montagem do sistema, magnitudes dos estágios de carga e estabilização dos deslocamentos. Ressalta-se que todos os instrumentos de medição (manômetro e relógios comparadores) utilizados para o ensaio encontravam-se devidamente calibrados. O ensaio não foi realizado pelos autores deste artigo, foi contratado pela construtora e os dados foram disponibilizados. Um resumo dos resultados dos ensaios pode ser observado na Figura 5 e na Tabela 1.

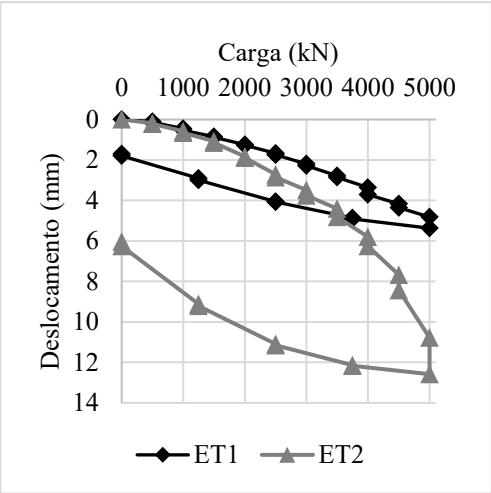


Figura 5. Resultados da PCE.

Tabela 1. Resultados da PCE.

Estágio	PCE1, 19m		PCE2, 12m	
	F_i (kN)	δ (mm)	F_i (kN)	δ (mm)
F_t	2500,0	1,75	2500,0	2,85
$F_{máx-e}$	5000,0	5,37	5000,0	12,58
Descarga	0,0	1,70	0,0	6,03

F_t: carga de trabalho; $F_{máx-e}$: carga máxima atingida no ensaio; F_i: carga correspondente a cada estágio; δ: deslocamento.

Ambos os ensaios foram levados até 5000 kN, mais que o dobro da carga de trabalho das estacas e apresentaram deslocamentos baixos para a cargas de até 2500 kN. Por meio de interpolações estima-se que o deslocamento das estacas para a carga de trabalho de 2300kN seria de 1,6 mm e 2,5 mm, respectivamente, para as PCEs 1 e 2, validando as premissas de projeto. Ademais não houve ruptura nítida em nenhum dos testes, embora a PCE2 apresente uma curva que aparenta estar se aproximando do limite de ruptura.

A carga extrapolada pelo método de Van der Veen (1953) para os ensaios resultou em 6470kN e 5310kN para os testes 1 e 2. Os ensaios evidenciaram um ganho de rigidez significativo para as estacas com o aumento de embutimento em material rochoso, mesmo que a PCE1 tenha atravessado uma zona de descontinuidade. Por outro lado, a PCE2 provavelmente teve sua ponta mais solicitada e também pode estar assentada sobre camada mais deformável, o que é coerente com a descrição da sondagem mais próxima executada, na qual não foi recuperada rocha sã – tem-se matacões ao longo de todo o furo SM6 (ver Figura 2).

A partir dos resultados dos ensaios definiu-se com segurança um comprimento útil mínimo para as estacas de 10,0 m (em projeto as perfurações foram de 12,0 m a 15,0 m, ou seja, as estacas foram assentadas em cota semelhante à das estacas das PCEs). Isso se deve ao arrasamento das estacas, que chegou a 5,0 m nas regiões mais críticas, de poço dos elevadores (portanto, perfurados 15,0m e atingidos 10,0 m úteis de estaca).

6 ASPECTOS EXECUTIVOS

A execução das obras geotécnicas do empreendimento foi dividida em duas fases principais: o sistema de contenção perimetral e a execução das fundações profundas.

A execução da contenção seguiu etapas bem específicas para que o sistema proposto funcionasse adequadamente, conforme segue: (1) execução das estacas raiz, (2) execução da viga de coroamento das

estacas, (3) escavação inicial até a cota de execução de tirantes, (4) execução dos tirantes (montagem, perfuração e injeção), (5) execução dos painéis moldados *in loco* (entre as estacas), (6) protensão dos tirantes após a cura do concreto dos painéis, (7) escavação para a próxima etapa e (8) execução de novo trecho dos painéis. Alguns registros fotográficos podem ser observados na Figura 6.

Destaca-se que todo o processo executivo seguiu os critérios e recomendações normativas das normas aplicáveis: para as estacas, NBR 6122 (ABNT, 2022); para os tirantes, NBR 5629 (ABNT, 2018),

(a) (b) (c)

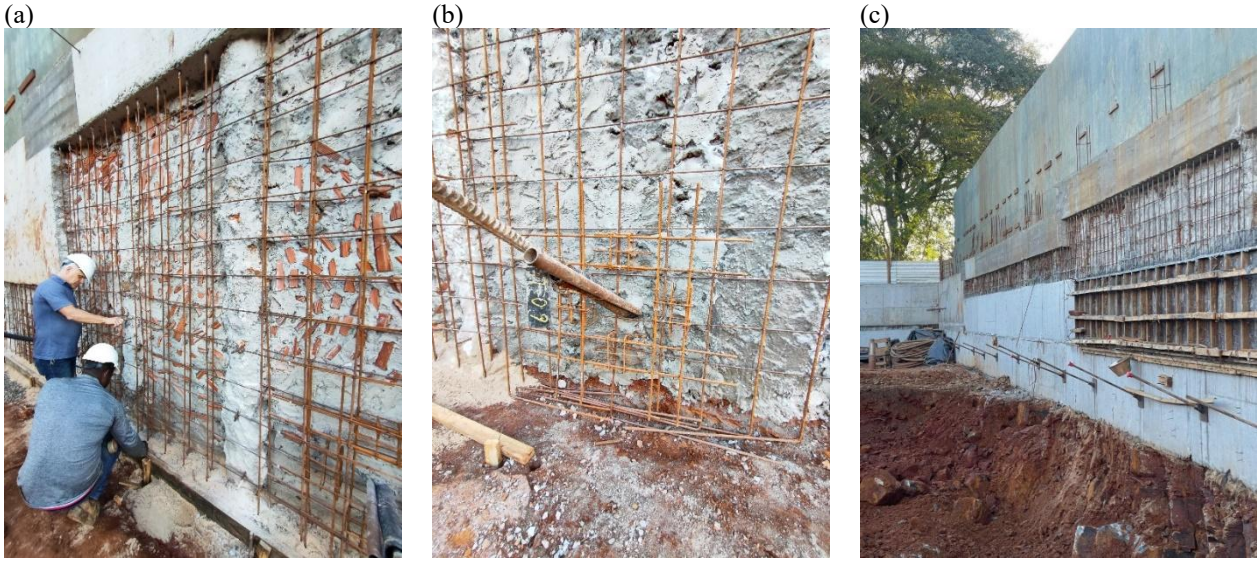


Figura 6. (a) Montagem das armaduras dos painéis. (b) Detalhe da armadura de punção na região dos tirantes. (c) Escavação para nova etapa, após concretagem dos painéis e protensão dos tirantes.

Embora a obra não tenha realizado o monitoramento das contenções de forma acurada (com inclinômetros, por exemplo, devido aos elevados custos), realizou-se acompanhamento por topografia e inspeções visuais semanais que comprovaram um bom desempenho das contenções – não foram constatadas movimentações (que fossem visíveis ou expressivas) ou intercorrências com os terrenos vizinhos.

Quanto às fundações, na Figura 7 observa-se um dos blocos de estacas dos elevadores centrais em processo de escavação, ao todo 36 estacas Ø45 cm, com cota de arrasamento (C.A.) de -4,60m abaixo do nível do subsolo 2. Na imagem também é possível observar ao fundo parte da parede de contenção na cota de ocorrência de rochas.



Figura 7. Escavação de um dos blocos de estacas dos elevadores centrais, C.A. -4,60m a partir do subsolo 2.

A execução das estacas no terreno com as características apresentadas inicialmente teve produtividade bem baixa (média de 1 estaca raiz por dia, com duas perfuratrizes na obra), além de problemas de manutenção excessiva nas perfuratrizes e inclusive perda de um martelo de fundo dentro de um dos furos, devido ao tipo de material perfurado que, somado à uma vazão de ar insuficiente para promover a adequada limpeza das perfurações, resultava na queda de detritos acima do martelo, dificultando sua movimentação. Isto caracterizou-se em um gargalo para a obra, sendo requeridas soluções para aumentar a produtividade.

A solução adotada, que se mostrou satisfatória foi o uso de dois compressores associados para uma única perfuratriz, ambos de alta pressão (25 bar), sendo um deles 1250 PCM e o outro 950 PCM. Essa solução aumentou a produtividade para 3 estacas por dia, para uma única perfuratriz (1 perfuratriz + 2 compressores).

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho foi apresentado um estudo de caso de um edifício residencial executado na extremidade de um derrame basáltico, o que resultou em geologia complexa. O terreno apresentava camada pouco profunda de solo residual seguida por horizontes intercalados de matacões e alteração de rocha.

O caso de obra desse edifício evidencia que a geotecnia de contenções e de fundações pode exigir soluções adaptáveis para situações não convencionais. Além disso, a parceria com geotécnicos desde o inicío da concepção de projetos deste tipo podem otimizar outras disciplinas, como foi o caso da revisão do projeto arquitetônico para um subsolo escalonado e térreo implantado em níveis mais elevados, de forma a otimizar o uso do terreno e reduzir riscos executivos e o volume de escavação em rocha.

A utilização de estacas raiz tanto para o sistema de contenção, quanto o de fundação demonstrou ser a solução técnica mais viável, pois permitia a transposição das camadas intercaladas de matacões e alteração de rocha, trazendo segurança estrutural para a torre de 27 pavimentos.

Por fim, os resultados da PCE foram positivos para o projeto e validaram a carga de trabalho de 2300 kN utilizada em projeto, com deslocamentos inferiores a 3,0mm para essa carga.

Esse trabalho contribui para o acervo de experiências em obras geotécnicas em terrenos com derrames basálticos, evidenciando que a investigação geotécnica detalhada e a flexibilidade no projeto são fundamentais para o sucesso de empreendimentos em contextos geológicos complexos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 5629. *Tirantes ancorados no terreno – Projeto e execução*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Solo – Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Besser, M.L., Brumatti, M., Spisila, A.L. *Mapa geológico e de recursos minerais do estado do Paraná*. Curitiba: SGB-CPRM, 2021. 1 mapa, color. Escala 1:600.000.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. *DNER-PRO 102/97: Sondagem de reconhecimento pelo método rotativo*. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/procedimento-pro/dner_pro_102_97-1.pdf>. Acesso em: 06 mar. 2026.

Lorenzi, V., Oliveira, T.C.F. (2005). *Cortinas de Contenção e Tirantes na prática*. Cascavel: FSC Treinamentos em Engenharia Civil.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/86

Obtenção da Curva Carga-Recalque em Estacas pelo Modelo de Coyle e Reese Sem Acoplamento entre Funções de Transferência de Carga

Thais Lucouvicz Dada
Engenheira civil geotécnica, Petrobras Transporte S. A., São Paulo, Brasil, thais.dada@transpetro.com.br

Faiçal Massad
Professor Titular, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, faical.massad@usp.br

RESUMO: O artigo trata do Modelo de Coyle e Reese (1966) que, na sua versão original, permite obter a curva carga-recalque de estacas carregadas axialmente no topo, a partir do conhecimento das funções de transferência de carga de atrito e de ponta. A estaca é subdividida em um certo número de elementos e, através do equilíbrio estático e das funções de transferência de carga, computam-se as forças e os deslocamentos em cada elemento, de modo iterativo, progredindo da base ao topo da estaca. Nesse modelo, o meio (solo) não é contínuo; é "discreto" ou sem acoplamento entre as funções de transferência de carga, isto é, não considera as parcelas de deslocamentos num dado elemento devido às cargas atuantes nos outros elementos. Seol e Jeong (2009) apresentaram estudos de casos de provas de carga em estacas escavadas de grande diâmetro considerando o meio como contínuo, isto é, acoplando entre si as reações e os deslocamentos entre elementos da estaca, o que exige complexos cálculos matriciais. E afirmaram que o Modelo de Coyle-Reese, sem acoplamento, poderia subestimar os recalques. Em contraposição, o presente artigo mostra que as estimativas são acuradas, mantendo intacta a simplicidade do modelo, mesmo para subsolo heterogêneo.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca, Modelo de Coyle e Reese, Acoplamento na Transferência de Carga; Prova de Carga.

ABSTRACT: This paper discusses the Coyle and Reese Model (1966), which allows obtaining the load-settlement curve of piles loaded axially at the top, based on known load transfer functions of lateral friction and tip resistance. The pile is subdivided into a certain number of elements and, through static equilibrium and load transfer functions, the forces and displacements in each element are computed iteratively, progressing from the base to the top of the pile. In this model, the surroundings (soil) are not continuous; they are "discrete" or without coupling between the load transfer functions, that is, it does not consider the displacement components in a given element due to the loads acting on the other elements. Seol and Jeong (2009) presented case studies of load tests on large-diameter bored piles using the Coyle-Reese Model, but considering the surroundings as continuous, that is, coupling the reactions and displacements between elements along the entire length of the pile, which requires complex matrix calculations. They stated that without coupling, pile top settlements could be underestimated. Contrasting these conclusions, this paper shows that the original Coyle-Reese Model, without coupling, allows accurate estimates of the pile top load-settlement curve, maintaining its simplicity even for heterogeneous subsoil.

KEYWORDS: Pile, Coyle & Reese Model; Coupling in Load Transfer; Pile Load Test.

1 INTRODUÇÃO

O presente artigo trata do modelo baseado em funções de transferência de carga desenvolvido por Coyle e Reese (1966), para a obtenção da curva carga (P_o) *versus* recalque (y_o) de uma estaca carregada axialmente no topo. A aplicação do modelo está ilustrada na Figura 1 e consiste em subdividir a estaca em *n* elementos, adotando primeiramente uma força arbitrária na ponta e calculando o seu deslocamento através da função de transferência de carga da ponta. Utilizando-se as funções de transferência de atrito e a Lei de Hooke, calcula-

se o encurtamento elástico do elemento da ponta. Na sequência, através do equilíbrio estático, calculam-se as forças e os deslocamentos para o elemento imediatamente acima e assim, sucessivamente, até chegar ao topo da estaca, obtendo-se um ponto da curva de carga (P_o) e recalque (y_o) do topo. O processo é repetido para outras cargas na ponta, até a definição completa da curva P_o-y_o. As funções de transferência de carga para o atrito lateral e para a resistência de ponta são admitidas conhecidas, podendo ser empíricas, analíticas ou obtidas através de medições de instrumentação em profundidade na estaca.

Coyle e Reese (1966) admitem a hipótese simplificadora de que os deslocamentos em qualquer elemento da estaca não são afetados pelas cargas transferidas ao solo pelos outros elementos, exceto através da própria estaca. Ou seja, o meio (solo) não é contínuo; é "discreto" ou sem acoplamento entre as funções de transferência de carga.

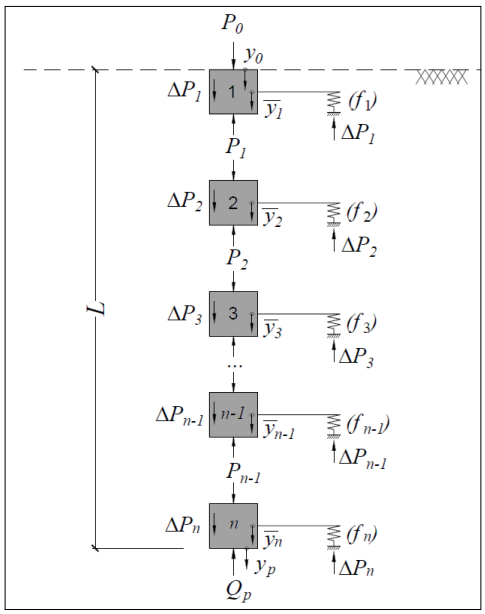


Figura 1. Estaca carregada axialmente, com indicação das forças atuantes em cada elemento (fonte: DADA, 2019; adaptado de COYLE e REESE, 1966).

Vesic (1977), que elucidou o comportamento de estacas em termos de carga e recalque ao longo da profundidade, enunciou que as simplificações dos modelos baseados em funções de transferência de carga eram contraditórias à realidade. Seol e Jeong (2009) endossaram esta crítica e propuseram metodologia de análise de transferência de carga "acoplada" através do uso do uso do próprio Modelo de Coyle e Reese (1966), mas considerando o solo como meio contínuo, isto é, considerando as parcelas de deslocamentos num dado elemento devido às cargas atuantes nos outros elementos.

O presente artigo apresenta os dados das estacas estudadas por Seol e Jeong (2009) e os resultados quanto à eficácia da aplicação do Modelo de Coyle e Reese (1966), na sua forma original, isto é, sem o acoplamento das funções de transferência de cargas.

2 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS ANALISADAS – RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA ESTÁTICA INSTRUMENTADAS

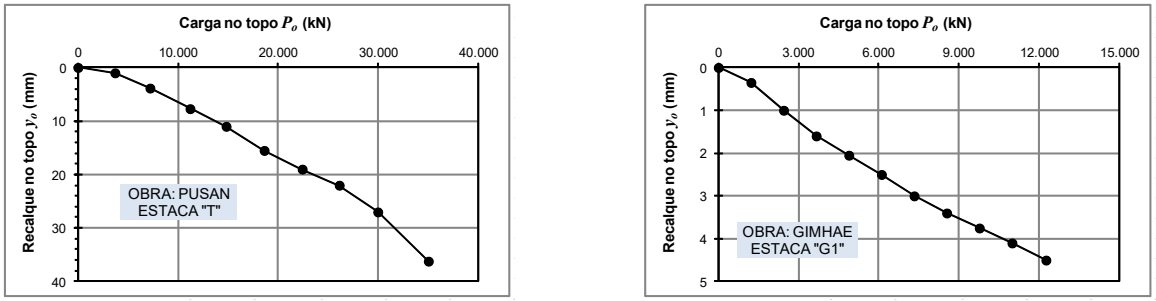
Foram consideradas duas estacas escavadas de grande diâmetro, executadas em duas obras distintas na Coreia do Sul e apresentadas por Seol e Jeong (2009). A Tabela 1 apresenta os dados de geometria, subsolo e das provas de carga estática convencionais realizadas. Notar que as estacas atravessaram camadas de solo e ficaram embutidas em rocha. Vale acrescentar que ambas as estacas foram escolhidas por terem sido apresentados dados suficientes para uma reavaliação completa.

Tabela 1. Características das estacas estudadas (adaptado de Seol e Jeong, 2009).

Obra	Pusan	Gimhae
Estaca	"T"	"G1"
Diâmetro *(D)*	1,5 m	1,5 m
Comprimento total *(L)*	33,4 m	30,6 m
Trecho em solo	28,0 m	19,9 m
Embutimento em material rochoso	5,4 m em brecha	8,0 m em andesito muito alterado; 2,7 m em andesito medianamente alterado
Módulo de elasticidade do material rochoso (E_r)	151 MPa	1.395 MPa (andesito muito alterado); 5.330 MPa (andesito medianamente alterado)
Coeficiente de Poisson do material rochoso (ν_r)	0,30	0,30
Carga máxima atingida	35.000 kN*	12.250 kN*
Quantidade de estágios de carga	9 estágios*	10 estágios*
Deslocamento máx. no topo	36,2 mm*	4,5 mm*

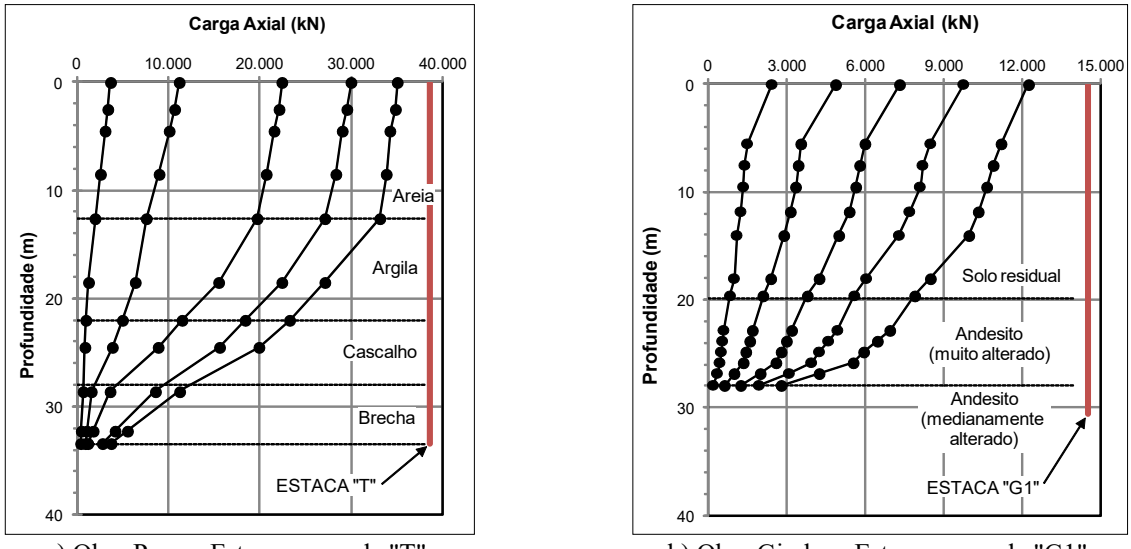
** Valores interpretados através dos gráficos fornecidos por Seol e Jeong (2009).*

Os resultados obtidos das provas de carga estão apresentados na Figura 2 (curvas carga-recalque nos topos das estacas) e na Figura 3 (diagramas da transferência de carga em profundidade) para as duas estacas.



a) Obra Pusan. Estaca escavada "T". b) Obra Gimhae. Estaca escavada "G1".

Figura 2. Resultado da prova de carga estática convencional (fonte: Seol e Jeong, 2009, *apud* Dada, 2019).



a) Obra Pusan. Estaca escavada "T". b) Obra Gimhae. Estaca escavada "G1".

Figura 3. Diagrama da carga axial em função da profundidade, lida para cada incremento de carga da prova de carga estática instrumentada (fonte: Seol e Jeong, 2009, *apud* Dada, 2019).

3 INFLUÊNCIA DOS ELEMENTOS DA ESTACA ENTRE SI – FUSTE E PONTA

Coyle e Reese (1966), em seu modelo original, não consideraram as parcelas de deslocamentos num dado elemento devido às cargas atuantes nos outros elementos, sejam os do fuste ou o da ponta. Isto significa que o solo foi substituído por molas independentes, sendo esta simplificação criticada por Vesic (1977) e, posteriormente, por Seol e Jeong (2009), por poder subestimar os recalques.

Para a ponta, apesar da crítica, a simplificação foi também adotada por Poulos e Davis (1974, 1980), Vargas (1978, 1981) e Randolph e Wroth (1978). Estes últimos sugerem que as estacas devem ter o índice de esbeltez $L/r \geq 20$, onde L é o seu comprimento total e r o raio de sua seção transversal. Dada (2019) apresentou casos de obras em que as estacas atenderam a essa relação, resultando em aumentos desprezíveis das cargas de ponta em função dos atritos laterais.

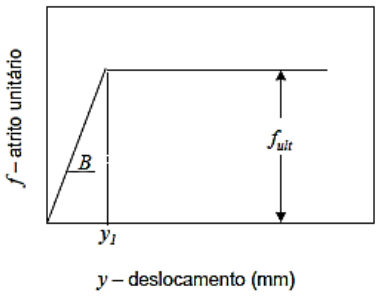
A seguir, através de resultados práticos, mostra-se que a previsão da curva carga-recalque feita através do Modelo de Coyle e Reese (1966) em seu formato original (Dada, 2019) resultou em resultado congruente com os dados de provas de cargas executadas, confirmando, portanto, a validade da hipótese simplificadora para estes casos.

4 RESULTADOS DA PREVISÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE DAS ESTACAS

Com base nos dados de Seol e Jeong (2009), apresentados acima no Item 2, Dada (2019) definiu as funções de transferência de carga para o atrito e a ponta. Para o atrito, obteve os pares de atrito lateral unitário último (f_{ult}) e *quake* do fuste (y_1) através dos diagramas de transferência de carga da Figura 3, utilizando as Leis de Cambefort (1964), conforme o modelo de Massad (1995). Os parâmetros das funções obtidas estão apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2. Funções de transferência de carga para o atrito unitário, obtidas através da análise dos dados de instrumentação fornecidos (fonte: Dada, 2019).

Obra	Estaca	Material	*z* (m)	*fult* (kPa)	*B* (kPa/mm)	*y1* (mm)	**Modelo de Cambefort (1964) para as funções de transferência de carga do atrito**
PUSAN	"T"	Areia	2,5	42	5,7	7,44	
			4,5	64	9,1	6,99	
			8,5	58	9,1	6,43	
			12,6	72	12,6	5,75	
		Argila	18,5	216	8,2	26,43	
			22,0	243	21,0	11,57	
		Cascalho	24,5	284	12,6	22,58	
		Cascalho/ brecha	28,6	448	20,9	21,47	
GIMHAE	"G1"	Solo residual	5,5	51	28,3	1,81	
			7,5	32	12,5	2,54	
			9,5	27	10,6	2,50	
			11,8	37	19,9	1,85	
			14,0	39	27,8	1,39	
			18,0	78	39,0	2,00*	
			19,6	80	39,8	2,00*	
		Andesito muito alterado	22,8	63	31,5	2,00*	
			23,8	101	50,4	2,00*	
			24,8	111	55,7	2,00*	
			25,8	85	42,4	2,00*	
			26,8	276	137,9	2,00*	
			27,9	280	139,9	2,00*	



**Adotado.*

O trecho da estaca embutido em material rochoso foi tratado como uma "ponta fictícia" (Massad, 2015), com comportamento conforme a 2ª Lei de Cambefort (1964), que fornece uma relação linear entre a resistência de ponta e o recalque da ponta: $q_p = R.y_p$, conforme sugerido por Massad (2008) para estacas escavadas. Os valores de R foram obtidos através da formulação de Carter e Kulhawy (1988), indicada na Equação (1):

$$R \cdot S = \frac{\pi \cdot E_r \cdot L}{(1+\nu_r) \cdot \zeta} \tag{1}$$

com:

$$\zeta = ln\,[5(1 - \nu_r) \cdot L/D] \tag{2}$$

onde: R é Parâmetro da 2ª Lei de Cambefort; S é Seção transversal da estaca; E_r é Módulo de elasticidade da rocha; L é Comprimento da estaca; ν_r é Coeficiente de Poisson da rocha; e D é Diâmetro da estaca. Usando os valores de L, D, E_r e ν_r , que constam da Tabela 1, resultaram as funções indicadas na Tabela 3. Os valores do quake da ponta (y_2) foram adotados.

Tabela 3. Funções de transferência de carga para a "ponta fictícia" (trecho embutido em material rochoso). Parâmetros definidos através de bibliografia (fonte: Dada, 2019).

Obra	Funções de transferência de carga	Hipóteses
Pusan	$Q_p = R \cdot S \cdot y_p = 725 \cdot y_p$	▪ "Ponta fictícia" a partir de 28m de profundidade; ▪ y_2 = 15 mm (adotado).
Gimhae - Hipótese 1	$Q_{p1} = R \cdot S \cdot y_p = 18895 \cdot y_p$	▪ "Ponta fictícia" a partir de 27,9m de profundidade; ▪ y_2 = 10 mm (adotado).
Gimhae - Hipótese 2	$Q_{p2} = R \cdot S \cdot y_p = 24906 \cdot y_p$	▪ "Ponta fictícia" a partir de 19,9m de profundidade; ▪ y_2 = 10 mm (adotado).

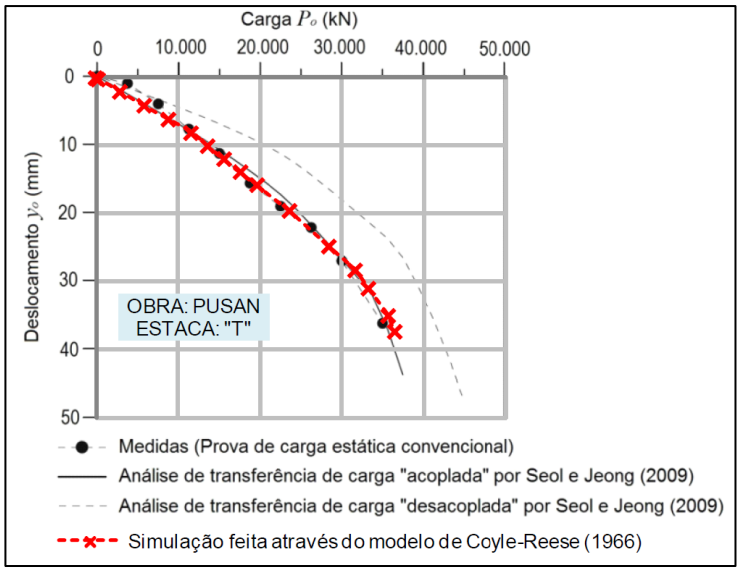
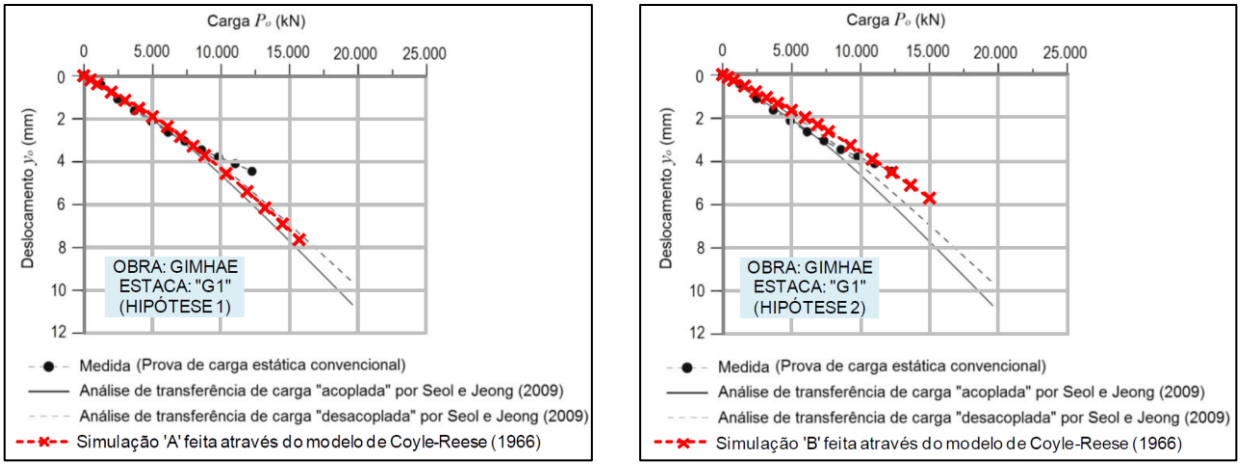


Figura 4. Obra Pusan, Estaca "T". Apresentam-se a curva medida na prova de carga, as curvas simuladas por Seol e Jeong (2009) e a curva simulada pelos presentes autores com uso do Modelo de Coyle-Reese.

As Figuras 4 e 5 apresentam as curvas carga-recalque dos topos das estacas Pusan e Gimhae, calculadas pelo: a) Modelo de Coyle e Reese (1966) original (sem acoplamento); e b) este mesmo modelo, com

acoplamento. Em comparação, constam as curvas resultantes das provas de carga, com marcador em círculo, reproduzidas dos gráficos da Figura 2.



a) Simulação 'A' considerando a 1ª hipótese de "ponta fictícia", representando o comportamento inicial da prova de carga.

b) Simulação 'B' considerando a 2ª hipótese de "ponta fictícia", representando o comportamento final da prova de carga.

Figura 5. Obra Gimhae, Estaca "G1". Apresentam-se a curva medida na prova de carga, as curvas simuladas por Seol e Jeong (2009) e a curva simulada pelos presentes autores com uso do Modelo de Coyle-Reese.

Com base nas Figuras 4 e 5, seguem resultados das análises:

a) As curvas simuladas através do modelo de Coyle-Reese (1966) por Dada (2019) estão indicadas com curva tracejada, com marcador "x".
   - Para a obra Pusan, a estimativa foi congruente com o resultado da prova de carga. (Figura 4)
   - Para a obra Gimhae, foram simuladas duas hipóteses de modelagem de subsolo e assim obtiveram-se estimativas próximas à curva medida na prova de carga, que possibilitaram explicar a mudança de comportamento da estaca a partir da carga aproximada de 8.000 kN, interpretada como função da heterogeneidade do subsolo. A curva da 1ª hipótese para a "ponta fictícia" resultou semelhante à curva medida na prova de carga para os sete primeiros estágios de carregamento (Figura 5a), até 8.000kN. Após esta carga, interpreta-se que tenha ocorrido uma possível compressão da camada de andesito muito alterado na interface com a estaca, resultando em um aumento da resistência, solicitando todo o trecho embutido em rocha como uma "ponta fictícia", conforme a 2ª hipótese (Figura 5b).

b) As curvas estimadas através de análises "acopladas" por Seol e Jeong (2009) estão indicadas com curva em linha contínua, sem marcador.
   - Para a obra Pusan, a estimativa foi congruente com o resultado da prova de carga.
   - Para a obra Gimhae, a estimativa não foi capaz de representar a alteração de comportamento da estaca a partir da carga aproximada de 8.000 kN, interpretada como função da heterogeneidade do subsolo.

c) As curvas estimadas através de análises "desacopladas" por Seol e Jeong (2009) estão indicadas com linha tracejada, sem marcador. As curvas deveriam resultar congruentes às curvas do item (a) simuladas por Dada (2019), pois o método aplicado foi o mesmo, ou seja, o Modelo de Coyle e Reese (1966) em seu formato original, porém resultaram divergentes. Assim interpreta-se que a aplicação do método deve ser feita conforme apresentado por Dada (2019).

Portanto, conclui-se que as previsões das curvas carga-recalque das estacas através do Modelo de Coyle e Reese (1966) em sua forma original, tomando como base a aplicação apresentada por Dada (2019), por exemplo com o uso do artifício da "ponta fictícia" para o trecho da estaca embutida em rocha, resultaram

praticamente congruentes às medidas nas provas de carga, diferentemente do afirmado por Seol e Jeong (2009), e assim continuam sendo consideradas adequadas para fins práticos.

Adicionalmente, Dada (2019), através das formulações analíticas de Vargas (1977; 1978) concluiu que, para as estacas de Pusan e Gimhae, ao contrário do afirmado por Seol e Jeong (2009), as parcelas de deslocamento da ponta devido ao atrito lateral resultariam no acréscimo de 1% da carga total, sendo desprezíveis para casos práticos. Assim não seria relevante a análise acoplada entre fuste e ponta.

5 CONCLUSÕES

Foi apresentado um detalhamento do Modelo de Coyle e Reese (1966), que é usado para fins práticos em projetos e análises de resultados de provas de carga de obras de engenharia no Brasil.

A sua aplicação na previsão das curvas carga-recalque de duas estacas, que atravessaram camadas de solos e ficaram embutidas em material rochoso, mostrou-se eficaz. Houve congruência com os dados das duas provas de carga instrumentadas, nelas executadas, confirmando que o modelo usado, sem acoplamentos, é adequado mesmo para estacas embutidas em meios heterogêneos, tendo camadas de subsolo com características geomecânicas distintas, como entre solos e rochas.

Os resultados obtidos refutam críticas ao Modelo de Coyle e Reese (1966), mostrando que reproduz bons resultados, mesmo em relação a modelos complexos, como o utilizado por Seol e Jeong (2009).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo por viabilizar a pesquisa e à CAPES, pela bolsa de estudos fornecida à primeira autora.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cambefort, H. (1964). Essai sur le Comportement en Terrain Homogène des Pieux Isolés et des Groupes de Pieux. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n. 204, p. 1478-1518.

Carter, J. P.; Kulhawy, F. H. (1988). Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed Into Rock: EL-5918; Research Project 1493-4; Final Report. Ithaca, Nova Iorque: Cornell University – Geotechnical Engineering Group.

Coyle, H. M., Reese, L. C. (1966) Load transfer for axially loaded piles in clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92 (2), p. 1-26.

Dada, T. L. (2019) *Ensaio bidirecional em estacas moldadas in loco: técnicas de execução e métodos de interpretação, com aplicação a casos de obras*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo / USP, 296 p.

Massad, F. (1995). Pile analysis taking into account soil rigidity and residual stresses. In: Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering – PANAM, 10, 1995, Guadalajara, Mexico. Proceedings... Guadalajara: SMIG/ ISSMFE. v. 2. p. 1199-1210.

Massad, F. (2008). Fundamentação matemática do método da rigidez de Décourt e definição de seu campo de aplicação. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, 6, 2008, São Paulo. Anais… São Paulo: ABMS. v. 1. p. 117-131.

Massad, F. (2015). On the Interpretation of the Bidirectional Static Load Test. Soils & Rocks, v. 38-3, p. 249-262.

Poulos, H. G.; Davis, E. H. (1974). Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. Nova Iorque: Wiley.

Poulos, H. G.; Davis, E. H. (1980). Pile Foundation Analysis and Design. Nova Iorque: Wiley.

Randolph, M. F.; Wroth, C. P. (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles. Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 104-12, p. 1465-1487.

Seol, H., Jeong, S. (2009) Load-settlement behavior of rock-socketed drilled shafts using Osterberg-Cell tests. *Computers and Geotechnics*, 36 (7), p. 1134-1141.

Vargas, M. (1977). Uma experiência brasileira em fundações por estacas: Conferências proferidas no LNEC. Lisboa: LNEC.

Vargas, M. (1978). Uma experiência brasileira em fundações por estacas: 1ª Parte – Teoria das estacas verticais carregadas axialmente. Geotecnia, n. 23, p. 3-33.

Vargas, M. (1981). Uma experiência brasileira em fundações por estacas: 2ª Parte – Comportamento de fundações por estacas na Baixada de Santos. Geotecnia, n. 31, p. 3-39.

Vesic, A. S. (1977). NCHRP Syntesis of Highway Practice 42: Design of Pile Foundations. Washington: Transportation Research Board.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/87

Otimização de Projeto a partir de Prova de Carga Estática Instrumentada Prévia

Willian Santos Sousa
Eng. Geotécnico, ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, willian@zfsolos.com.br
Mestrando, FECFAU/UNICAMP, Campinas/SP, Brasil, w271588@g.unicamp.br

Maria Clara Anjos Gonçalves
Eng. Geotécnica, Geoprova Engenharia, Campinas/SP, Brasil, maria.goncalves@geoprova.com.br
Mestranda, FECFAU/UNICAMP, Campinas/SP, Brasil, m202746@dac.unicamp.br

Alexsander Silva Mucheti
Eng. Geotécnico, ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, alex@zfsolos.com.br

Frederico Fernando Falconi
Diretor, ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, fred@zfsolos.com.br

Celso Nogueira Corrêa
Diretor, ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, celso@zfsolos.com.br

Fernando Feitosa Monteiro
Professor Doutor, FECFAU/UNICAMP, Campinas/SP, Brasil, feitosam@unicamp.br

RESUMO: A execução de prova de carga estática prévia como ferramenta de otimização de projeto, embora prevista em norma, ainda é pouco utilizada no Brasil, especialmente quando associada à instrumentação em profundidade. Este trabalho avalia a otimização de projeto em fundações profundas a partir da realização de prova de carga estática instrumentada em fase de projeto, em obra residencial com quatro subsolos, implantada sobre a Bacia Sedimentar de São Paulo. O ensaio foi realizado previamente à escavação da obra, em estaca escavada de grande diâmetro com fluido estabilizante, de 0,85 m de diâmetro e 33 m de profundidade. A análise, pelo método do módulo de elasticidade constante, derivado da aproximação linear da curva tensão × deformação específica, permitiu avaliar a distribuição de cargas ao longo do fuste e isolar a parcela resistente abaixo da cota de escavação. O resultado satisfatório do ensaio possibilitou a otimização do projeto, com reduções de 24% na perfuração, 38% no volume de concreto e 29% no consumo de aço das estacas, além de redução de custos com bota-fora e blocos de fundação não contabilizados neste artigo, sem impactos na logística ou no cronograma da obra.

PALAVRAS-CHAVE: Prova de carga estática prévia, Prova de carga instrumentada, Otimização de projeto.

ABSTRACT: The execution of a preliminary static load test as a design optimization tool, although provided for in standards, is still not widely used in Brazil, especially when associated with instrumentation along the pile length. This paper evaluates the optimization of deep foundation design based on an instrumented static load test performed during the design stage of a residential building with four basement levels, located on the São Paulo Sedimentary Basin. The test was carried out prior to site excavation on a large-diameter bored pile with stabilizing slurry, 0.85 m in diameter and 33 m deep. The analysis, using the constant modulus of elasticity method derived from the linear approximation of the stress–strain curve, allowed the evaluation of load distribution along the pile shaft and the isolation of the resistance component below the excavation level. The satisfactory test result enabled design optimization, resulting in reductions of 24% in drilling, 38% in concrete volume and 29% in steel consumption of the piles, in addition to cost reductions related to spoil disposal and pile caps not accounted for in this paper, without impacts on site logistics or the construction schedule.

KEYWORDS: Preliminary static load test; Instrumented load test; Design optimization.

1 INTRODUÇÃO

A revisão da ABNT (6122), em 2010, ao estabelecer a obrigatoriedade da verificação de desempenho do estaqueamento em função do número de estacas e das tensões máximas de trabalho, variáveis conforme o tipo de estaca, impulsionou a realização de ensaios voltados à avaliação da capacidade de carga e do comportamento de fundações profundas. Dentre as alternativas previstas, destaca-se a prova de carga estática, cujo item 6.2.1.2.2 estabelece que, quando executada em fase de projeto, a carga admissível pode ser estimada com fator de segurança global (FS) igual a 1,6, em vez do valor usual de 2 empregado quando o ensaio se limita à verificação de desempenho.

Albuquerque (2001) destaca que, sob carregamento lento, a curva carga × recalque representa de forma mais realista as condições de solicitação ao longo da vida útil da fundação. Décourt (2008) acrescenta que, apesar das controvérsias inerentes à engenharia de fundações, há consenso de que a prova de carga constitui o método mais confiável para a determinação da capacidade de carga de uma fundação.

A prova de carga pode ser executada com ou sem instrumentação em profundidade (Albuquerque, 2001; Carvalho e Albuquerque, 2024). Quando instrumentada, possibilita a obtenção da distribuição de esforços ao longo do fuste. No Brasil, a técnica mais empregada para esse fim consiste na utilização de extensômetros elétricos de resistência, *strain gages*, que, associados a uma central de aquisição de dados, *data logger*, permitem determinar as deformações específicas em cada nível instrumentado a cada estágio de carregamento, posteriormente convertidas em forças axiais por meio do módulo de deformabilidade do material da estaca. Essa etapa constitui uma das fases mais sensíveis da interpretação dos dados de campo, embora frequentemente seja tratada como trivial (ALBUQUERQUE, 2017; FELLENIUS, 2026).

Nesse contexto, o presente trabalho avalia a otimização do projeto em fundações profundas a partir da execução de prova de carga estática instrumentada em fase de projeto, em obra residencial com quatro subsolos implantada sobre a Bacia Sedimentar de São Paulo. A análise, conduzida pelo método do módulo de elasticidade constante derivado da aproximação linear da curva tensão × deformação específica, permitiu esclarecer o comportamento da estaca e isolar a parcela resistente abaixo da cota final de escavação, desconsiderando o trecho posteriormente escavado.

2 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO E ENSAIO

2.1 Perfil geotécnico

Para a elaboração do projeto, foram executadas dez sondagens à percussão de simples reconhecimento (SPT), cujos resultados indicaram baixa variabilidade do subsolo e estratigrafia bem definida. O perfil geotécnico é composto por aproximadamente 6 m de argila silto-arenosa, muito mole a mole, de coloração cinza e amarela, sobre cerca de 4 m de areia argilosa de granulação variada, pouco a medianamente compacta. Em seguida, ocorre camada de aproximadamente 5 m de argila silto-arenosa média a rija, com tonalidades cinza, roxa e amarela. Abaixo, identifica-se camada com até 12 m de espessura de areia fina argilosa, compacta a muito compacta, assentada sobre argila siltosa muito rija a dura, intercalada por lentes de areia fina pouco argilosa, muito compacta.

O perfil apresenta correlação com a Formação São Paulo (Grupo Taubaté), caracterizada por fácies finas muito moles no topo e alternâncias areia–argila típicas de sistema fluvial meandrante, sobre depósitos mais antigos e densos (RICCOMINI e COIMBRA, 1992). A Figura 1 apresenta os valores máximos, mínimos e médios da resistência à penetração (N_{SPT}), bem como os da sondagem mais próxima ao ensaio, ao longo da profundidade. Os valores de N_{SPT} foram limitados a 60 golpes, prática usual na interpretação de ensaios SPT, pois números muito elevados podem refletir limitações operacionais do ensaio, e não apenas a resistência do solo (DÉCOURT, 1989).

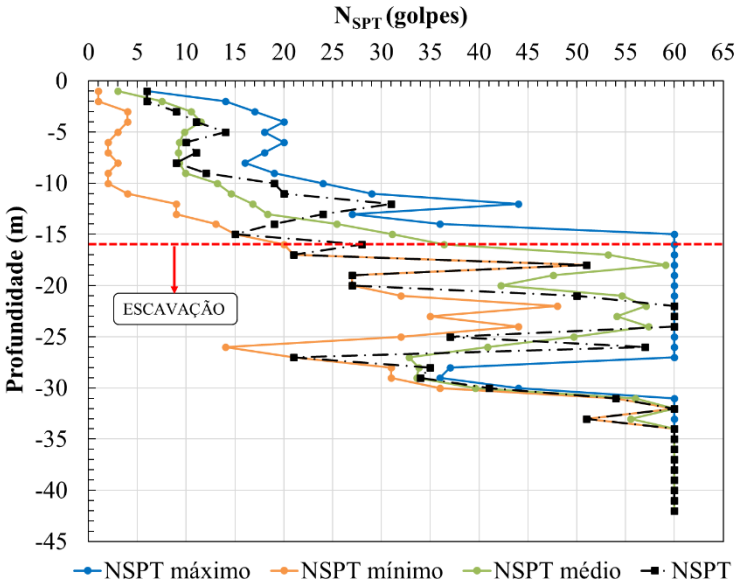


Figura 1. Valores de N_{SPT} ao longo da profundidade.

2.2 Projeto de fundações e contenção

Devido às características geotécnicas do subsolo e à magnitude das cargas solicitantes, da ordem de F = 33500 kN, H = 700 kN, M = 6600 kN·m, quando combinadas com esforços de vento, o projeto de fundações foi elaborado em estacas escavadas de grande diâmetro, executadas com fluido estabilizante e trado, com limpeza do fundo por caçamba de fundo duplo rotativo. O procedimento atende ao item J.3.3 do Anexo J da ABNT (2022), aplicável a casos de carga na ponta, sem limitação pelo atrito lateral. O projeto inicial previa estacas com as características descritas na Tabela 1.

Tabela 1. Características das estacas do projeto inicial.

Ø (m)	Carga admissível adotada (kN)	Comprimento (m)	Tensão atuante (MPa)	Aço/estaca (kg)	Quantidade
0,85	2850	17	5	127,78	26
1	3950	17	5	193,10	15
1,1	4750	17	5	235,14	64
1,2	4800	17	4,2	285,26	2
1,2	5650	18	5	285,26	33
1,3	5500	17	4,1	319,04	4
1,3	6600	18	5	319,04	57

Para conter o desnível de quatro subsolos, a contenção conta com parede diafragma e tirantes provisórios. Em função da logística da obra, as estacas seriam executadas a partir de cota intermediária, concomitantemente às escavações. Como equipes e equipamentos já estariam mobilizados, sugeriu-se a execução de prova de carga estática prévia visando à otimização do projeto. Realizado acima da cota final de escavação, o ensaio contaria com significativa contribuição do atrito lateral do trecho posteriormente removido, parcela considerada na definição da carga máxima de ensaio e posteriormente desconsiderada na interpretação dos resultados por meio de instrumentação em profundidade com *strain gages* configurados em ponte completa. Durante a cura do concreto, a análise dos resultados e a revisão do projeto, a execução das fundações restringiu-se a poucas estacas de menor diâmetro e carga reduzida, não afetadas por eventual otimização, sendo o detalhamento dos blocos postergado para evitar retrabalhos. Assim, não houve impactos no cronograma ou na logística da obra.

2.3 Prova de carga estática em fase de projeto

O ensaio foi realizado com carregamento lento, conforme a ABNT (2020), em estaca de 0,85 m de diâmetro e 33 m de comprimento, armada com 10 barras CA-50 de 16 mm e estribos de 8 mm e 12,5 mm, espaçados a cada 20 cm e 100 cm, respectivamente, prolongada até a cota de ensaio com a armadura estendida até a posição dos instrumentos. A escolha da estaca e carga máxima considerou o espaço disponível, os requisitos do sistema de reação e a extrapolação do resultado para outros diâmetros. A carga foi aplicada em 16 estágios de 588 kN até 9408 kN, a estabilização ocorreu com 9281 kN, seguidos de quatro descarregamentos. O sistema de reação foi composto por 24 estacas helicoidais provisórias de 13 m. Os incrementos foram monitorados por três células calibradas (5000 kN), e os deslocamentos por quatro relógios comparadores digitais (curso de 50 mm). As Figuras 2 e 3 ilustram o esquema de montagem e os equipamentos utilizados no ensaio.



Figura 2. Esquema de montagem.



Figura 3. Cilindros, células e relógios comparadores.

A instrumentação foi executada por meio de segmentos de barras de aço CA-50 fixados à armadura da estaca, equipados com *strain gages* em ponte completa de 350 Ω, protegidos com resina epóxi e revestimento mecânico em PVC de 1”, com cabeamento em tubos de polietileno de alta densidade. Os instrumentos foram posicionados ao longo da estaca, nas profundidades de 2 m, 9,9 m, 16,5 m, 24,6 m e 30,9 m a partir do topo, sendo instalados dois sensores por nível para compensar eventuais excentricidades e garantir redundância dos dados. Apesar desse cuidado, os sensores do nível N1, a 9,9 m de profundidade, não apresentaram leituras consistentes durante o ensaio, provavelmente em razão de danos ocorridos na execução da estaca, motivo pelo qual esse nível foi desconsiderado nas análises. Os registros foram obtidos por central de aquisição de dados com 16 canais, considerando-se as leituras ao final de cada estágio de carregamento, após a estabilização. Os segmentos de barra, a fixação na armação e a proteção dos cabos podem ser observados nas Figuras 4, 5 e 6.

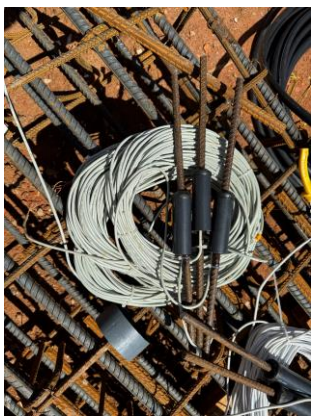


Figura 4. Segmentos de barra.



Figura 5. Segmentos na armação.



Figura 6. Proteção no topo.

3 RESULTADOS

3.1 Análise dos resultados da prova de carga

Os valores de deformações específicas obtidos pela instrumentação em cada nível e as cargas lidas ao longo do ensaio são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Dados de cargas e deformações específicas.

Estágio	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Carga (kN)	579	1150	1750	2286	2842	3458	4023	4618	5175	5753	6345	6848	7471	8026	8576	9281
ε – N0 (μm/m)	23	50	78	107	134	164	194	223	252	283	317	349	374	404	440	473
ε – N2 (μm/m)	2	9	21	40	62	90	122	154	188	225	264	302	342	381	421	470
ε – N3 (μm/m)	2	1	2	3	8	17	22	29	39	61	82	103	123	143	164	191
ε – N4 (μm/m)	1	1	2	2	4	6	9	12	17	22	29	35	41	47	56	68

A interpretação dos dados de instrumentação buscou definir o módulo de elasticidade (E) mais representativo para converter as deformações dos *strain gages* em esforços axiais ao longo da estaca. Avaliaram-se três abordagens: (i) módulo constante pela aproximação linear da curva tensão x deformação no nível de referência; (ii) módulo secante; e (iii) módulo tangente, conforme Fellenius (1989, 2026).

No método do módulo constante, baseado na Lei de Hooke, admite-se comportamento linear entre tensão e deformação. Utilizam-se as deformações específicas medidas (ε) pelos *strain gages* no nível de referência (N0) e a força axial aplicada (F) no topo da estaca, assumindo-se atrito lateral desprezível até o primeiro nível (N0). Como a área da seção (A) é conhecida, a tensão (σ) é obtida por F/A, e o módulo de elasticidade (E) corresponde à inclinação da curva σ × ε no nível N0, sendo então adotado como constante para converter as deformações nos demais níveis em esforços axiais.

$$F = E \cdot A \cdot \varepsilon \tag{1}$$

No método do módulo secante, considera-se a não linearidade da relação tensão–deformação do concreto, admitindo-se que o módulo de elasticidade varia em função do nível de deformação. Para cada estágio de carregamento, o módulo secante (E_S) é determinado no nível de referência (N0) a partir da razão entre a força aplicada (F) e o produto da área da seção transversal (A) pela deformação específica (ε), conforme a própria Lei de Hooke. Com base nos valores obtidos ao longo do ensaio, estabelece-se uma relação entre o módulo secante e a deformação, que pode ser representada por uma equação linear ajustada, na qual (m_S) corresponde ao coeficiente angular da reta, (ε) à deformação específica medida e (n_S) ao coeficiente linear.

$$E_S = m_S \cdot \varepsilon + n_S \tag{2}$$

O módulo correspondente a cada nível de deformação é então utilizado para converter as leituras dos demais níveis em esforços axiais, permitindo a obtenção de uma distribuição de carga que considera a variação da rigidez do material ao longo do carregamento.

Por fim, no método do módulo tangente, admite-se que a relação tensão–deformação seja representada por uma equação de segundo grau, de modo que sua derivada, correspondente ao módulo tangente, apresente comportamento linear. O módulo tangente é determinado pela plotagem da razão entre variação de tensão (Δσ) e sua respectiva variação de deformação específica (Δε) em função da deformação específica (ε), obtendo-se, por regressão linear, o coeficiente angular (m_T) e o coeficiente linear (n_T). A partir dessa expressão, pode-se reconstituir a curva tensão–deformação e, obter o módulo secante dependente da deformação a partir dos parâmetros do módulo tangente, assumindo-se a equação 1 para o módulo secante associado.

Entretanto, mesmo os resultados indicando mobilização significativa do atrito lateral nos primeiros níveis, condição necessária para aplicação do método, não foi possível obter ajuste satisfatório para o módulo tangente. Essa limitação pode estar associada ao caráter diferencial do método, mais sensível a variações locais e a imprecisões nas medições (FELLENIUS, 1989). Assim, as Figuras 7 e 8 apresentam apenas os ajustes pelos métodos do módulo constante e do secante, que demonstraram maior estabilidade e coerência na representação do comportamento da estaca ao longo do carregamento.

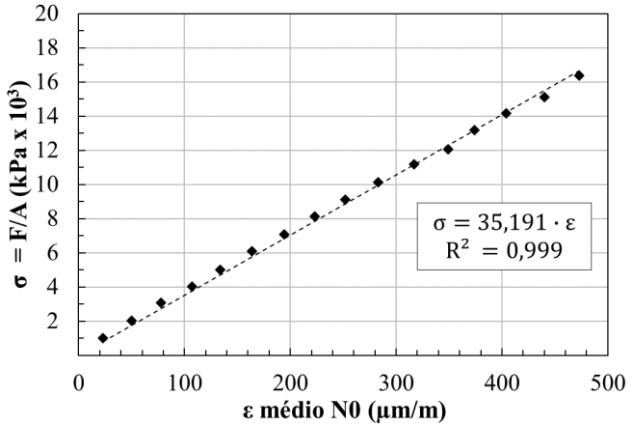


Figura 7. curva σ × ε – N0 (Módulo constante).

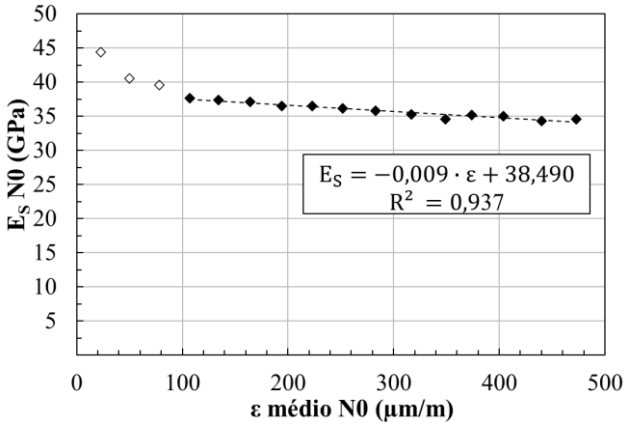


Figura 8. Curva E_S x ε – N0 (Módulo secante).

Diante do melhor ajuste do método do módulo constante e da baixa inclinação da curva do módulo secante, considerou-se desprezível a variação do módulo de elasticidade com o nível de deformações, adotando-se E = 35,2 GPa para a determinação da distribuição de carga em profundidade. Após a obtenção dessa distribuição, identificou-se no nível N2 (cota de arrasamento da estaca) valor máximo de 1660 kN no 6º estágio, seguido de leve redução nos estágios subsequentes. Como esse esforço corresponde ao trecho a ser escavado, adotou-se, por segurança, o valor máximo mobilizado (1660 kN) a partir do 6º estágio para ajuste da curva. As Figuras 9 e 10 apresentam, respectivamente, a distribuição carga × profundidade ajustada e a curva carga × deslocamento do ensaio.

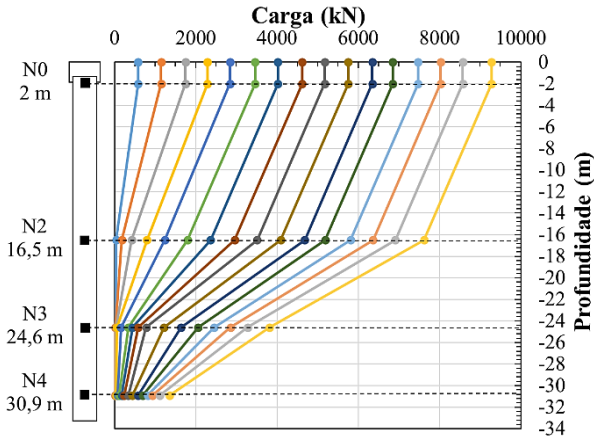


Figura 9. Distribuição carga x profundidade.

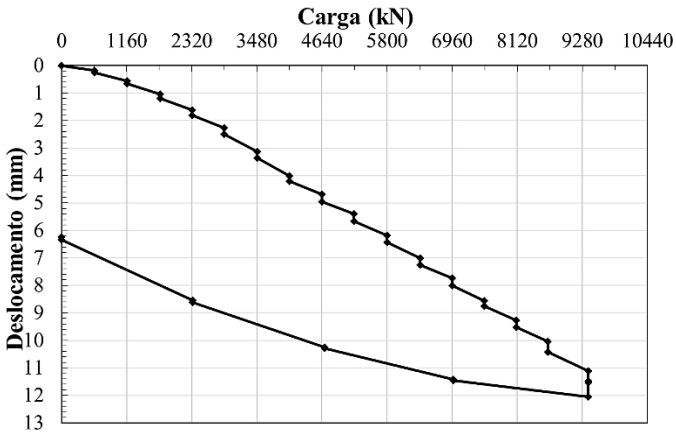


Figura 10. Curva carga x deslocamento.

3.2 Projeto otimizado com base na prova de carga

Ao analisar a distribuição de carga ao longo da profundidade, observa-se que, nos 16,5 m iniciais (trecho a ser escavado) houve dissipação de 1660 kN. Subtraindo-se esse valor da carga máxima estabilizada de 9281 kN, obtém-se carga admissível de aproximadamente 4760 kN, considerando fator de segurança global (FS) igual a 1,6. Para contemplar folga adicional de 15% devido aos esforços de vento, adotou-se carga admissível de 4000 kN para a estaca de 0,85 m de diâmetro, respeitando o item 6.3.2 da ABNT (2022). Verifica-se, ainda, que cerca de 16% da carga total do ensaio foi mobilizada pela ponta. Assim, desde que as estacas estejam apoiadas na mesma superfície resistente ensaiada ou em cota ligeiramente inferior, conclui-se que podem trabalhar com tensões de até 8,1 MPa quando solicitadas por vento, com segurança, uma vez que, pela análise da curva carga x recalque, tal solicitação corresponde a deslocamento aproximado de 5 mm, compatível com o desempenho esperado para a estrutura.

Para a obra em questão, não foi necessário aumentar o comprimento de armação das estacas, previsto inicialmente, pois, ao longo do trecho armado, as tensões foram progressivamente dissipadas, reduzindo-se para valores inferiores a 5 MPa, abaixo dos quais não se exige armadura. Assim, para o novo projeto, adotaram-se estacas com as características indicadas na Tabela 3.

Tabela 3. Características das estacas do projeto final.

Ø (m)	Carga admissível adotada (kN)	Comprimento (m)	Tensão atuante (MPa)	Aço/estaca (kg)	Quantidade
0,85	1500	11	2,6	127,78	9
0,85	4000	17	7,1	165,64	26
1	5500	17	7	212,02	58
1,2	7800	18	6,9	285,26	50
1,3	9000	18	6,8	319,04	23

As Tabelas 4 e 5 apresentam os quantitativos do projeto inicial e do projeto final.

Tabela 4. Quantitativo do projeto inicial.

Ø (m)	Unidades	Perfuração (m)	Concreto (m³)	Aço (kg)
0,85	26	442	251	3322
1	15	255	200	2897
1,1	64	1088	1033	15049
1,2	2	34	38	571
1,2	33	594	671	9414
1,3	4	68	90	1276
1,3	57	1026	1361	18185
Total	201	3507	3646	50713

Tabela 5. Quantitativo do projeto final.

Ø (m)	Unidades	Perfuração (m)	Concreto (m³)	Aço (kg)
0,85	9	99	56	1150
0,85	26	442	251	4307
1	58	986	774	12297
1,2	50	900	1017	14263
1,3	23	414	549	7338
Total	166	2841	2647	39355

A comparação evidencia a otimização obtida, com reduções aproximadas de 24% na perfuração, 38% no volume de concreto e 29% no consumo de aço das estacas. Embora não contabilizados neste trabalho, também se verificam ganhos associados à redução dos volumes de bota-fora e dos blocos de fundação. Com o aumento das cargas admissíveis, foi possível desassociar blocos, resultando em elementos de menores dimensões em planta e, consequentemente, com menores alturas, já que blocos maiores exigem maiores alturas.

Adicionalmente, em função da quantidade de estacas do projeto final, foi realizada uma segunda prova de carga estática destinada à avaliação de desempenho. O resultado obtido foi satisfatório, porém a análise desse ensaio não integra o escopo deste trabalho.

4 CONCLUSÕES

O estudo evidencia a importância de que os objetivos da prova de carga executada em fase de projeto estejam claramente definidos pelo projetista, sob os aspectos técnicos, de segurança, econômicos e normativos. Somente assim é possível transmiti-los adequadamente ao cliente e viabilizar sua aplicação no empreendimento. Quando inserido em cronograma bem planejado, o ensaio não implica impactos logísticos ou de prazo, especialmente em casos como o deste estudo, em que equipes e equipamentos já seriam mobilizados para execução das estacas a partir de cota intermediária. Durante a cura do concreto da estaca ensaiada, bem como na análise dos resultados e revisão do projeto, a execução das fundações pôde prosseguir com estacas de menor diâmetro e carga reduzida, não afetadas por eventual otimização.

A instrumentação em profundidade permitiu separar as parcelas de resistência mobilizadas acima e abaixo da cota final de escavação, reduzindo incertezas quanto à contribuição do atrito lateral e da ponta. A adoção do método do módulo de elasticidade constante mostrou-se adequada para a interpretação dos dados, fornecendo base consistente para a redistribuição de esforços ao longo do fuste. A partir da interpretação da distribuição de carga e do desempenho da fundação, foi possível redefinir as cargas admissíveis das estacas, resultando em reduções aproximadas de 24% na perfuração, 38% no volume de concreto e 29% no consumo de aço, além de ganhos adicionais associados à redução de volumes de bota-fora e de blocos de fundação.

Dessa forma, o estudo demonstra que, quando executada em fase de projeto e associada à instrumentação adequada, quando necessário, a prova de carga estática deixa de atuar apenas como ferramenta de verificação normativa e passa a desempenhar papel fundamental na calibração do modelo geotécnico de projeto. Tal abordagem permite reduzir conservadorismos inerentes aos métodos semiempíricos e aproximar o dimensionamento das reais condições de comportamento da fundação, contribuindo tanto para a otimização técnica e econômica dos projetos quanto para o avanço do conhecimento em engenharia de fundações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2020). NBR 16903: Solo – Prova de carga estática em fundações profundas. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (2022). NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ALBUQUERQUE, P. J. R. (2001). Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 297 p.

ALBUQUERQUE, P. J. R. (2017). Electrical resistance strain gages in instrumentation of deep foundations. In: 3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations, Santa Cruz de la Sierra. Proceedings. ISSMGE, 16 p.

CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P. J. R. (2024). Ensinando prova de carga estática em fundações. São Paulo: ABMS.

DÉCOURT, L. (1989). The Standard Penetration Test – State of the art report. In: 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), Rio de Janeiro, v. 4.

DÉCOURT, L. (2008). Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In: 6º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, São Paulo.

FELLENIUS, B. H. (1989). Tangent modulus of piles determined from strain data. In: ASCE Geotechnical Engineering Division Foundation Congress, v. 1, p. 500–510.

FELLENIUS, B. H. (2026). Basics of foundation design. Electronic edition. Disponível em: https://fellenius.net/papers/452_The_Red_Book-Basics_of_Foundation_Design_2026.pdf. Acesso em: 25 fev. 2026.

RICCOMINI, C.; COIMBRA, A. M. (1992). Geologia da Bacia de São Paulo. In: NEGRO JR., A.; FERREIRA, A. A. (eds.). Solos da Cidade de São Paulo. São Paulo: ABMS/ABEF, p. 37–94.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/88

Previsão de Comportamento e Controle Tecnológico de uma Fundação de um Empreendimento na Cidade de Natal/RN

Alyson Diego Silva Costa
Aluno de Graduação, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, alyson.costa.707@ufrn.edu.br

Osvaldo de Freitas Neto
Professor do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), Natal, Brasil, E-mail: osvaldo.neto@ufrn.br

Ricardo Nascimento Flores Severo
Professor, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte (IFRN), Natal, Brasil, E-mail: ricardo.severo@ifrn.edu.br

Olavo Francisco dos Santos Júnior
Professor do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), Natal, Brasil, E-mail: olavo.santos@ufrn.br

Clara Beatriz Fidelis da Silva
Aluna de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (PPCIVAM-UFRN), Natal, Brasil, clarabeatrizfideliss@gmail.com

Ayslanna Azevedo da Silva Dantas
Aluna de Graduação, Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), Natal, Brasil, Email: ayslannaazevedo@gmail.com

Arthur Silva de Morais
Engenheiro Civil, Engegrout Geotécnica LTDA, Natal, Brasil, E-mail: arthur.morais@engegroutgeotecnica.com

Ronald Cavalcante Dantas
Engenheiro Civil, Incorporadora Martin Ferro, Natal, Brasil, E-mail: dantasronald1@gmail.com

RESUMO
O presente trabalho tem como objetivo analisar o comportamento da fundação de um empreendimento localizado na cidade de Natal/RN. Durante a análise, com o auxílio do ensaio de sondagem a percussão (SPT) e, através de métodos semiempíricos, foram estimadas a capacidade de carga e a carga admissível para as estacas escavadas visando avaliar qual o método mais se aproxima do resultado obtido na prova de carga, além de realizar uma previsão de recalque nas estacas de maneira isoladas. Com esses dados, foi feito um comparativo com a análise da fundação sob a ótica do comportamento em grupo, tanto em termos de eficiência de capacidade de carga, como também em termos de recalque em grupo. Como foram realizadas Prova de Carga Estática (PCE) no empreendimento analisado, foi realizada a extrapolação dos resultados obtidos através do método de Van der Veen (1953). Além disso, foi utilizado o método da rigidez de Decourt (1996) para estimar a carga de ruptura. Adicionalmente foram realizados ensaios de integridade nas estacas (PIT - Pile Integrity Test). Diante das análises, os métodos foram eficientes, evidenciando coerência entre valores teóricos e experimentais, confirmando desempenho satisfatório das estacas.

PALAVRAS-CHAVE: Capacidade de carga, Carga admissível, Recalque, Prova de Carga Estática, PIT.

ABSTRACT: This study aims to analyze the foundation behavior of a building located in Natal, Rio Grande do Norte, Brazil. During the analysis, using the Standard Penetration Test (SPT) and semi-empirical methods,

the load-bearing capacity and allowable load for the bored piles were estimated to evaluate which method most closely approximates the result obtained in the load test, as well as to predict settlement in the piles individually. With this data, a comparison was made with the foundation analysis from the perspective of group behavior, both in terms of load-bearing capacity efficiency and group settlement. Since Static Load Tests (SLT) were performed on the analyzed building, the results obtained were extrapolated using the Van der Veen method (1953). In addition, the Decourt stiffness method (1996) was used to estimate the failure load. Additionally, integrity tests were performed on the piles (PIT - Pile Integrity Test). Based on the analyses, the methods were efficient, demonstrating consistency between theoretical and experimental values, confirming satisfactory pile performance.

KEYWORDS: Load capacity, Allowable load, Settlement, Static Load Test, PIT.

1 INTRODUÇÃO

O êxito de uma obra está diretamente atrelado ao conhecimento do solo e ao dimensionamento adequado da fundação, o que exige a realização de ensaios geotécnicos e a correta interpretação de seus resultados. Em edifícios, a estaca é a solução mais difundida, e sua capacidade de carga é usualmente prevista, no Brasil, a partir do ensaio SPT associado a métodos semiempíricos. Como a fundação raramente se resume a uma estaca isolada, deve-se considerar o comportamento em grupo: a interação entre estacas próximas, por superposição dos bulbos de tensão, tende a elevar os recalques e a reduzir a eficiência do conjunto (Cintra; Aoki, 2010).

A cidade de Natal/RN assenta-se predominantemente sobre os sedimentos da Formação Barreiras, que são perfis areno-siltosos e areno-argilosos de idade neógena, recobertos e circundados por dunas de areias finas quartzosas de origem eólica (Alheiros; Lima Filho, 1991; Moreira et al., 2019), em consonância com o perfil predominantemente arenoso, identificado nas sondagens deste estudo. Uma vez que o comportamento mecânico desses sedimentos é condicionado pela cimentação entre partículas e pela sucção (Santos Júnior; Coutinho; Severo, 2015), atributos não captados diretamente pelo SPT, o contexto geológico-geotécnico local influencia o desempenho das fundações profundas e a aderência dos métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga, majoritariamente calibrados a partir de bancos de dados de solos de outras regiões do país (Cintra; Aoki, 2010).

Além da previsão, a engenharia de fundações dispõe de métodos de validação experimental: a prova de carga estática, que confronta o comportamento real da estaca com o previsto em projeto (NBR 16903; ABNT, 2020), e o ensaio de integridade (PIT), que verifica a continuidade do fuste (ABNT, 2022).

Diante do exposto, este trabalho tem como objetivo analisar o comportamento da fundação em estacas escavadas de um empreendimento localizado em Natal/RN. Especificamente, busca-se: (i) prever a capacidade de carga e a carga admissível por diferentes métodos semiempíricos, avaliando seu desempenho frente a um perfil arenoso da Formação Barreiras e discutindo as divergências à luz da origem de cada formulação e da geologia local; (ii) analisar o comportamento do grupo de estacas quanto à eficiência da capacidade de carga e ao recalque; (iii) confrontar as previsões com a prova de carga estática, extrapolando a curva carga × recalque pelo método de Van der Veen (1953) e estimando a carga de ruptura pelo método da rigidez de Décourt (1996); e (iv) verificar a integridade estrutural das estacas por meio do ensaio PIT.

2 CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O edifício analisado está localizado na cidade de Natal/RN, é constituído por uma torre de 26 andares. A fundação da torre do empreendimento é composta por 118 estacas do tipo escavada a seco, com diâmetro de 50cm e 16m de profundidade agrupadas em 19 blocos de coroamento. As armaduras das estacas possuem o comprimento de 6m e, além disso, o fck do concreto utilizado foi de 25MPa. A Figura 1, mostrada a seguir, apresenta a planta de fundações da torre do empreendimento.

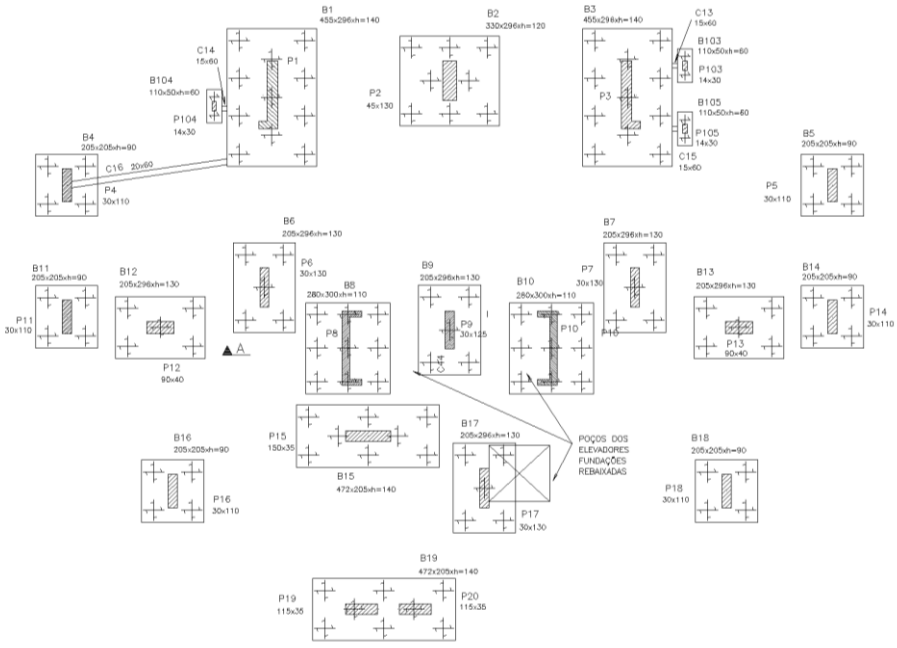


Figura 1. Planta de fundação da torre.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Inicialmente, foram realizados seis ensaios de sondagem à percussão (SPT) para a caracterização do subsolo, obedecendo aos critérios de execução e de parada estabelecidos pela NBR 6484:2020 (ABNT, 2020). A partir dos perfis obtidos, estimou-se a capacidade de carga e a carga admissível das estacas com cinco métodos semiempíricos: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996), Vorcaro-Velloso (2000) e Brasfond (1991). Em todos eles foram computadas as parcelas de atrito lateral e de ponta; embora a NBR 6122 recomende desprezar a resistência de ponta em estacas escavadas, optou-se por considerá-la em função do controle executivo do furo, do apoio da ponta em camada de elevado Nspt e da concretagem realizada imediatamente após a perfuração. Os valores de Nspt não foram corrigidos quanto à eficiência energética do ensaio. Como tais formulações foram calibradas a partir de bancos de dados de diferentes regiões e tipos de estaca, seu desempenho foi avaliado pela razão entre a carga de ruptura prevista e a obtida na prova de carga (Qprev/QPCE), discutindo-se as divergências à luz da geologia local. Por fim, a eficiência do grupo foi estimada pelo método de Feld, que reduz a capacidade de cada estaca em 1/16 para cada estaca vizinha (Feld, 1943, apud Albuquerque; Garcia, 2020).

Para complementar a análise, previu-se o recalque das estacas isoladas e em grupo. A estaca isolada foi tratada pela teoria da elasticidade de Poulos e Davis (1980) sob carga de 1300 kN; o grupo, pelo método da estaca equivalente de Poulos (1993), que o substitui por uma estaca de mesmo comprimento e área em planta igual à do grupo (Ag), definindo o diâmetro equivalente $d_{eq} = \sqrt{(4 \cdot A_g/\pi)}$ e o módulo equivalente E_{eq} (Santos; Sousa; Silva, 2020). O módulo de deformabilidade do solo (Es) foi estimado a partir do Nspt pela correlação $E_s = \alpha \cdot K \cdot N$ (Cintra; Aoki, 2010), com os coeficientes α e K adotados conforme o tipo de solo de cada camada.

Foram também executadas provas de carga estáticas (PCE), seguindo a NBR 16903:2020. Conforme a NBR 6122:2022, deve-se executar o equivalente a 1% das estacas de mesmas características, respeitando o mínimo de uma; no empreendimento, realizaram-se duas, para ampliar o conjunto de dados. O ensaio foi conduzido em estágios de carregamento lento, até o dobro da carga admissível de projeto 2600 kN. A partir das curvas carga × recalque, a carga de ruptura foi estimada por dois procedimentos independentes: a extrapolação de Van der Veen (1953), em que a curva tende assintoticamente a um valor último e o método da rigidez de Décourt (1996). O uso de duas abordagens permite o cruzamento dos resultados e maior confiabilidade na carga última estimada.

Por fim, foi realizado o ensaio PIT (Pile Integrity Test), que avalia a integridade estrutural dos elementos de fundações profundas. No ensaio, um impacto de baixa energia aplicado no topo da estaca gera uma onda

de tensão que se propaga ao longo do fuste e reflete no pé e em eventuais variações de impedância. Um acelerômetro registra a resposta em velocidade ao longo do tempo (reflectograma) e, conhecida a velocidade de propagação da onda no concreto, a posição das reflexões permite confirmar o comprimento da estaca e identificar anomalias como estrangulamentos, alargamentos, variações de seção e falhas de concretagem. (ASTM D5882, 2016).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Ensaio de sondagem a Percussão (SPT)

Os seis furos revelaram um perfil em duas camadas distintas. Até cerca de 10–11 m, predomina uma areia siltosa amarelada de baixa resistência à penetração, com Nspt entre 2 e 10. A partir de 12 m, ocorre uma areia siltosa esbranquiçada, compacta e com pedregulhos, na qual o Nspt sobe abruptamente, partindo de 16. A Figura 2 resume os furos e as características do solo.

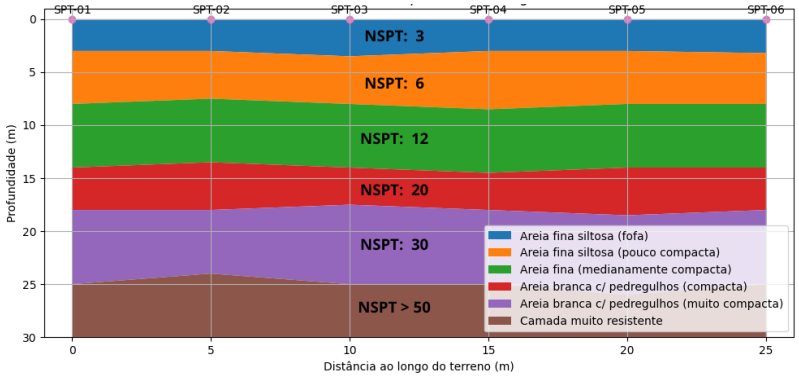


Figura 2. Perfil de sondagem do furo.

Essa transição define dois horizontes com papéis distintos na fundação, compatíveis com os sedimentos da Formação Barreiras que recobrem Natal: a camada superior, fácies residual arenosa menos resistente, e o horizonte inferior, mais denso e provavelmente com camadas enrijecidas com cimentação (Moreira et al., 2019). Assim, o fuste das estacas mobiliza atrito sobretudo na camada superficial, enquanto a ponta, a 16 m, apoia-se no horizonte competente, o que fundamenta a decisão de considerar a parcela de ponta no dimensionamento.

4.2 Estimativas de Capacidade de Carga e Recalque

4.2.1 Capacidade de carga

A Tabela 1 apresenta as cargas de ruptura e admissíveis obtidas pelos cinco métodos, considerando as parcelas de atrito lateral e de ponta.

Tabela 1. Capacidade de Carga e Carga Admissível das Estacas.

Método	Carga de Ruptura(kN)	Carga admissível(kN)
Aoki e Velloso (1975)	2066,3	1033,6
Decourt e Quaresma (1978)	1506,92	753,5
Teixeira (1996)	1948,42	974,2
Vorcaro-Velloso (2000)	4339,76	2168,8
Bransfond (1991).	2338,52	1169,3

Os resultados evidenciam dispersão expressiva entre os métodos, com a razão Qprev/Qexp variando de 0,56 a 1,61. Essa dispersão não é aleatória: reflete a origem de cada formulação, cujos coeficientes foram estabelecidos para domínios de validade específicos e a sua aderência ao perfil arenoso e cimentado do Barreiras (Nicoletti; Oliveira; Teixeira, 2023). Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996) forneceram as estimativas mais conservadoras, comportamento que, no caso do Décourt-Quaresma, alinha-se à sua

sensibilidade reconhecida a solos arenosos, para os quais tende a resultados conservadores subestimando a parcela de ponta, justamente a mais relevante neste caso. Já o método de Vorcaro-Velloso (2000), baseado em regressão sobre amplo banco de dados nacional, superestimou a capacidade em cerca de 60%. Aoki-Velloso (1975) e Brasfond (1991) apresentaram a melhor concordância. O primeiro tendo uma maior calibragem para os solos arenosos, tendo em vista que faz uma calibragem utilizando fatores de correlação e atrito de acordo com cada tipo de solo. Já o de Brasfond, o Brasfond foi concebido para estacas raiz, de modo que sua aderência a uma estaca escavada deve ser interpretada com cautela

Quanto a eficiência da capacidade de carga, a Tabela 2 apresenta a eficiência do grupo de estacas correspondente à disposição mostrada na Figura 1, evidenciando que os blocos com menor quantidade de estacas apresentaram maiores valores de eficiência, em virtude da menor interação entre os elementos de fundação. Todos os blocos tiveram eficiência superior a 70%.

4.2.2 Previsão de Recalque

Outro aspecto fundamental a ser analisado no dimensionamento de fundações é a previsão dos recalques das estacas, tanto para estacas isoladas quanto para estacas em grupo. Para a análise da estaca isolada, foi aplicado o método proposto por Poullos e Davis (1980), considerando a carga aplicada de 1300 kN para a estaca isolada. Já para a análise do comportamento das estacas em grupo, foram consideradas as cargas transmitidas pelos pilares a cada bloco de fundação, sendo essas solicitações apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2. Recalque e Eficiência das estacas em grupos.

Estaca Isolada e Grupo de Estacas	Carga (kN)	Recalque (mm)	Eficiência (%)
Estaca isolada	1300,0	1,87	100
Bloco 1	11102,5	26,12	75
Bloco 2	10039,2	18,65	77
Bloco 3	11206,3	26,37	75
Bloco 4	5283,9	13,53	81
Bloco 5	5229,9	13,68	81
Bloco 6	6363,1	16,03	80
Bloco 7	6564,1	16,54	80
Bloco 8	9641,1	20,51	72
Bloco 9	5812,4	14,65	80
Bloco 10	10630,4	22,61	72
Bloco 11	4553,1	11,91	79
Bloco 12	6440	16,23	80
Bloco 13	6309,2	15,90	80
Bloco 14	4591,9	12,01	81
Bloco 15	8237,7	20,38	75
Bloco 16	5081,1	13,29	81
Bloco 17	6623,4	16,69	80
Bloco 18	5344,2	13,98	81
Bloco 19	9461,2	23,41	75

Diante do exposto, os blocos mais carregados, com mais de cinco estacas, apresentaram os maiores recalques, entre 20 e 26 mm, em decorrência da maior superposição dos bulbos de tensão. A admissibilidade desses valores, contudo, deve ser avaliada pela tolerância da estrutura aos recalques totais e diferenciais, e não por critérios de ruptura. O recalque diferencial máximo ocorreu entre os pilares P3 e P11, de 14,46 mm, correspondendo a uma distorção angular da ordem de 1/1369, bem inferior aos limites usualmente associados ao início de danos em edificações, situados entre 1/300 e 1/500 (Velloso; Lopes, 2010).

Cabe registrar que o recalque previsto para a estaca isolada (1,87 mm sob 1300 kN) situou-se abaixo do medido na prova de carga (10,67 mm sob 2600 kN). Ainda que correspondam a níveis de carga distintos, a comparação sugere que a previsão pela teoria da elasticidade tende a subestimar o recalque, comportamento coerente com a sensibilidade do método ao módulo de deformabilidade, estimado indiretamente a partir do

Nspt. Tal observação não compromete a conclusão de segurança, uma vez que mesmo as magnitudes medidas permanecem dentro dos limites admissíveis de distorção, mas reforça a importância de confrontar previsões com resultados experimentais.

4.3 Prova de Carga

A execução do ensaio Prova de Carga Estática seguiu os parâmetros da NBR 16903:2020 e buscou analisar o comportamento real da fundação do empreendimento em comparativo com as previsões de projeto.

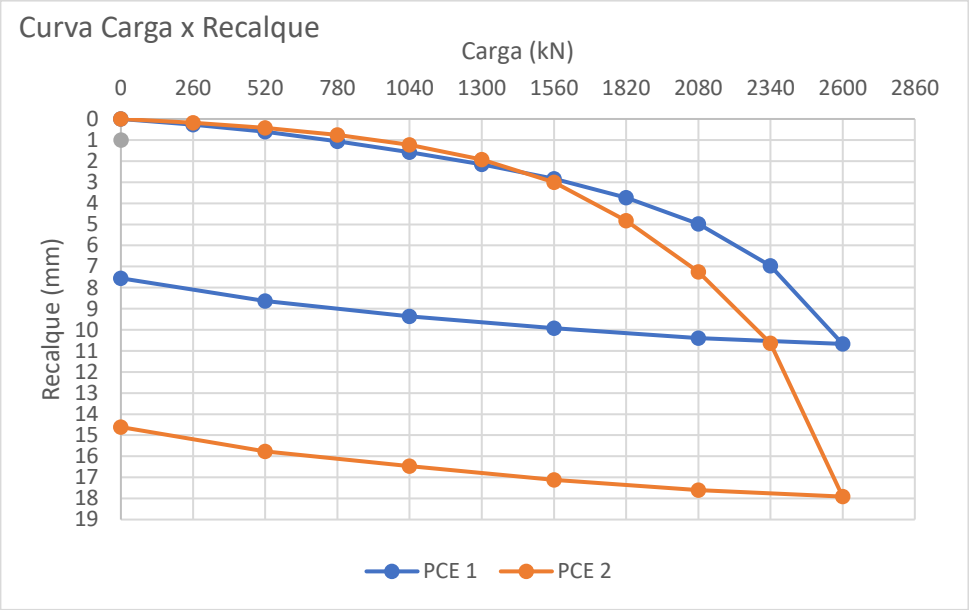


Figura 3. Curva Carga x Recalque PCE-1 e PCE-2.

A partir do relatório da PCE, confirmou-se desempenho satisfatório das estacas: o ensaio foi conduzido até 2.600 kN, com recalques de 10,67 mm (PCE-1) e 17,91 mm (PCE-2). No descarregamento, a recuperação elástica foi de 3,11 mm e 3,30 mm, respectivamente, indicando deformações residuais relevantes, porém sem caracterizar ruptura.

Como o ensaio não atingiu a ruptura, a curva carga × recalque foi extrapolada pelo método de Van der Veen (1953), obtendo-se uma carga de ruptura de aproximadamente 2.700 kN, apenas ligeiramente superior à carga máxima aplicada (2.600 kN), o que indica que a estaca foi solicitada até as proximidades de sua capacidade última estimada por esse método.

A carga de ruptura foi também estimada pelo método da rigidez de Décourt (1996), baseado na curva carga × rigidez, tendo uma carga de ruptura física da ordem de 3.480 kN, observando-se uma diferença relevante em relação à extrapolação de Van der Veen. Essa divergência é fisicamente coerente com o perfil do subsolo, o fuste mobiliza atrito ao longo da camada de areia siltosa (Nspt de 2 a 10 até cerca de 11 m), enquanto a ponta, apoiada na areia compacta com Nspt ≥ 16, exige maiores deslocamentos para se mobilizar plenamente. Como o ensaio foi interrompido a 2.600 kN, antes da ruptura, a parcela de ponta não foi totalmente desenvolvida, o que explica a carga última superior estimada pela rigidez e evidencia a reserva de resistência da fundação.

4.4 Ensaio de Integridade (PIT)

Para complementar as verificações da qualidade e segurança da fundação foi realizado o ensaio de PIT (Pile Integrity Test), seguindo as normativas da ASTM D5882, com o objetivo de avaliar as características geométricas nas 118 estacas, como por exemplo se houve estrangulamento do fuste, falhas de concretagem, além de verificar se o comprimento previsto foi executado. A Figura 4 a seguir, mostra um dos parâmetros obtidos no ensaio.

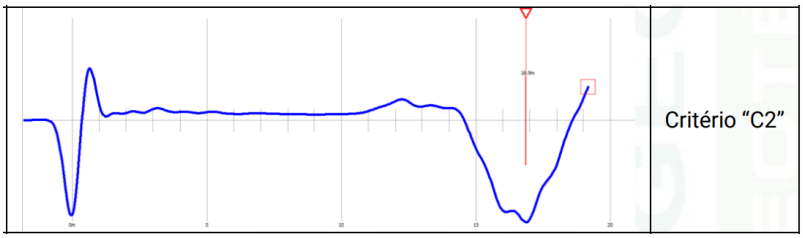


Figura 4. Ensaio PIT.

Na estaca ilustrada, o reflectograma indicou comprimento de 16,9 m, compatível com os 16 m de projeto. A pequena diferença é atribuível à velocidade de propagação adotada no concreto, confirmando a execução do comprimento previsto. O sinal apresentou variações de impedância pouco significativas em relação ao sinal inicial e exibiu reflexão nítida na ponta, indicando ausência de descontinuidades relevantes ao longo do fuste; a estaca pode, assim, ser considerada aparentemente íntegra. De modo geral, as 118 estacas ensaiadas, apresentaram integridade satisfatória sem anomalias encontradas.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Quanto à capacidade de carga, os métodos semiempíricos apresentaram dispersão expressiva: Aoki-Velloso (1975) teve a melhor aderência entre os aplicáveis a estacas escavadas, enquanto Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996) se mostraram conservadores e Vorcaro-Velloso (2000) superestimou a capacidade. Tais divergências decorrem menos de diferenças de parâmetros do que da origem de cada formulação — calibrada em outras regiões — e da natureza arenosa da formação barreiras. Na análise de grupo, todos os blocos apresentaram eficiência superior a 70%.

A subestimativa sistemática observada — o método de Aoki-Velloso (1975), de melhor aderência, ainda subestimou a capacidade em cerca de 20% — sugere a pertinência de uma calibração regional. A introdução de um fator de correção ajustado às areias da região de Natal poderia reduzir o erro sistemático, conforme recomendam Velloso e Lopes (2010) para a aplicação regional de métodos semiempíricos. Tal calibração, contudo, exige a constituição de um banco de dados local de provas de carga, configurando-se como recomendação para trabalhos futuros.

A discrepância de ~30% entre Van der Veen (2.700 kN) e o método da rigidez (3.480 kN) decorre das hipóteses de cada modelo: Van der Veen ajusta a curva a uma assíntota — estimativa mais conservadora quando há pequenos deslocamentos —, enquanto a rigidez extrapola o decaimento da rigidez, projetando maior mobilização de ponta. Coerente com a ruptura progressiva esperada em areia, ambos delimitam um intervalo para a carga última, e não um valor único..

Os recalques previstos mantiveram-se admissíveis, com distorção angular máxima de 1/1369 — bem inferior ao valor usualmente associado ao início de fissuração de alvenarias (da ordem de 1/500) e compatível com os critérios de deslocamentos-limite da NBR 6118. O ensaio PIT indicou integridade aparente das estacas e a execução do comprimento de projeto.

Conclui-se que a fundação atende aos critérios de segurança e deformabilidade. Sobretudo, o estudo evidencia que, em solos da formação barreiras, a dispersão entre os métodos semiempíricos reforça o papel fundamental da prova de carga como instrumento de validação e aponta a calibração regional como caminho para previsões mais confiáveis

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albuquerque, P.J.R.; Garcia, J.R. (2020) Engenharia de fundações. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC.

Alheiros, M.M.; Lima Filho, M.F. (1991) A Formação Barreiras: revisão geológica da Faixa Sedimentar Costeira de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte. Estudos Geológicos (Série B), v. 10, p. 77-88.

Alonso, U.R. (2019) Previsão e controle das fundações. 3 ed. São Paulo: Blucher.

Aoki, N. E Velloso, D. A. (1975) Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, vol. 1.

Araújo, F.S.; Araújo, R.C. (2023) Comparação da acurácia dos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma em relação a provas de carga na obtenção da capacidade de carga de estacas hélice contínua. Revista Brasileira de Iniciação Científica (RBIC), Itapetininga, v. 10, e023035.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023) NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2020). NBR 6484: Sondagens de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnica (2020). NBR 16903: Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnica (2022). ABNT NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro.

ASTM INTERNATIONAL (2016). ASTM D5882: Standard test method for low strain impact integrity testing of deep foundations. West Conshohocken.

Brasfond Fundações Especiais S.A. (1991). Estacas raiz. Catálogo, 38 p.

Cintra, J.C.A.; Aoki, N. (2010) Carga admissível em fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos.

Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978) Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT. In: Anais do 6° COBRAMSEF, Rio de Janeiro, vol.1, p. 45-53

Décourt, L. (1996) A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 3, São Paulo. Anais... ABMS. v. 1, p. 215–224.

Moreira, M.M.; Souza, N.M.; Arraes, K.A. (2019) Caracterização geotécnica dos materiais inconsolidados do município de Natal-RN: suscetibilidade e risco potencial de deslizamentos e inundações. In: Barbosa, F.C. (Org.). Engenharia e geotecnia: princípios fundamentais. 1. ed. Piracanjuba: Conhecimento Livre. p. 224-232.

Nicoletti, R.S.; Oliveira, D.C.A.; Teixeira, V.R. (2023) Análise comparativa de métodos semiempíricos destinados ao cálculo da capacidade de carga de estacas. REPAE – Revista de Ensino e Pesquisa em Administração e Engenharia, São Paulo, v. 9, n. 3, p. 51-70.

Poulos, H. G.; Davis, E. H. (1980) Pile Foundations Analysis and Design, John Wiley and Sons, New York, 397p.

Santos, J.M.; Sousa, R.S.; Silva, A.B. (2020) Comparação do método empírico de Harry G. Poulos e E. H. Davis (1980) utilizado na previsão de recalques em fundações profundas. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas. Anais... ABMS. Disponível em: <https://proceedings.science/p/149397?lang=pt-br>. Acesso em: 5 mar. 2026.

Santos Júnior, O.F.; Coutinho, R.Q.; Severo, R.N.F. (2015) Propriedades geotécnicas dos sedimentos da Formação Barreiras no litoral do Rio Grande do Norte – Brasil. Geotecnia, n. 134, p. 87-108.

Teixeira, A. H. (1996) Projeto e Execução de Fundações. In: SEFE 3, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF/ABMS. v. 1, p. 33-50

Van Der Veen, C. (1953) Bearing capacity of a pile. In: International conference soil mechanics foundation engineering, 3., Zurich. Proceedings... Zurich, 1953. v. 2.

Velloso, D.A.; Lopes, F.R. (2010) Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais e fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos.

Vorcaro, M. C. Estimativa de carga última compressiva em estacas a partir do SPT por regressão linear múltipla. Tese (Doutorado) – COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 2000.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/89

PROPOSTA DE UM MÉTODO PARA PREVISÃO DO RECALQUE ELÁSTICO DE FUNDAÇÕES TIPO SAPATA ESTAQUEADA

Jonathan Nepomuceno de Felipe
Engenheiro Civil, Ouro Branco, Brasil, jnepomuceno.felipe@gmail.com

Letícia Aline Semião Leão
Graduanda em Engenharia Civil, UFSJ, Conselheiro Lafaiete, Brasil, leticiaaline1231@gmail.com

Leandro Neves Duarte
Professor Associado, UFSJ, Ouro Branco, Brasil, leandro.duarte@ufsj.edu.br

RESUMO: Este artigo propõe um método para a estimativa aproximada do recalque, baseado em comportamento linear elástico, de fundações do tipo sapata estaqueada, com base em simulações numéricas realizadas no *software* ABAQUS. As simulações visaram, reproduzir o comportamento tensão x recalque dos elementos de fundação solo-sapata e solo-sapata-estaca, utilizando parâmetros geométricos e geotécnicos extraídos de alguns trabalhos acadêmicos publicados. As simulações foram realizadas com o objetivo de avaliar os recalques, verificando o ganho de rigidez do conjunto sapata-estaca, quando comparado com a sapata isolada. Os resultados permitiram a elaboração de um coeficiente de ajuste, aplicado ao método de Janbu (1956), para estimar o recalque da fundação mista, estabelecendo um método para a previsão do recalque elástico de fundações do tipo sapata estaqueada.

PALAVRAS-CHAVE: Sapata estaqueada, recalque elástico, interação solo-estrutura, simulação numérica, equação de Janbu.

ABSTRACT: This paper proposes a method for the approximate estimation of settlement, based on linear elastic behavior, for piled footing foundations, using numerical simulations performed with the ABAQUS software. The simulations aimed to reproduce the stress–settlement response of the soil–footing and soil–footing–pile foundation systems, adopting geometric and geotechnical parameters extracted from selected published academic studies. The analyses were carried out to evaluate settlements and to verify the stiffness gain of the combined footing–pile system when compared with an isolated footing. The results enabled the development of an adjustment coefficient applied to the Janbu (1956) equation to estimate the settlement of the mixed foundation, thereby establishing a method for predicting the elastic settlement of piled footing foundations.

KEYWORDS: Piled footing, elastic settlement, soil-structure interaction, numerical simulation, Janbu's equation.

1 INTRODUÇÃO

As sapatas são elementos de fundação superficial que distribuem as cargas ao solo por uma área definida, sendo dimensionadas a partir da capacidade de carga do solo, determinada por meio de investigações geotécnicas. Quando essa capacidade é insuficiente para uma sapata isolada — responsável por transferir as cargas de um único pilar ao solo — uma possível solução é o uso de estacas, que possibilitam a transferência de cargas para camadas de solo mais profundas e resistentes, aumentando o desempenho da fundação e reduzindo recalques diferenciais elevados.

A sapata estaqueada é uma fundação que une as propriedades de dois tipos diferentes de elementos estruturais geotécnicos. Seu uso é bem peculiar e depende de uma série de fatores, tais como: resistência do

solo, espaço disponível para execução das sapatas e das cargas da estrutura. Solos com camadas superficiais que apresentam baixa capacidade de carga, com valores de resistência em torno de 3 golpes, podem tornar inviável o uso de fundações superficiais para obras de pequeno e médio porte. Para minimizar tal fato, estacas de pequeno diâmetro, moldadas "in loco", têm sido utilizadas, tais como as estacas escavadas a trado, as estacas tipo "Strauss" e as estacas apiloadas. Para se obter um projeto de fundações mais econômico, sugere-se a utilização de um número mínimo de estacas, vinculado a um determinado nível de recalque aceitável. Introduziu-se então o conceito de "elementos redutores de recalques" para projetos com grupos de estacas, sendo o recalque aceitável, ou admissível como um dos critérios mais importantes.

Nesse contexto, destaca-se a importância do avanço no entendimento do comportamento das fundações do tipo sapata estaqueada, especialmente em obras de pequeno e médio porte, de modo a viabilizar soluções construtivas em situações nas quais a adoção de sapatas isoladas, como único elemento de fundação, é limitada pelas restrições geométricas da obra ou por recalques excessivos. O presente trabalho tem como objetivo propor um método de estimativa aproximada do comportamento tensão x recalque de fundações do tipo sapata estaqueada, a partir de recalques obtidos por meio de simulações numéricas, empregando-se o método de Janbu (1956) ajustada. Como condição geométrica da fundação, nos modelos analisados, foi considerada a relação Le/B = 3, em que Le é o comprimento da estaca e B o menor lado da sapata. O foco do estudo está na proposição de um coeficiente de ajuste "α", que represente na estimativa analítica, a redução aproximada dos recalques decorrentes da inclusão da estaca.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

A análise da capacidade de carga em sistemas de fundação que combinam elementos profundos (estacas) e superficiais (blocos ou sapatas) é um tema recorrente na engenharia geotécnica. Nesse contexto, Kishida & Meyerhof (1965) destacam-se por apresentar uma abordagem integrada para avaliar a contribuição do elemento superficial e do grupo de estacas.

Poulos (1968) avançou na compreensão da interação entre fundações rasas e profundas, ao introduzir a primeira abordagem teórica que integra sapata e estaca em um sistema único, considerando o solo como um meio elástico linear semi-infinito e a estaca como um elemento rígido. Essa formulação permitiu avaliar os recalques no conjunto, contribuindo para o dimensionamento de fundações mistas.

Estudos mais recentes, como os de Silva-Júnior (2021), Sousa (2021) e Bittencourt (2018), indicam que o uso de estacas em fundações superficiais pode reduzir consideravelmente os recalques, além de proporcionar bom desempenho estrutural e viabilidade econômica. Resultados semelhantes foram observados por El-Mossallamy e Franke (1997), que identificaram uma redução de 55% no recalque máximo e 60% no recalque diferencial com o uso de estacas.

Conforme citado por Oliveira (2022), a sapata associada a estacas pode ser classificada como um tipo de fundação estaqueada, ao lado de soluções como o radier estaqueado e os grupos de estacas. Sua principal particularidade reside nas dimensões do elemento de fundação rasa e, sobretudo, na consideração da participação da sapata no comportamento global do sistema, contribuindo de forma significativa para a transferência de cargas ao maciço de solo.

A sapata estaqueada (Figura 1) é composta principalmente por um elemento vertical, geralmente uma estaca de concreto armado, e um elemento horizontal, a sapata. Sendo assim, a sapata distribui as tensões às camadas superficiais do solo, enquanto a estaca transfere parte das cargas às camadas mais profundas por meio do atrito lateral e da resistência de ponta, promovendo uma redistribuição de tensões, evitando recalques excessivos. Dentro dessa tipologia, destacam-se dois arranjos principais: a "estaca T", em que a sapata está diretamente conectada à estaca, e a "estapata", caracterizada pelo afastamento entre os elementos, conforme proposto por Hachich et al. (1988). Cada configuração apresenta mecanismos distintos de transferência de carga e interação solo-estrutura.

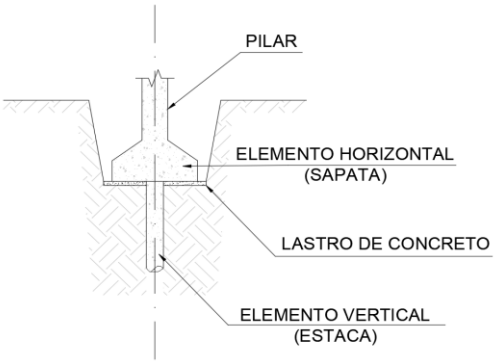


Figura 1. Sapata estaqueada. Fonte: Adaptado de Hachich et al. (1988).

Bergman (1998) desenvolveu uma metodologia para a previsão do comportamento da estapata. Para tal, foram processadas no programa computacional PROGEO2 128 malhas de elementos finitos, com intuito de abordar o comportamento da referida fundação, quando submetida ao carregamento de projeto, procurando variar o comprimento da estaca e o afastamento entre a base da sapata e o topo da estaca. Em razão do reforço do solo promovido pela presença do elemento vertical de fundação, a expectativa de níveis de recalques menores ao de uma sapata pôde ser confirmada e observada, quando se acompanhou a evolução do grau de influência do afastamento entre sapata e estaca para uma mesma relação de L/B (comprimento da estaca / lado da sapata), ou seja, quando mais afastada a sapata da cabeça da estaca, menor a influência no comportamento carga x recalque da estapata.

Sales (2000), realizou nove ensaios de prova de carga em diferentes configurações de elementos de fundação e condições dos solos, abrangendo sapatas isoladas, sapatas estaqueadas e estacas, permitindo a comparação dos recalques e do desempenho estrutural de cada sistema.

Soares Júnior (2003) avaliou metodologias de previsão do comportamento de fundações rasas rígidas, com foco na estimativa da capacidade de carga e dos recalques. A análise baseou-se em provas de carga em sapata e em ensaios de campo (SPT, DMT e PMT), complementados por ensaios laboratoriais em solo residual de gnaisse, evidenciando a relevância dos métodos de campo para a caracterização de subsolos heterogêneos.

Duarte (2012), analisou a interação solo–sapata–estaca a partir da execução e do monitoramento de provas de carga direta em diferentes sistemas de fundação, incluindo sapatas isoladas, sapatas estaqueadas e estacas isoladas. Os deslocamentos verticais foram acompanhados por instrumentação específica, enquanto as propriedades mecânicas do solo residual de gnaisse foram obtidas por ensaios de campo (SPT, DMT e PMT) e de laboratório. Os resultados de capacidade de carga e recalque foram comparados com métodos teóricos, empíricos e com simulações numéricas pelo método dos elementos finitos, permitindo ainda a avaliação da influência do número de estacas no comportamento da sapata.

Duarte et al. (2013) avaliou metodologias correntes para a previsão da capacidade de carga e das tensões admissíveis de fundações rasas em solo residual maduro de gnaisse, com base em prova de carga em sapata e em ensaios de campo (SPT, DMT e PMT), complementados por ensaios laboratoriais. Os resultados indicaram que os métodos fundamentados em dados de campo apresentam bom desempenho na estimativa do comportamento dessas fundações.

3 METODOLOGIA

A metodologia deste estudo consistiu na análise da interação solo-sapata-estaca em um sistema de fundação mista, utilizando tensões admissíveis obtidas por meio de provas de carga dos estudos de referência. Foram adotados os trabalhos de Duarte (2012; 2013) e Soares Júnior (2003), dos quais se extraíram os parâmetros geotécnicos empregados na modelagem numérica. Os modelos foram desenvolvidos no *software* ABAQUS Learning Edition, por meio do Método de Elementos Finitos (MEF), e calibrados a partir da comparação entre os resultados numéricos e as curvas tensão x recalque obtidas experimentalmente nos trabalhos citados. Após a calibração, os recalques elásticos foram avaliados por meio da aproximação das curvas utilizando o método de Janbu (1956).

Para a obtenção das tensões admissíveis por meio das provas de carga analisadas, adotou-se o critério estabelecido pelo Código de Obras de Boston, EUA, conforme apresentado por Vargas (1955), considerando como carga de trabalho o menor valor entre a carga correspondente a um recalque de 10 mm ou a metade da carga correspondente a um recalque de 25 mm.

Após a calibração dos modelos de sapata isolada, foi incorporada uma estaca ao sistema, adotando-se Le/B=3, permitindo a análise do comportamento conjunto da sapata e da estaca em um sistema de fundação mista. As dimensões das sapatas consideradas foram aquelas empregadas nos estudos de referência. Nos trabalhos de Duarte (2012; 2013), as provas de carga foram realizadas em sapatas com 0,80 m de lado, enquanto no estudo de Soares Júnior (2003) foram utilizadas sapatas com 1,00 m de lado. Essas configurações foram adotadas na modelagem numérica, garantindo a representatividade das condições experimentais.

No estudo de Duarte (2012), o solo foi caracterizado como argila arenosa de coloração marrom e consistência média, com um peso específico de 14,85 KN/m³ e módulo de deformabilidade de 6 MPa. O modelo numérico foi realizado em uma sapata com 0,80 m de lado assentada a 0,55 m de profundidade em relação à superfície do terreno, obtendo-se uma tensão de ruptura de 322,42 kPa e uma tensão admissível de 98 kPa.

No trabalho de Soares Júnior (2003), o solo predominante da área analisada é argilo-areno-siltoso, de coloração variegada com um peso específico de 16,61 KN/m³ e módulo de deformabilidade de 6,315 MPa. O modelo numérico foi realizado em uma sapata com 1,00 m de lado assentada a 1,00 m de profundidade em relação à superfície do terreno, obtendo-se uma tensão de ruptura de 352,36 kPa e uma tensão admissível de 130 kPa

No estudo de Duarte et al. (2013), o solo predominante também foi caracterizado como argila arenosa, de coloração marrom e consistência média, com peso específico de 14,85 kN/m³ e módulo de deformabilidade de 6 MPa.

Dessa forma, para a elaboração e a calibração dos modelos desenvolvidos neste trabalho, adotaram-se como condições de contorno das simulações numéricas, os parâmetros geométricos e geotécnicos de cada estudo tomado como referência. Os resultados obtidos nos modelos numéricos foram confrontados com os recalques elásticos estimados por meio da equação proposta pelo método de Janbu (1956), considerando as tensões admissíveis definidas para cada prova de carga, existente no respectivo estudo analisado.

O método de Janbu (1956) permite a estimativa dos recalques elásticos decorrentes da interação solo-estrutura, sendo aplicado em análises de fundações superficiais. A equação é expressa por:

$$\rho i = \mu 0 \cdot \mu 1 \cdot \sigma \cdot B \cdot 1/Es \qquad (1)$$

sendo:

- $\mu 0$ e $\mu 1$ são fatores de influência;
- B é a menor dimensão da sapata;
- L maior dimensão da sapata;
- Es é o módulo de deformabilidade do solo; e
- σ é a intensidade da tensão de contato aplicada

Para a aplicação da equação, adotou-se um bulbo de tensões com profundidade H=2B, permitindo a determinação dos fatores de influência $\mu 0$ e $\mu 1$ e o cálculo dos recalques das sapatas analisadas.

Os recalques obtidos pelo método de Janbu (1956) foram comparados com aqueles provenientes das simulações numéricas realizadas no ABAQUS e das provas de carga, com o objetivo de analisar a compatibilidade entre a inclinação das curvas tensão x recalque. Um exemplo, que mostra o resultado do processo de calibração pode ver visto na Figura 2.

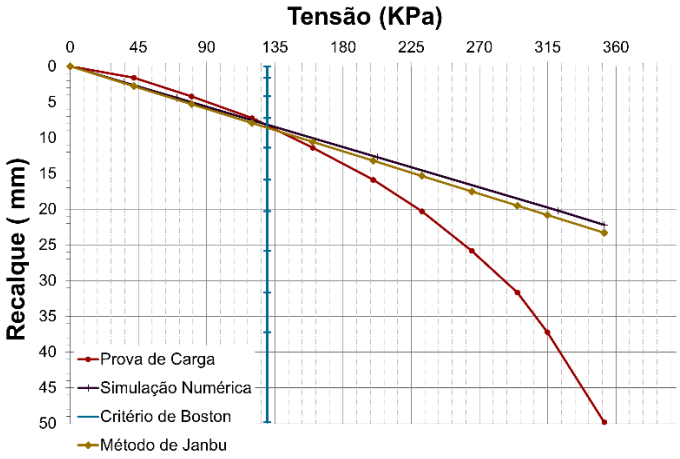


Figura 2. Comparação dos resultados para Soares Júnior (2003). Fonte: Elaborada pelo autor, 2025.

Após a calibração dos modelos, foi incorporada uma estaca acoplada à sapata, adotando-se a razão Le/B=3. Os resultados dessa configuração foram analisados e comparados com os dados experimentais de cada estudo de referência, permitindo a avaliação do desempenho do sistema de fundação mista. Considerando, então, essa modelagem, procedeu-se à comparação entre os recalques obtidos numericamente e aqueles estimados pelo método de Janbu (1956). A partir dessa análise, foi proposta a inclusão de um fator de ajuste "α" na equação original.

O coeficiente α foi definido como a razão entre o recalque da sapata estaqueada e o recalque da sapata isolada, ambos associados à tensão admissível, conforme a expressão a seguir:

$$\propto = \frac{\rho_{SE}}{\rho_i} \qquad (2)$$

em que:

- α - Coeficiente de ajuste;
- ρi - Recalque da sapata para a tensão admissível;
- ρse - Recalque da sapata estaqueada para a tensão admissível

Esse coeficiente permitiu a estimativa do recalque elástico de fundações mistas, estendendo a aplicabilidade do método de Janbu (1956) às sapatas estaqueadas.

Para as simulações numéricas das provas de carga no ABAQUS, utilizou-se modelagem tridimensional pelo MEF, com elementos tetraédricos lineares do tipo C3D4. Cada modelo apresentou, aproximadamente, 43.043 elementos e 10.763 nós.

O solo foi representado por um semi-espaço modelado em forma de cubo, com dimensões laterais equivalentes a quatro vezes o lado da sapata e profundidade de 8 m, com restrições nas laterais e na base. Nas interfaces entre os materiais, foram aplicadas restrições do tipo *tie*, garantindo o vínculo entre os componentes. O contato sapata-estaca-solo foi definido pelo método *surface-to-surface*, adotando-se o concreto como *Master surface* e o solo como *Slave surface*, em função da rigidez relativa dos materiais.

Assim sendo, os modelos foram calibrados com dados experimentais de acordo com as provas de carga de cada estudo. Considerando o trecho de comportamento linear, observado na região inicial das curvas tensão x recalque, comparou-se a inclinação das curvas simuladas com os resultados experimentais e com os dados obtidos pelo método de Janbu (1956), com enfoque na resposta elástica do solo e na compatibilidade entre os resultados numéricos e empíricos.

4 RESULTADO E DISCUSSÕES

Para a análise dos resultados, foi adotada a tensão admissível obtida em cada estudo referência. De forma geral, os resultados obtidos ao se confrontar os recalques das simulações numéricas, com os estimados

pelo método de Janbu (1956), mostraram-se bastante próximos. Quando comparados às provas de carga, realizadas em campo nas sapatas dos estudos de referência, os resultados das simulações para a tensão admissível revelaram-se condizentes, evidenciando uma boa concordância do modelo de sapata desenvolvido no software ABAQUS com o da prova de carga.

No estudo de Duarte (2012), a tensão admissível adotada foi de 98 kPa, e o recalque obtido na prova de carga foi de 5,75 mm. Os recalques determinados por meio da simulação numérica e pelo método de Janbu (1956) foram de 6,09 mm e 5,99 mm, respectivamente.

Para o estudo de Duarte (2013), adotou-se uma tensão admissível de 98 kPa, sendo observado um recalque de 6,40 mm na prova de carga. Os valores de recalque obtidos pela simulação numérica e pelo método de Janbu (1956) foram de 6,09 mm e 6,06 mm, respectivamente.

Já para o estudo de Soares (2003) a tensão admissível adotada foi de 130 KPa, obtendo um recalque de 8,10 mm a partir da prova de carga. Os recalques encontrados por meio da simulação numérica e pelo método de Janbu (1956) foram de 8,17 e 8,60 mm, respectivamente.

Para que o método de Janbu (1956) gerasse resultados compatíveis, com os recalques da sapata estaqueada, foi introduzida a constante de ajuste "α". Os recalques obtidos pela equação modificada foram comparados aos resultados das simulações numéricas, permitindo a estimativa dos recalques elásticos da fundação mista e a consideração da contribuição da estaca na redução dos deslocamentos.

A razão entre os recalques obtidos nos modelos numéricos com o acréscimo da estaca (Le/B = 3) e aqueles sem a presença da estaca resultou nos seguintes valores: 0,7437 para Duarte et al. (2013), 0,7442 para Duarte (2012) e 0,7154 para Soares Júnior (2003). A partir da média aritmética desses valores, obteve-se um valor sugerido para o fator "α" de 0,7344.

Para o estudo de Duarte (2012), a determinação dos recalques pela equação de Janbu (1956) foi realizada com base nos seguintes parâmetros: coeficientes $\mu_1 = 0{,}58$ e $\mu_0 = 0{,}8$, módulo de deformabilidade de 6,0 MPa, lado da sapata de 0,8 m, coeficiente de Poisson de 0,3 e a constante de ajuste $\alpha = 0{,}7344$.

Após a introdução da constante de ajuste, os recalques estimados pelo método de Janbu (1956) apresentaram boa aproximação em relação aos resultados do modelo de sapata estaqueada simulado no software ABAQUS. Os resultados obtidos para o estudo de Duarte (2012), após o acréscimo da constante de ajuste foram de 4,53 mm para o recalque da simulação numérica e 4,46 mm para o método de Janbu Modificado.

Em se tratando do estudo de Duarte (2013), a determinação dos recalques pela equação de Janbu (1956) foi realizada com base nos seguintes parâmetros: coeficientes $\mu_1 = 0{,}58$ e $\mu_0 = 0{,}79$, módulo de deformabilidade de 6,0 MPa, lado da sapata de 0,8 m, coeficiente de Poisson de 0,3 e a constante de ajuste $\alpha = 0{,}7344$.

Após o complemento da constante de ajuste, os recalques estimados pelo método de Janbu (1956) mostraram uma boa correspondência com os resultados do modelo de sapata estaqueada simulado no software ABAQUS. Os valores obtidos para o estudo de Duarte (2013), após o acréscimo da constante de ajuste, foram de 4,53 mm para o recalque da simulação numérica e 4,41 mm para o método de Janbu Modificado.

Para Soares (2003), a determinação dos recalques pela equação de Janbu (1956) foi realizada com base nos seguintes parâmetros: coeficientes $\mu_1 = 0{,}58$ e $\mu_0 = 0{,}72$, módulo de deformabilidade de 6,315 MPa, lado da sapata de 1,0 m, coeficiente de Poisson de 0,3 e a constante de ajuste $\alpha = 0{,}7344$.

Após a inclusão da constante de ajuste, os recalques estimados pelo método de Janbu (1956) apresentaram boa aproximação em relação aos resultados do modelo de sapata estaqueada simulado no software ABAQUS. Os valores obtidos para o estudo de Soares (2003), após o acréscimo da constante de ajuste, foram de 5,86 mm para o recalque da simulação numérica e 6,33 mm para o método de Janbu Modificado.

É importante ressaltar que para os estudos apresentados, Duarte (2012:2013) e Soares (2003) as reduções obtidas após a adição da constante de ajuste "α" foram respectivamente 25,58%, 25,63% e 28,46%. Dessa forma, verificou-se uma redução média de recalque de 26,56% entre os modelos analisados, ao comparar os resultados dos modelos SoSaEs (solo–sapata–estaca) considerando a razão Le/B = 3 no modelo numérico, com os modelos da simulação numérica (solo–sapata).

5 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como premissa a realização de simulações numéricas no *software* ABAQUS Learning Edition, fundamentadas nos estudos de Duarte (2012; 2013), e Soares Júnior (2003). Os modelos foram calibrados com base nas curvas tensão x recalque obtidas nas provas de carga realizadas sobre elementos de fundação superficial, conforme os respectivos estudos de referência.

Após a calibração dos modelos com os parâmetros específicos de cada trabalho, procedeu-se à introdução de uma estaca ao sistema de fundação superficial, adotando-se a razão Le/B = 3. Foram analisados dois modelos numéricos: o modelo da simulação numérica, representando a sapata isolada, e o modelo SoSaEs_Le/B=3, que corresponde à sapata associada a uma estaca.

O estudo limitou-se à elaboração de modelos considerando a razão Le/B = 3. Assim sendo, sugere-se a realização de novas simulações e ensaios para explorar outras relações geométricas, visando a consolidação do modelo proposto. Observou-se que os modelos SoSaEs_Le/B=3 apresentaram uma redução média de recalque de 26,56% em relação aos modelos de sapata isolada, evidenciando o efeito positivo da inclusão da estaca na redução dos recalques.

Adicionalmente, foi determinada uma constante de calibração "α" que, aplicada à equação de Janbu (1956) para estimativa de recalques em sapatas isoladas, permitiu sua adaptação à condição de sapata estaqueada analisada. O valor médio obtido para α foi de 0,7344, o qual resultou em estimativas compatíveis com os comportamentos observados nos modelos numéricos com a razão Le/B = 3.

Dessa forma, o presente trabalho propõe um método preliminar para previsão do comportamento tensão x recalque de fundações do tipo sapata estaqueada, aplicável às condições específicas analisadas neste estudo. Ressalta-se, contudo, a necessidade de novos testes e validações adicionais para ampliar a aplicabilidade do fator α a diferentes condições de solo, geometria e rigidez dos elementos de fundação.

Ressalta-se que o método de previsão de recalques proposto, bem como o coeficiente de ajuste nele introduzido, ainda não foi amplamente validado por meio de aplicações em diferentes condições geotécnicas e estruturais. Estudos adicionais e aplicações em casos reais são necessários para a consolidação e ampliação do campo de aplicação do método.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG) e à Universidade Federal de São João del-Rei (UFSJ) pelo suporte financeiro concedido para a realização deste estudo.

Agradecem também ao INFRAGEO - Grupo de Pesquisa em Infraestrutura de Transportes e Obras Geotécnicas, pelo valioso apoio técnico e pelos conhecimentos compartilhados ao longo do desenvolvimento deste trabalho, a Dassault Systemes pela liberação da licença livre/estudantil do software Abaqus Learning Edition e Originlab pela liberação da licença livre/estudantil do software Origin.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Bergman, Marcus (1998). *Contribuição ao estudo do comportamento de associações sapata-estaca*., Programa de Pós Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de janeiro/ UFRJ, 15 p.

Bittencourt, E. C. (2018) *Comportamento de Radiers Estaqueados Assentes em Solos Arenosos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte/UFRN,190 p.

Duarte, Leandro. (2012) *Avaliação do comportamento solo-estrutura de elementos de fundação tipo sapata estaqueada*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa/UFV, 150 p.

Duarte, Leandro Neves; Minette, Enivaldo; Konda, Danilo Hiroshi; Brandão, Filipe Feijoli; Santos, William Arthur Ribeiro dos. (2013) *Análise de capacidade de carga de uma sapata rígida assente em solo residual maduro de gnaisse*. Revista Panorâmica, Barra do Garças, *Trimestral,* v. 13, p. 122-130. Disponível em:

<https://
https://periodicoscientificos.ufmt.br/revistapanoramica/index.php/revistapanoramica/article/view/430/>. Acesso em: 03 jun. 2025.

El-Mossalamy, Y.; Franke, E. (1997) *Piled rafts foundation – numerical modelling to simulate the behavior of piled raft foundations*. The authors, Darmstadt, Germany, 182p.

Hachich, W. et al. (1998) *Fundações: teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: Pini

Kishida, H. & Meyerhof, G.G. (1965). *Bearing capacity of pile groups under eccentric loads in sand*. 2nd ed Proc. 6th ICSMFE, Toronto, p. 270-274.

Novak, L. J. et al. (2005) *Analysis of Pile-Raft Foundations with 3D Finite-Element Method*. Structures Congress: Metropolis and Beyond, v. 1., p. 1-12.

Oliveira, E. A. S. (2022) *Análise experimental e numérica do comportamento de sapata estaqueada em solo tropical*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia/UFU, 151p.

Poulos, H.G. (1968). T*he influence of a rigid pile cap on the settlement behaviour of an axially loaded pile*. Civil Eng. Trans. Inst. Civil Engrs. Aust. Vol. C.E. 10, p. 206-208.

Sales, Maurício Martines. (2000) *Análise do comportamento de sapatas estaqueadas*. Tese de Doutorado, Curso de Engenharia Civil e Ambiental, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, UNB, 229 p.

Sena, L. (2016) *Estudo de caso sobre projeto de fundações por sapatas e por estacas*.. Trabalho de Conclusão de Curso, Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC, 118 p.

Silva-Júnior, R. P. da. (2021) *Avaliação da interação solo-estrutura com monitoramento de recalques e análise da influência da sequência construtiva no desempenho de radiers estaqueados*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Pernambuco/UFP, 192 p.

Soares Júnior, Didácio Azevedo. (2003) *Estudo da capacidade de carga e recalques em um solo residual de gnaisse através de ensaios de campo e laboratório*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa/UFV, 135 p.

Sousa, D. H. S.; Fontes, G. A. A.; Oliveira, R. V.; Duarte, L. N. (2021) *Simulação numérica não linear de provas de carga realizadas em fundação mista*. Trabalho de Iniciação Científica, Universidade Federal de São João del-Rei/UFSJ.

Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2011) *Fundações*. São Paulo: Oficina de Textos, 385p.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/90

Proposta para Determinação da Curva Carga Recalque em Estacas por Meio do Método dos Elementos Finitos Unidimensional

Henrique Dinis
Professor Pesquisador, Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, Brasil, henrique.dinis@mackenzie.br

Kamila Rodrigues Cassares Seko
Professora Pesquisadora, Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, Brasil, kamila.seko@mackenzie.br

RESUMO: A determinação da curva carga-recalque em estacas trata-se de um problema complexo, seja pela quantidade de parâmetros e variáveis que envolve, ou mesmo, quanto à pouca previsibilidade no comportamento das estacas mediante a deformabilidade do solo. A resolução envolve modelos axissimétricos, dificultando a aplicação de formulações analíticas de cunho prático. Comumente, a curva carga-recalque é estabelecida pelo ajuste de curvas de forma pré-estabelecida, a exemplo, a proposta de Van der Veen (1953). O problema encontra boa solução por métodos numéricos de análise unidimensional, desde que sejam admitidos, como coeficientes de rigidez do solo, isoladamente, o cisalhamento ao longo do fuste e a resistência de ponta da estaca. Randolph e Wroth (1978) apresentam proposta, neste sentido, com formulações independentes para estabelecimento destas grandezas. Este trabalho propõe, a partir das rigidezes estabelecidas por Randolph e Wroth e da rigidez estrutural da estaca, um modelo para previsão de recalques pelo MEF– Método dos Elementos Finitos, unidimensional, considerando para limites de plastificação do solo, os parâmetros estabelecidos por Aoki e Velloso (1975), com aprimoramentos, utilizados na determinação da capacidade de carga em estacas. O trabalho apresenta e detalha a resolução do método proposto e uma aplicação prática para a previsão da curva carga-recalque, confrontando o resultado com curva experimental obtida por prova de carga, tendo apresentado semelhança.

PALAVRAS-CHAVE: Recalque em Estacas, Curva Carga-Recalque, Previsão de Recalques, Estacas Carregadas Axialmente.

ABSTRACT: Determining the load-settlement curve for piles is a complex problem, both due to the number of parameters and variables involved. Solving this involves axisymmetric models, hindering practical analytical formulations. Commonly, the load-settlement curve is established by fitting pre-established curves, such as the proposal by Van der Veen (1953). The problem finds a good solution using one-dimensional numerical analysis methods, provided that the shear along the shaft and the pile tip resistance are admitted as separate soil stiffness coefficients. Randolph and Wroth (1978) present a proposal, in this sense, for independent formulations to establish these quantities. This work proposes, based on the stiffness values established by Randolph and Wroth and the structural stiffness of the pile, a model for predicting settlements using the one-dimensional Finite Element Method (FEM), considering, for soil plasticity limits, the parameters established by Aoki and Velloso (1975) with improvement used in determining the load-bearing capacity of piles. It presents and details the solution of the proposed method and a practical application for predicting the load-settlement curve, comparing the result with an experimental curve obtained by load testing.

KEYWORDS: Settlement in Piles, Load-Settlement Curve, Settlement Prediction, Axially Loaded Piles.

1 INTRODUÇÃO

A previsão e controle de recalques em estacas é de extrema importância para garantir a integridade estrutural das fundações e das estruturas, assim como, a funcionalidade das construções. Destaca-se que a

capacidade de carga da estaca está relacionada à segurança contra a ruptura do solo e a deformações excessivas. Tendo em conta a grande variabilidade dos fatores inerentes à previsão da capacidade de carga das estacas, a NBR 6122 (2022) propõe a execução de ensaios de prova de carga em estacas, como meio de balizar estatisticamente os resultados de previsão da capacidade de carga, quando realizadas por meio de métodos semiempíricos. Para melhor interpretação dos resultados dos ensaios de prova de carga, utiliza-se, normalmente, curvas carga *x* recalque, analiticamente propostas por alguns autores, como exemplo, a proposta de Van Der Veen (1953).

Quanto à previsão dos recalques, propriamente, há vários métodos na literatura, abordando cada um deles, conceitos teóricos particulares, para sua resolução. A exemplo, o método de Poulos e Davis, de 1980, utiliza as equações de Mindlin para determinar as deformações no solo, em compatibilidade ao deslocamento da estaca, a partir de deformações causadas ao longo do fuste e ao nível da ponta, a agirem no solo de forma conjunta. Partindo de outra conceituação, pelo método de Randolph & Wroth (1978), utilizado para o desenvolvimento deste trabalho, a transferência de carga ao solo por uma estaca, submetida ao carregamento axial, ocorre em parte, por meio do atrito lateral ao longo do fuste, a partir da propagação de deformações aos solos pelo efeito de cisalhamento, e de outra, em função da resistência de ponta, onde as tensões geram deformações por compressibilidade do solo, efeitos que são tratados de forma independente. À medida que a carga vertical é aplicada no topo da estaca, ocorre uma mobilização progressiva das resistências por atrito lateral e da ponta, proporcionalmente à rigidez relativa a cada um destes efeitos. Somente após o esgotamento da resistência por atrito, a resistência de ponta passa então a ser mobilizada de forma majoritária, até seu esgotamento, estabelecendo a capacidade de carga da estaca. Entretanto, há que se considerar, neste processo, a plastificação do solo mediante o efeito de cisalhamento ou compressibilidade, que ocorrem gradativamente, como também, a deformação elástica da própria estaca, em função de sua flexibilidade, que acaba interagindo com as duas rigidezes anteriormente citadas, ao se estudar o equilíbrio das deformações e tensões. Salienta-se, quanto à análise de recalques, que estes estão intimamente ligados aos estados limites de serviço.

A previsão da magnitude de recalques de estacas sujeitas aos esforços de compressão axial é um campo da pesquisa ainda em desenvolvimento, pois a literatura apresenta metodologias de cálculo de recalque que ainda não são consideradas soluções satisfatórias e definitivas.

A estimativa dos valores dos recalques em estacas está relacionada à hiperestaticidade que envolve o problema, tendo em vista que em estacas isoladas, o recalque por carga axial depende diretamente da rigidez relativa entre as deformações axial da estaca e por compressibilidade do solo, diante do processo de transferência de carga, tratando-se de um problema complexo e com diversos outros fatores intervindo. Dinis (2025) apresenta, em proposta de método para previsão de recalques em estacas, critérios para considerar as propriedades dos solos que constituem cada camada do subsolo e as características estruturais elásticas da estaca, em referência ao método proposto neste trabalho. Para a maioria dos métodos que se propõem solucionar o questionamento citado, a teoria clássica da elasticidade é considerada como base das propostas de cálculo, onde simplificações são adotadas com o objetivo de viabilizar o cálculo dos recalques, para sua praticidade, apresentando, de forma geral, boa margem de aceitabilidade.

Este trabalho propõe uma metodologia para prever a curva carga-recalque para estacas carregadas axialmente, exemplificada por meio de um caso real, comparando seu resultado à curva carga-recalque resultante da prova de carga estática realizada.

A metodologia empregada propõe a modelagem da estaca por meio do Método dos Elementos Finitos – MEF, unidimensional, tratando o solo como meio elástico e considerando a flexibilidade estrutural da estaca, corrigindo-se, então, ao longo do carregamento, a rigidez dos elementos solo, para considerar sua gradativa plastificação. Dessa forma, considera-se o comportamento não linear do recalque.

2 MÉTODO

A resolução do método proposto utiliza como conceito e premissa, que as deformações no solo ocorrem em dois substratos distintos sobrepostos, a camada de solo ao longo do fuste e a dos solos abaixo da ponta, tendo-se utilizado o método de Randolph & Wroth (1978), para previsão dos recalques. Quanto ao modelo físico e analítico de transferência de carga, por este método, assume-se que as deformações do solo ao longo do fuste w_τ, causadas por tensões de cisalhamento puro "τ_0" e as do contato ponta-solo w_p, pelo efeito de

compressibilidade do solo, ao se compatibilizar as cargas de transferência da estaca para o solo, resultam em um recalque final para uma estaca rígida: $w = w_\tau = w_p$ e carga total constituída pelas parcelas: $Q = Q_{lat} + Q_p$.

As expressões apresentadas por Randolph e Wroth em 1978, indicadas a seguir, consideram a condição de meio semi-infinito, solo homogêneo e estaca rígida, na determinação de cada uma destas parcelas. Caso a estaca seja flexível (compressível), ou o solo estratificado, a tensão cisalhante que irá ocorrer ao longo do fuste irá variar com a profundidade, havendo assim, sobreposições das deformações ao cisalhamento ao longo do fuste da estaca. Ver Figura 1. Para a proposta deste método, este efeito é desconsiderado.

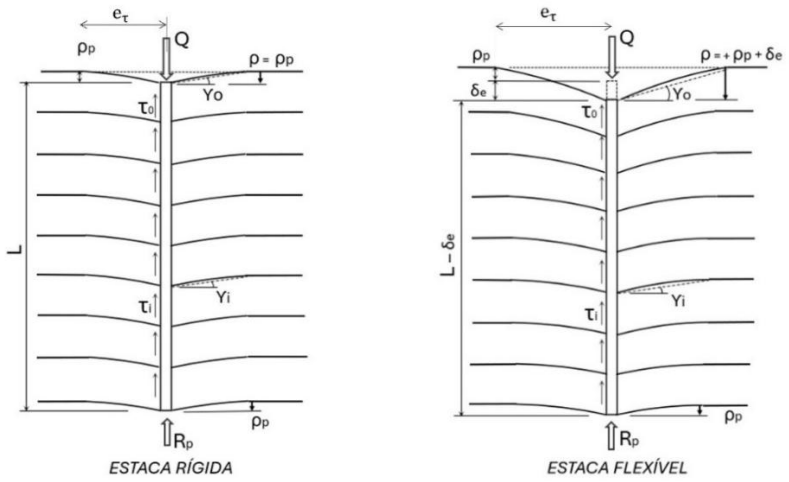


Figura 1. Modelo de comportamento de solo para recalques em estacas isoladas.
Fonte: Dinis (2024)

Para as deformações por cisalhamento, segundo Randolph e Wroth (1978), a expressão utilizada no cálculo da parcela do recalque considera o comprimento total da estaca, fornecendo a deformação total por cisalhamento do solo, em proporção à transferência de carga do fuste ao solo. Desprezando-se a sobreposição de deformações, que ocorre com estacas flexíveis e de eventual estratificação do solo, pode-se aplicar a formulação, como a seguir:

$$w_\tau = \frac{Q_w \cdot \zeta}{2 \cdot \pi \cdot G \cdot L} \quad (1)$$

Sendo:
L: comprimento do fuste da estaca.
ζ: constante função da relação entre o raio de influência das deformações por cisalhamento no solo e o raio da estaca, assumindo-se, por recomendação do próprio método, como sendo ~4.
G: módulo de elasticidade transversal ou módulo de cisalhamento do solo.

A expressão da deformação do solo, pelo efeito de ponta, é similar ao do recalque de uma placa rígida aplicada sobre o solo, como a seguir:

$$w_p = \frac{Q_p\,(1 - \nu)}{4 \cdot r_o \cdot G} \quad (2)$$

Sendo:
r_o: raio da estaca.

Considerando a estaca rígida, o recalque total da estaca será o mesmo que do fuste ou da ponta:

$$w = w_\tau = w_p \quad (3)$$

Assume-se, assim, como modelo numérico de resolução, a premissa de que a mobilização do solo ao cisalhamento ocorre de forma linear. Admite-se, por outro lado, que a deformação do solo da ponta ocorra em proporcionalidade direta à sua compressibilidade, no caso, também de forma linear.

Para adaptação da resolução a estacas flexíveis (compressíveis) e solo estratificado, adotou-se, como configuração geral, modelo de processamento pelo MEF – Método de Elementos Finitos, unidimensional, compondo-se por barras e nós, simulando a rigidez do solo por meio de vínculos elásticos (molas), segundo o modelo de WINKLER (1867), como representado na Figura 2. O comprimento do fuste *L* é subdividido em *n* segmentos de comprimento *e*, que correspondem às barras entre os nós que contém as molas.

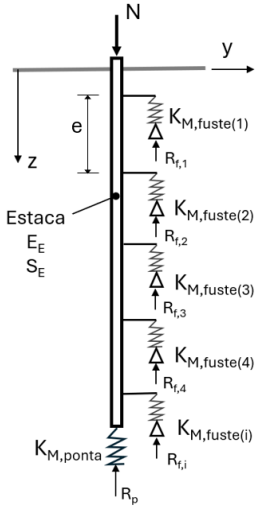


Figura 2. Modelo de Winkler para determinação de recalques em estacas isoladas flexíveis.
Fonte: Dinis (2024)

Para a determinação da rigidez das molas, utilizou-se as expressões de Randolph e Wroth, fazendo w_τ ou $w_p = 1{,}0$, obtendo-se o valor de Q_{lat} ou Q_p, que corresponde ao valor da rigidez de cada mola, $K_{M,lat}$ ou K_{Mp}. Assim:

$$K_{M,lat} = \frac{2.\pi.G.e}{\zeta} \tag{4}$$

$$K_{M,p} = \frac{4.r_o.G}{(1-\nu)} \tag{5}$$

Sendo:
e: distância entre os nós.
G = E / 2 (1 + ν).
ζ: por recomendação do próprio método, assumido como sendo ~4.
r_o: raio da estaca.

3 LIMITES DE PLASTIFICAÇÃO DO SOLO

Mesmo para as cargas de serviço, é possível ocorrer o rompimento da ligação solo-fuste já na mobilização da resistência ao atrito lateral, ou mesmo, da resistência de ponta, neste caso, para recalques mais elevados, como evidenciado por diversas provas de carga. Cabe, assim, a consideração da plastificação na previsão de recalques, devendo haver ponderações na escolha do critério a ser adotado. Castelli & Motta (2003) apresentam em seu trabalho para a previsão de recalque em estacas isoladas, o modelo de Winkler, prevendo a deformabilidade das molas segundo curvas tipo p-y, que preveem a plastificação gradual do solo com a deformação. No entanto, devido às dificuldades em se impor curvas tipo p-y, nos softwares de MEF de uso corrente, admite-se, como simplificação do método, adotar uma curva linear com patamar horizontal bem definido, para a plastificação.

Para a consideração dos valores da plastificação do solo, se utilizará como demonstração do método proposto, na definição do patamar de escoamento, os valores limites determinados pelas expressões e

parâmetros (aprimorados após a publicação do método) fornecidos por Aoki & Velloso (1975), segundo método para previsão da capacidade de carga de estacas. Neste sentido, cabe colocar, que métodos propostos por outros autores podem ser aplicados igualmente, mediante expressões e parâmetros próprios a cada um. Deve-se ter o cuidado com particularidades com cada um destes métodos, que podem exigir eventuais adaptações nos parâmetros a serem aplicados. Como exemplo, o caso do método de Décourt e Quaresma, de 1978, em que ponderações pela aplicação de fatores de segurança próprios, podem interferir na interpretação e avaliação dos limites de plastificação.

A expressão para a capacidade de carga da estaca, segundo Aoki & Velloso, está representada, a seguir:

$$Q_{lim} = \frac{K.N_{SPT,p}}{F_1}.A_p + \frac{U}{F_2}.\sum_{1}^{n}(\alpha.K.N_{SPT,L}.\Delta_L) \quad (6)$$

Sendo:
Q_{lim}: Capacidade de carga da estaca
Δ_L: Espessura da camada
K; α; F_1 e F_2: como a seguir:

Tabela 1. Método Aoki e Veloso - Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (MPa)	α (%)	Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,40	Silte Argiloso	0,23	3,40
Areia Siltosa	0,80	2,00	Silte Argiloarenoso	0,25	3,00
Areia Siltoargilosa	0,70	2,40	Argila	0,20	6,00
Areia Argilosa	0,60	3,00	Argila Arenosa	0,35	2,40
Areia Argilossiltosa	0,50	2,80	Argila Arenossiltosa	0,30	2,80
Silte	0,40	3,00	Argila Siltosa	0,22	4,00
Silte Arenoso	0,55	2,20	Argila Siltoarenossa	0,33	3,00
Silte Arenoargiloso	0,45	2,80			

Fonte: Adaptado de Aoki & Velloso (1975).

Tabela 2. Método Aoki e Veloso - Fatores de correção F_1 e F_2

Tipo de Estaca	F1	F2
Metálica	1,75	3,50
Pré-Moldada	1+ D/0,8	2 F1
Franki	2,50	5,00
Escavada	3,00	6,00
Hélice Contínua	2,00	4,00
Raiz	2,00	4,00

Fonte: Adaptado de Aoki & Velloso (1975).

As cargas limites de escoamento do solo, mediante plastificação, a serem utilizadas como patamares de escoamento, são determinadas, então, como a seguir:

$$Q_{lim,p} = \frac{K.N_{SPT,p}}{F_1}.A_p \quad (7)$$

$$Q_{lim,lat} = \frac{U}{F_2}.\alpha.K.N_{SPT,L}.e \quad (8)$$

4 RESOLUÇÃO

Foi utilizada, como exemplo de aplicação do método, uma estaca tipo Hélice Contínua, Φ 350 mm, com comprimento de 14,0 m, cujo ensaio de prova de carga foi extraído, a título de exemplo, de Barros (2012).

O subsolo apresenta estratificações, constituído por solos siltosos e arenosos. O Módulo de Elasticidade para cada camada específica de solo foi determinado em função de suas características e do N_{SPT}, como sugerido por Teixeira e Godoy (1996), ver Tabela 3, cuja expressão para a estimativa de seu valor vale:

$$Es = \alpha . K . N_{SPT} (MPa) \quad (9)$$

Tabela 3. Coeficientes para estimativa do módulo de elasticidade do solo: α e K.

α	K		
	Areias	Siltes	Argilas
Areia: 3	Areia: 0,90	Silte: 0,35	Argila: 0,20
Silte: 5	Siltosa: 0,70	Arenoso: 0,45	Siltosa: 0,22
Argila: 7	Argilosa: 0,55	Argiloso: 0,25	Arenosa: 0,30

Fonte: Adaptado de Teixeira e Godoy (1996)

O perfil da sondagem e a determinação dos coeficientes de rigidez do solo, segundo as expressões de Randolph e Wroth, estão apresentados na Figura 3.

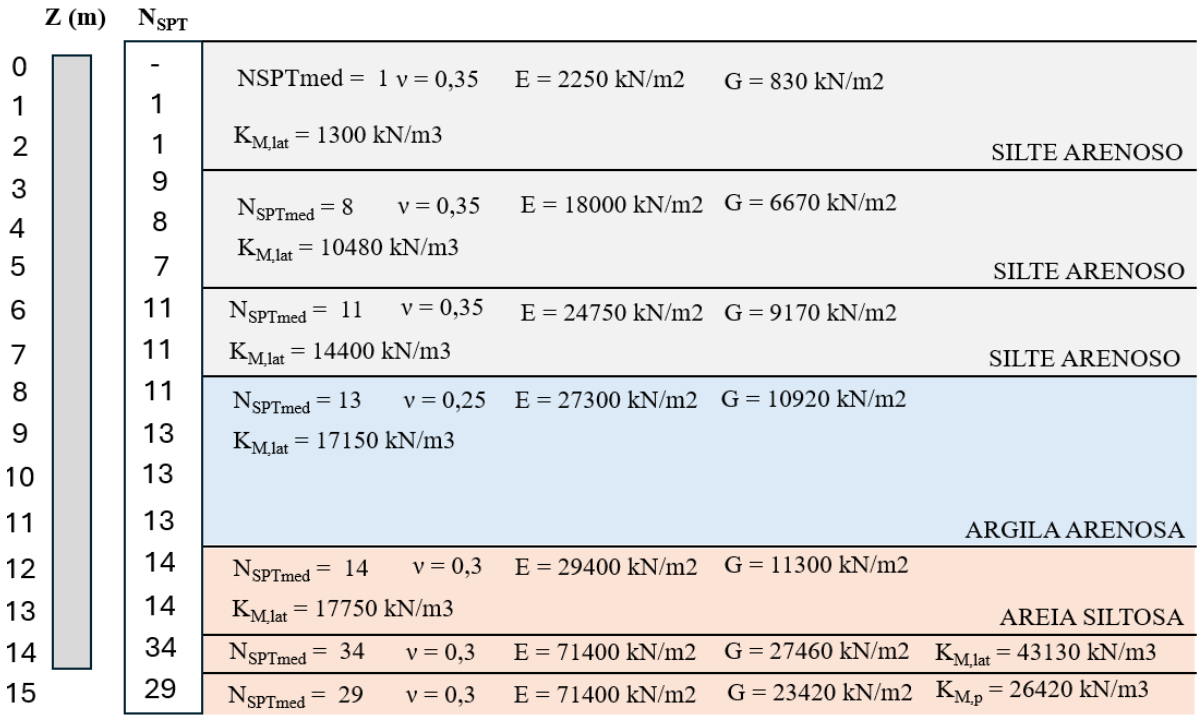


Figura 3. Determinação dos coeficientes de rigidez do solo, segundo Randolph e Wroth (1978).

Para a determinação da curva carga-recalque da estaca, inicialmente, estimou-se a capacidade de carga da estaca, segundo Aoki & Velloso (1975) com aprimoramentos, obtendo-se o valor de 1860 kN. Para o valor limite da carga para previsão do recalque máximo, no entanto, se assumiu o limite da carga efetivamente obtido no ensaio de prova de carga da estaca ensaiada, de 1400 kN.

As cargas limites da transferência de carga do fuste para o solo, como a da ponta, utilizadas como limites de plastificação, foram também determinadas segundo os parâmetros fornecidos pelo método de Aoki e Velloso.

A seguir, para a aplicação do método proposto, foi efetuado o processamento pelo MEF unidimensional, a partir do modelo representado na Figura 2, aplicando-se incrementos sucessivos de carga de 200 kN, até atingir a carga total de 1400 kN. Em cada etapa de carregamento, ao se obter reações no solo que ultrapassaram o limite de plastificação imposto, estas foram substituídas pelo valor limite (de plastificação), desativando-se

a rigidez da respectiva mola, reprocessando-se, então, em uma 2ª iteração, obtendo-se as novas reações. Os resultados estão apresentados no Quadro 1, como segue:

Quadro 1. Determinação das reações nos nós e previsão dos recalques "w".

Carga		200 kN		400 kN		600 kN				800 kN				1000 kN	
Nó						1ª Iteração		2ª Iteração		1ª Iteração		2ª Iteração			
	R_{lim} Aoki (kN)	K_{Mola} kN/m	R_M kN	K_{Mola} kN/m	R_M kN	K_{Mola} kN/m	R_M kN	K_{Mola} kN/m	R_M kN	K_{Mola} kN/m	R_M kN	K_{Mola} kN/m	R_M kN	K_{Mola} kN/m	R_M kN
1	**3,3**	1300	1,3	1300	2,6	1300	3,9	- 3,3	3,3	- 3,3	3,3	- 3,3	3,3	- 3,3	3,3
2	**3,3**	1300	1,3	1300	2,6	1300	3,9	- 3,3	3,3	- 3,3	3,3	- 3,3	3,3	- 3,3	3,3
3	**26,6**	10480	9,8	10480	19,6	10480	29,4	- 26,6	26,6	- 26,6	26,6	- 26,6	26,6	- 26,6	26,6
4	**26,6**	10480	9,8	10480	19,6	10480	29,4	- 26,6	26,6	- 26,6	26,6	- 26,6	26,6	- 26,6	26,6
5	**26,6**	10480	9,8	10480	19,6	10480	29,4	- 26,6	26,6	- 26,6	26,6	- 26,6	26,6	- 26,6	26,6
6	**36,5**	14400	12,8	14400	25,6	14400	38,4	- 36,5	36,5	- 36,5	36,5	- 36,5	36,5	- 36,5	36,5
7	**36,5**	14400	12,8	14400	25,6	14400	38,4	- 36,5	36,5	- 36,5	36,5	- 36,5	36,5	- 36,5	36,5
8	**30,0**	17150	14,7	17150	29,4	17150	44,1	- 30,0	30,0	- 30,0	30,0	- 30,0	30,0	- 30,0	30,0
9	**30,0**	17150	14,7	17150	29,4	17150	44,1	- 30,0	30,0	- 30,0	30,0	- 30,0	30,0	- 30,0	30,0
10	**30,0**	17150	14,7	17150	29,4	17150	44,1	- 30,0	30,0	- 30,0	30,0	- 30,0	30,0	- 30,0	30,0
11	**30,0**	17150	14,7	17150	29,4	17150	44,1	- 30,0	30,0	- 30,0	30,0	- 30,0	30,0	- 30,0	30,0
12	**61,5**	17750	14,5	17750	29,0	17750	43,5	17750	56,4	17750	90,6	- 61,5	61,5	- 61,5	61,5
13	**61,5**	17750	14,5	17750	29,0	17750	43,5	17750	56,4	17750	90,6	- 61,5	61,5	- 61,5	61,5
14	**149,5**	43130	37,4	43130	74,8	43130	112,2	43130	128,9	43130	208,4	- 149,5	149,5	- 149,5	149,5
P	**1308,0**	26420	21,4	26420	42,8	26420	64,2	26420	82,5	26420	133,5	26420	251,4	26420	451,4
w (mm)		0,99		1,98		3,72				10,4				18,3	

Carga	1200 kN	1400 kN
R_{Mp}	651,4	851,4
w (mm)	26,1	33,9

O resultado plotado em gráfico está representado na Figura 4, a seguir, sobreposto ao ensaio da prova de carga efetuada para a situação exposta, como apresentada em Barros (2012).

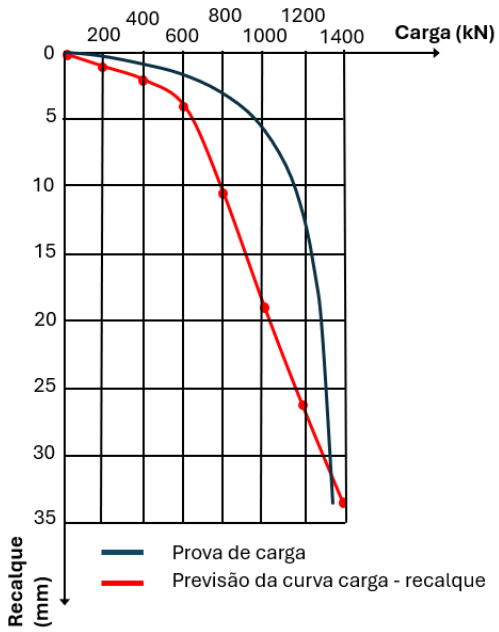


Figura 4. Previsão da curva carga - recalque.

Verifica-se pelos gráficos da Figura 4, que a curva obtida pela aplicação do método proposto é sensivelmente mais abatida que a do ensaio de prova de carga utilizado, apresentando recalques que se tornam mais defasados, à medida que ocorre a plastificação das molas. Pode-se alegar, como justificativa ao resultado, que os parâmetros utilizados relativos à resistência lateral, no método de Aoki e Velloso, de 1975, aprimorado, em se referindo às condições deste ensaio, especificamente, se mostraram conservadores, ou seja, levaram o

solo à plastificação com valores inferiores aos que ocorreram efetivamente. Por outro lado, as formulações de Randolph e Wroth (1978) se mostraram também conservadoras, evoluindo as deformações além das do ensaio no trecho elástico-linear.

CONCLUSÃO

A curva carga-recalque, como retro análise, trata-se de um instrumento eficaz para se detectar distorções nos resultados de provas de carga. O método proposto por este trabalho visa contribuir como mais um instrumento de análise desta questão. Por possibilitar a escolha de métodos tradicionais de previsão de capacidade de carga em estacas, na composição do modelo de processamento para parametrizar os limites de plastificação do solo, permitiu-se, pelo trabalho em questão, não somente a análise da curva carga-recalque do ensaio, mas também, das características de desempenho do método escolhido para o modelo, no caso, o método de Aoki e Velloso, de 1975, aprimorado.

Como resultado da aplicação do método proposto, em retro análise à curva carga-recalque da prova de carga utilizada, como referência, obteve-se a semelhança entre as curvas, validando a proposta. No entanto, deve-se observar, que os parâmetros do solo foram obtidos a partir do N_{SPT}, que leva, por si só, a distorções, dificultando o balizamento do método, em função dos resultados. Também, deve-se considerar que os resultados de ensaios de prova de carga não refletem exatamente o trabalho da estaca-solo, como decorrência de vários fatores, relativamente a características específicas do próprio solo, como também, por questões da execução da estaca, ou da própria prova de carga. Verificou-se, por outro lado, um conservadorismo, relativamente aos parâmetros de plastificação relativos ao atrito lateral do solo com o fuste, sugeridos por Aoki e Velloso.

Propõe-se, como prosseguimento às pesquisas, a aplicação de outros métodos de previsão de capacidade de carga na parametrização dos limites de plastificação do solo, ou de outras referências, possibilitando maior amplitude de análise, quanto aos resultados fornecidos pelo método proposto.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações.* Rio de Janeiro.

Aoki, N., Velloso, D. A. (1975) *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. In: Proc., 5th Pan-American Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Buenos Aires: International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. p. 367-376.

Barros, N. B. F. (2012) *Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 252 p.

Castelli, F., Motta E. (2003) *Settlement Prevision of Piles under Vertical Load*. In: Geotechnical Engineering. n. 156.

Dinis, H. (2024) *Interação solo-estrutura: Uma abordagem metodológica ao projeto de fundações*. Blücher, São Paulo.

Dinis, H. (2025) *Estacas Isoladas: Proposta de Método para Previsão de Recalques Axiais*. In: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas – XVI CBPE. Rio de Janeiro. Anais...

Randolph, M. F., Wroth, C.P. (1978) *Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles*. In: Journal of Geotechnical Engineering Division, v. 104.

Teixeira, A. H.; Godoy, N. S. (1996) *Análise, projeto e execução de fundações rasas*. In: Hachich, W. et al. (ed.). Fundações: teoria e prática. Pini, São Paulo.

Van Der Veen, C. (1953) *The bearing Capacity of a pile.* In III International Conference on Soil Mech. And Found Engineering, Zurich, v.2, p. 125-151.

Winkler, E. (1867) *Die lehre von der elastizität und festigkeit.* Dominicus, Praga.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/91

Prova de carga estática em estacas: Análise comparativa da capacidade de carga última por métodos teóricos/semiempíricos e métodos de extrapolação

Erland González Leaño
Doutor em Geotecnia, GEOCOBA, Rio de Janeiro, Brasil, gonzalez.erland@gmail.com

Rodman Raúl Córdova Rodriguez
Doutor em Geotecnia, GEOCOBA, Rio de Janeiro, Brasil, eng.raulcordova@gmail.com

Jaime Rodrigo Tamayo Aguilar
Doutorando em Geotecnia, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, jrodrigo.tamayo@gmail.com

RESUMO: A determinação da capacidade de carga última de estacas constitui etapa fundamental no dimensionamento de fundações profundas, sendo comum a utilização de diferentes abordagens para sua estimativa. O presente trabalho teve como objetivo realizar uma análise comparativa da capacidade de carga última de quatro estacas tipo hélice contínua, confrontando os resultados obtidos por meio do método teórico e semiempíricos consagrados na prática geotécnica e prova de carga extrapolando a carga de ruptura mediante os métodos de extrapolação da curva carga–recalque. Foi utilizado o método teórico desenvolvido por Terzaghi (1943) e para as metodologias semiempíricas foram aplicados os métodos propostos por Aoki-Velloso (1975) bem como de Décourt-Quaresma (1978). Já para os métodos de extrapolação foram empregadas as metodologias propostas por Van Der Veen (1953), Chin-Kondner (1970), Décourt (1996) e pela ABNT NBR 6122:2022. Os resultados indicaram variações significativas entre as metodologias avaliadas, evidenciando que os métodos de extrapolação apresentaram melhor aproximação em relação ao valor experimental, enquanto alguns métodos semiempíricos demonstraram maior sensibilidade às características do perfil de solo.

PALAVRAS-CHAVE: Prova de carga estática, Estacas escavadas tipo hélice contínua, Curva carga–recalque, Métodos de extrapolação.

ABSTRACT: The determination of the ultimate bearing capacity of piles is a fundamental step in the design of deep foundations, and different approaches are commonly used for its estimation. The present study aims to perform a comparative analysis of the ultimate bearing capacity of four continuous flight auger (CFA) piles, confronting the results obtained from theoretical and well-established semi-empirical methods in geotechnical practice with those derived from static load tests, in which the failure load was determined through load–settlement curve extrapolation methods. The theoretical evaluation was carried out using the method proposed by Karl Terzaghi (1943). The semi-empirical assessment was performed using the methods developed by Aoki and Velloso (1975), as well as by Décourt-Quaresma (1978). For the extrapolation of the ultimate load from the load–settlement curves, the methods proposed by Van der Veen (1953), Chin–Kondner (1970), Décourt (1996), and the criterion established by the Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6122:2022 were adopted. The results indicated significant variations among the evaluated methodologies, showing that the extrapolation methods provided a better approximation to the experimental values, while some semi-empirical methods demonstrated greater sensitivity to the characteristics of the soil profile.

KEYWORDS: Static load test, Continuous flight auger (CFA) piles, Load–settlement curve, Extrapolation methods.

1 INTRODUÇÃO

A determinação da capacidade de carga de fundações profundas constitui uma das etapas mais relevantes no dimensionamento geotécnico, influenciando diretamente a segurança e a economia das obras. Entre os diferentes tipos de fundações profundas, as estacas hélice contínua têm sido amplamente empregadas em virtude da elevada produtividade executiva, redução de vibrações e bom desempenho estrutural (Danziger, 2021).

O cálculo da capacidade de carga última dessas estacas pode ser realizado por meio de distintas metodologias, destacando-se: (i) método teórico, (ii) métodos semiempíricos e (iii) métodos de extrapolação para provas de carga estática, caso a prova de carga não tenha atingido a ruptura.

2 OBJETIVO

O objetivo principal deste trabalho foi comparar os resultados da previsão da capacidade de carga última de quatro estacas, estimados por diferentes abordagens de cálculo. Para a avaliação teórica, foi empregado o método clássico proposto por Terzaghi (1943).

No âmbito dos métodos semiempíricos, foram utilizadas as formulações propostas por Aoki-Velloso (1975), bem como por Décourt e Quaresma (1978). Para a determinação da carga última a partir das curvas carga–recalque das provas de carga, foram adotados os métodos de extrapolação propostos por Van der Veen (1953), Chin–Kondner (1970), Décourt (1996), além do critério estabelecido pela Associação Brasileira de Normas Técnicas por meio da ABNT NBR 6122 (2022).

3 MÉTODOS ANÁLITICOS PARA DETERMINAR A CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga ou resistência total (R_T), apresentada na equação (1), de uma estaca é constituída por duas parcelas: a resistência de ponta ou resistência de base (R_P), mobilizada na extremidade inferior da estaca em contato com o solo de apoio, e a resistência lateral ou resistência por atrito ao longo do fuste (R_L), desenvolvida ao longo da interface solo–estaca.

$$R_T = R_P + R_L \tag{1}$$

3.1 Método teórico proposto por Terzaghi (1943)

Para este trabalho a estimativa da capacidade de carga ou resistência total (R_T) foi abordado o método clássico proposto por Terzaghi (1943), fundamentado nos princípios da Teoria da Plasticidade.

A determinação da resistência de ponta (R_P), é estabelecida em função da resistência ao cisalhamento do solo (na condição drenada ou não drenada dependendo do caso) na região de apoio da estaca considerando os parâmetros de resistência do solo e o mecanismo de ruptura generalizada, mostrado na equação (2), onde c' a coesão, σ'_v a tensão vertical efetiva na profundidade da base da estaca, N_c e N_q os fatores de capacidade de carga (função do angulo de atrito φ'), S_c e S_q os fatores de forma e A_p a área da base da estaca.

A resistência lateral (R_L) é estimada a partir da mobilização das tensões de cisalhamento ao longo do fuste (interface solo–estaca), sendo o cálculo realizado de maneira análoga ao problema de deslizamento de um elemento rígido em contato com o maciço de solo. Nesse caso, a resistência depende das tensões efetivas atuantes ao longo do fuste e dos parâmetros de resistência do solo (drenada ou não drenada dependendo do caso), podendo ser calculada com a equação (2) para condição não drenada e com a equação (3) para condição drenada, onde α o coeficiente de adesão, S_u a resistência ao cisalhamento não drenada, K o coeficiente de empuxo horizontal, δ o ângulo de atrito (interface solo-estaca), $\delta = \varphi'$ para estacas rugosas, φ' o ângulo de atrito efetivo do solo e A_L a área perimetral da estaca.

$$R_P = \left(c'\, N_c\, S_c + \sigma'_v\, N_q\, S_q\right) \cdot A_P \tag{2}$$

$$R_L = \left(\alpha \cdot S_u\right) \cdot A_L \tag{3}$$

$$R_L = \left(K \cdot \tan(\delta) \cdot \sigma'_v\right) \cdot A_L \tag{4}$$

3.2 Método semiempírico proposto por Aoki - Velloso (1975)

Para o método semiempírico proposto Aoki Velloso (1975), a resistência de ponta (R_P) (equação 5) e a resistência lateral (R_L) (equação 6) foram correlacionadas mediante o ensaio de penetração estática CPT e adaptadas para o índice de resistência a penetração (N_{SPT}), onde K e α são coeficientes que dependem do tipo de solo, N_P o número de golpes medido na profundidade da base da estaca, N_L o número de golpes medido na camada de solo na região lateral da estaca, F_1 e F_2 os fatores de correção que dependem do tipo de estaca, A_p a área da base da estaca e A_L a área perimetral da estaca.

$$R_P = (K \cdot N_P \,/\, F_1) \cdot A_P \quad (5)$$

$$R_L = (\alpha \cdot K \cdot N_L \,/\, F_2) \cdot A_L \quad (6)$$

3.3 Método semiempírico proposto por Decourt-Quaresma (1978)

Para o método semiempírico proposto por Decourt-Quaresma (1978), a resistência de ponta (R_P) (equação 7) e a resistência lateral (R_L) (equação 8) foram correlacionadas com o índice de resistência a penetração (N_{SPT}), onde C o coeficiente que depende do tipo de solo, N_P o valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca obtido a partir de três valores correspondente ao nível da ponta, o anterior e posterior imediatos, N_L o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste, A_p a área da base da estaca e A_L a área perimetral da estaca.

$$R_P = (C \cdot N_P) \cdot A_P \quad (7)$$

$$R_L = 10 \cdot (N_L/3 + 1) \cdot A_L \quad (8)$$

4 MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO PARA DETERMINAR A CAPACIDADE DE CARGA

Quando uma prova de carga não mostra uma ruptura nítida, pode-se recorrer à utilização de métodos de extrapolação da curva carga–recalque para a estimativa da capacidade de carga última da estaca. A literatura técnica apresenta diversas metodologias propostas por diferentes autores. No presente trabalho, foram aplicados os métodos propostos por Van Der Veen (1953), Chin–Kondner (1970), Décourt (1996), além do critério estabelecido pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) por meio da ABNT NBR 6122:2022.

4.1 Método proposto por Van Der Veen (1953)

De acordo com o método proposto por Van Der Veen (1953), apresenta uma função exponencial é associada à curva carga – recalque conforme a equação (9), onde P a carga aplicada, R_{ult} a carga de ruptura, α o coeficiente angular da reta e ρ o recalque medido.

$$P = R_{ult} \cdot (1 - e^{-\alpha\rho}) \quad (9)$$

4.2 Método proposto por Chin-Kondner (1970)

O método proposto por Chin-Kondner (1970) consiste em plotar uma curva. No eixo horizontal são marcados os valores de recalque obtidos na prova de carga estática e no eixo vertical, os valores de recalque divididos pela carga correspondente. A carga última, é obtida a partir da inversa da inclinação da reta definida mostrada na equação (10), onde R_{ult} a carga de ruptura e C_1 a inclinação da reta.

$$R_{ult} = 1/C_1 \quad (10)$$

4.3 Método proposto por Décourt (1996)

O método proposto por Décourt (1996) trata-se de plotar uma curva, onde marca-se no eixo vertical a carga dividida pelo recalque lido na prova de carga estática e no eixo horizontal o correspondente valor da carga do estágio. Em seguida, executa-se a regressão linear considerando os últimos pontos medidos, para determinação da carga de ruptura por meio de extrapolação com base na reta assim determinada. Finalmente, a carga de ruptura é o valor obtido no eixo horizontal (carga) quando o quociente carga/recalque tende a zero.

4.4 Método proposto pela ABNT NBR 6122 (2022)

A ABNT NBR 6122 (2022) permite um método de extrapolação da curva carga x recalque para avaliação da carga de ruptura em duas circunstâncias. A primeira quando a carga de ruptura da estaca é superior à carga máxima que se pretende aplicar, e a segunda circunstância quando a aplicação dos carregamentos produz recalques elevados, mas sem que uma ruptura nítida seja notada. Este método baseia-se nos conceitos do método proposto de Davisson (1972), no qual se considera uma parcela referente ao deslocamento plástico inicial. Essa metodologia é dada pela equação (11) onde ρ recalque correspondente à carga aplicada, D o diâmetro da estaca, P carga aplicada, L comprimento da estaca, E o módulo de elasticidade da estaca e A a área da seção transversal da estaca.

$$\rho = D / 30 + P \cdot L / (E \cdot A) \tag{11}$$

5 ESTUDO DE CASO

O projeto está localizado em Suape – Pernambuco, o qual consiste em várias fundações do tipo radier estaqueada (estacas de 1m de diâmetro e 15m de comprimento) para a implantação de tanques de 30m de diâmetro aproximadamente. Os pontos azuis na Figura 1 apresentam os 29 furos de sondagem a percussão realizados e, com base nos resultados da campanha de investigação, indicam que o substrato é formado por sedimentos recentes do período Quaternário, com alternâncias de energia de deposição e sedimentação Leaño (2023). Observou-se a existência de sedimentos de origem fluvio-lagunar (intercalações estratigráficas constituídas de areias finas, siltes e argilas moles) e de sedimentos marinhos (camadas espessas de areia), sendo o nível do lençol freático raso, situado em uma profundidade média entre 2,5 a 3,5 m.

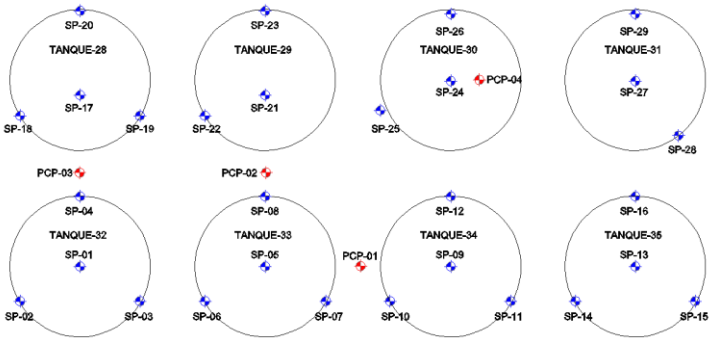
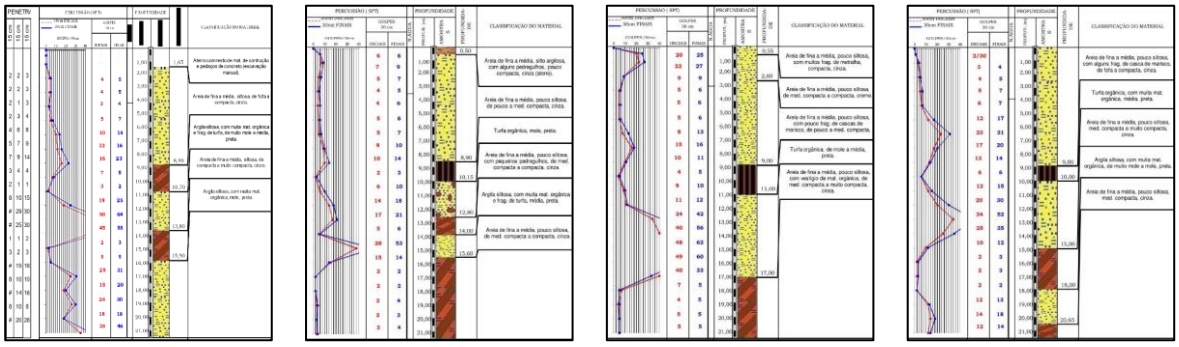


Figura 1. – Localização dos furos de sondagem (azul) e das provas de carga estática (vermelho).
Fonte: Leaño (2023).

Como parte do projeto executivo, foram realizadas quatro provas de carga em quatro estacas de concreto construídas com a metodologia de substituição por meio da hélice continua, denominadas PCP-01, PCP-02, PCP-03 e PCP-04 (pontos vermelhos da Figura 1).

Para fins comparativos, foi estimada a capacidade de carga última de cada estaca por meio dos métodos descritos na Seção 3 deste trabalho para os boletins de sondagem SP-10, SP-08, SP-04 e SP-24, apresentadas na Figura 2, as quais estão localizados nas proximidades das estacas submetidas às provas de carga PCP-03, PCP-02, PCP-01 e PCP-04, respectivamente.



a) SP-10 b) SP-08 c) SP-04 d) SP-24

Figura 2. – Boletins de sondagem a) SP-10, b) SP-08, c) SP-04 e d) SP-24.
Fonte: Leaño (2023).

5.1 Capacidade de carga obtida mediante o método teórico e métodos semiempíricos

A capacidade de carga última de cada estaca foi estimada com base nos furos de sondagem SP-10, SP-08, SP-04 e SP-24 (Figura 2), mediante a aplicação do método teórico e dos métodos semiempíricos descritos na Seção 3 deste trabalho. Os resultados obtidos encontram-se resumidos na Tabela 1.

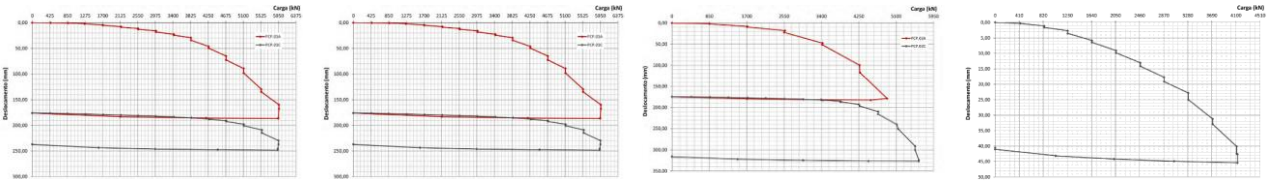
Tabela 1. Capacidade de carga última obtida analiticamente.

Método	Estaca			
	SP-10 (kN)	SP-08 (kN)	SP-04 (kN)	SP-24 (kN)
Teórico – Terzaghi (1943)	10106	6698	17903	2815
Semiempírico – Aoki–Velloso (1975)	8787	4789	13325	3036
Semiempírico – Decourt–Quaresma (1978)	6021	3770	8493	3466

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

5.2 Capacidade de carga obtida mediante os métodos de extrapolação (González Leaño, 2023)

Foram realizadas quatro provas de carga estática, correspondentes às estacas PCP-01, PCP-02, PCP-03 e PCP-04, com o objetivo de avaliar o comportamento carga–recalque e determinar a capacidade de carga a ruptura. A Figura 3 apresenta as curvas carga x recalque obtidos nas provas de carga já mencionadas.



a) PCP-01 b) PCP-02 c) PCP-03 d) PCP-04

Figura 3. – Curva carga – recalque da estaca a) PCP-01, b) PCP-02, c) PCP-03 e d) PCP-04.

Mediante a aplicação dos métodos de extrapolação descritos na Seção 4, foram determinados os valores da carga de ruptura, correspondentes à capacidade de carga a ruptura das estacas. Os resultados obtidos encontram-se resumidos na Tabela 2.

Tabela 2. Carga de ruptura obtida mediante métodos de extrapolação (González Leaño, 2023).

Método de extrapolação	Estaca			
	PCP-01 (kN)	PCP-02 (kN)	PCP-03 (kN)	PCP-04 (kN)
ABNT NBR-6122 (2022)	3900	3000	3650	3850
Van Der Veen (1953)	5600	4500	5000	4400
Chin-Kondner (1970)	5652	4747	5130	4423
Decourt (1996)	6148	5054	6082	5838

5.3 Consolidação dos valores das cargas obtidas para cada estaca

Com a finalidade de comparar os resultados obtidos por meio do método teórico, dos métodos semiempíricos e dos métodos de extrapolação, explicados resumidamente na Seção 4, adotou-se uma padronização na nomenclatura das estacas. Assim, a designação P-01 refere-se tanto à estaca ensaiada PCP-01 quanto à estimativa realizada com base na sondagem SP-10. De forma análoga, P-02 corresponde à estaca PCP-02 e à estimativa associada à sondagem SP-08. P-03 refere-se à estaca PCP-03 e à sondagem SP-04. Por fim, P-04 corresponde à estaca ensaiada PCP-04 e à estimativa baseada na sondagem SP-24. Na figura 4, está apresentado o diagrama de barras onde mostra a comparativa das capacidades de carga última obtidas.

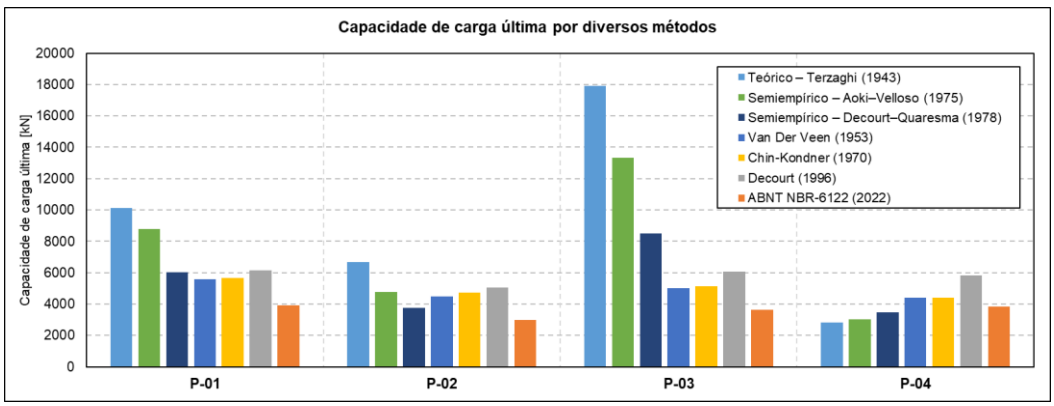


Figura 4. – Capacidade de carga última obtida por diversos métodos para cada estaca.
Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

6 DISCUSSÃO

Para a estaca PCP-01 observa-se que o método teórico de Terzaghi (1943) apresenta a maior estimativa de capacidade de carga última entre os métodos avaliados, indicando uma tendência à superestimação quando comparado aos demais resultados. Entre os métodos semiempíricos, o método de Aoki-Velloso (1975) também apresenta valor relativamente elevado, porém inferiores ao método teórico, enquanto o método de Decourt-Quaresma (1978) fornece uma estimativa mais conservadora.

Já os métodos de extrapolação apresentam resultados intermediários, com os métodos de Van Der Veen (1953) e da Chin–Kondner (1970) fornecendo valores relativamente próximos entre si. O método da ABNT NBR 6122 (2022) apresenta uma estimativa ligeiramente inferior, enquanto o método de Décourt (1996) resulta em valores moderadamente superiores dentro do grupo de extrapolação. De forma geral, observa-se uma dispersão moderada entre os métodos, evidenciando a influência do critério adotado na estimativa da carga última.

Para a estaca PCP-02, verifica-se uma redução geral nos valores estimados de capacidade de carga quando comparados à estaca anterior, refletindo possivelmente diferenças nas condições geotécnicas locais. O método teórico de Terzaghi (1943) novamente apresenta uma das maiores estimativas, enquanto os métodos semiempíricos apresentam resultados mais distribuídos.

O método de Aoki-Velloso (1975) fornece o valor intermediário, enquanto o método de Decourt-Quaresma (1978) apresenta estimativa ligeiramente inferior. Entre os métodos de extrapolação, observa-se que os valores obtidos por Van der Veen (1953) e Chin–Kondner (1970) são relativamente próximos, ao passo que o método de pela ABNT NBR 6122 (2022) fornece valor mais conservador. O método de Décourt (1996) apresenta resultados um pouco superiores aos demais métodos de extrapolação. De forma geral, observa-se uma dispersão moderada entre os métodos, porém inferior à observada em outras estacas.

A estaca PCP-03 apresenta os maiores valores de capacidade de carga entre todas as estacas analisadas, o que pode estar associado a condições geotécnicas mais favoráveis no local da sondagem correspondente. O método teórico de Terzaghi (1943) apresenta novamente a maior estimativa de capacidade de carga, seguido pelo método semiempírico de Aoki-Velloso (1975), que também indica valor significativamente elevado. Por

outro lado, o método de Decourt-Quaresma (1978) fornece valores consideravelmente inferiores aos métodos anteriores.

No grupo dos métodos de extrapolação, observa-se uma maior variabilidade, com o método de Décourt (1996) apresentando valores relativamente elevados dentro desse grupo, enquanto o método de ABNT NBR 6122 (2022) apresenta estimativa mais conservadora. Os critérios da Van der Veen (1953) e de Chin–Kondner (1970) apresentam resultados intermediários. A dispersão entre os métodos é mais pronunciada nesta estaca, evidenciando maior sensibilidade às condições do perfil de solo.

Para a estaca PCP-04 observam-se os menores valores de capacidade de carga entre todas as estacas avaliadas. Diferentemente dos casos anteriores, a diferença entre os métodos é relativamente menor, indicando menor dispersão nos resultados estimados. O método teórico de Terzaghi (1943) e o método semiempírico de Aoki-Velloso (1975) apresentam valores próximos entre si, enquanto o método de Décourt e Quaresma (1978) fornece estimativas ligeiramente superiores.

Entre os métodos de extrapolação, os valores obtidos por Van der Veen (1953), Chin–Kondner (1970) e ABNT NBR 6122 (2022) apresentam pequena variação entre si. O método de Décourt (1996) apresenta o maior valor dentro do grupo de extrapolação. De modo geral, observa-se uma tendência de convergência entre os métodos para esta estaca, sugerindo menor influência das diferenças metodológicas na estimativa da capacidade de carga.

Efetuando uma avaliação exclusiva dos resultados de capacidade de carga última obtidos pelo método teórico de Terzaghi (1943) nas quatro estacas, e comparando-os com os resultados obtidos pelas demais metodologias (semiempíricas e de extrapolação) aplicadas neste trabalho, verificou-se que o método teórico tendeu a superestimar a capacidade de carga nas três primeiras estacas (PCP-01, PCP-02 e PCP-03), apresentando, contudo, maior convergência na estaca PCP-04. A partir de uma análise rigorosa desses resultados, as observações acerca das possíveis razões geotécnicas pelas quais o modelo teórico apresentou tal comportamento são apresentadas nos parágrafos seguintes.

No tocante à parcela de resistência de ponta (R_P) em camadas granulares, a determinação do ângulo de atrito interno (φ') a partir de uma dupla correlação empírica, estimando primeiramente a densidade relativa (D_R) em função do índice N_{SPT} para, em seguida, correlacioná-la ao ângulo de atrito, introduz incertezas acumuladas inerentes às abordagens da literatura internacional. Essas formulações sequenciais muitas vezes não refletem perfeitamente a gênese e a mineralogia do depósito de solo local. Uma vez estimado o valor do ângulo de atrito (φ') por meio desse encadeamento, sua aplicação nos fatores de capacidade de carga (N_c e N_q) impõe uma sensibilidade crítica ao modelo matemático: as equações desses fatores apresentam crescimento exponencial em função do ângulo de atrito. Consequentemente, pequenas superestimativas ou distorções na sensibilidade das correlações intermediárias da densidade relativa e do subsequente ângulo de atrito (φ') geram valores de N_q desproporcionalmente elevados.

No caso específico da estaca PCP-03, a qual atingiu a maior capacidade de carga , infere-se que a ponta tenha engastado em uma camada arenosa de elevada compacidade (alta densidade relativa). A aplicação direta do fator N_q para esse horizonte superestimou a resistência de ponta real ao desconsiderar os efeitos de compressibilidade e o esmagamento dos grãos do solo sob os elevados níveis de tensão atuantes na base da estaca. Por outro lado, o caso particular da estaca PCP-04 demonstrou que, quanto menor a qualidade mecânica do perfil de solo, menor tende a ser a influência do critério metodológico adotado. Em horizontes de baixa resistência, os limites matemáticos das teorias de ruptura (Terzaghi, 1943), as médias estatísticas dos ensaios de campo (Aoki-Velloso, 1975 e Décourt-Quaresma, 1978) e o comportamento hiperbólico ou exponencial das curvas carga–recalque reais (extrapolações) tendem naturalmente a convergir para um mesmo patamar físico de esgotamento da capacidade de carga do sistema solo-estaca.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O método teórico proposto por Terzaghi (1943) fornece uma estimativa baseada nos parâmetros de resistência do solo e nos princípios da mecânica dos solos, enquanto os métodos semiempíricos de Aoki-Velloso (1975), bem como de Decourt-Quaresma (1978), incorporam correlações baseadas em dados de campo, como os resultados de sondagens. Por sua vez, os métodos de extrapolação propostos por Van der Veen (1953), Chin–Kondner (1970) e Décourt (1993), além do critério recomendado pela ABNT NBR 6122 (2022), permitiram estimar a carga de ruptura a partir da interpretação das curvas carga–recalque.

A análise comparativa realizada permitiu avaliar o desempenho de diferentes metodologias empregadas na estimativa da capacidade de carga última de estacas, confrontando resultados obtidos pelo método teórico, métodos semiempíricos e por métodos de extrapolação da curva carga–recalque provenientes das provas de carga estática. De modo geral, verificou-se que os valores estimados apresentaram variações entre si, refletindo as hipóteses e simplificações inerentes a cada abordagem de cálculo.

Finalmente, conclui-se que a utilização conjunta de diferentes metodologias, associada à interpretação criteriosa dos resultados de provas de carga, constitui uma abordagem mais confiável para a avaliação da capacidade resistente de estacas, contribuindo para maior segurança e racionalidade no dimensionamento de fundações profundas.

AGRADECIMENTOS

Os autores desejam agradecer às empresas envolvidas no projeto Vibra Energia S/A, PMMR Consultoria e Projetos, e Geoprova Engenharia pelo suporte e a informação fornecida para a realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, Brasil.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903: Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro, Brasil.

Cintra, J. C. A.; Aoki, N. (2010). Fundações por estacas**:** projeto geotécnico. São Paulo. Oficina de Textos, 2010.

Chin, F. K., Kondner, R. L (1970) Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Singapore, 1970. p. 81-90. (Nota: Embora a menção cite frequentemente 1970/1971, a conferência seminal ocorreu em 1970, com publicações citadas com ambas as datas).

Danziger, B. R.; Lopes, F. R. (2021) Fundações em Estacas. 1ª Ed. Rio de Janeiro: LTC, Brasil.

Décourt, L. (1996) "A ruptura de fundações avaliada com base no conceito da rigidez". Vol. 1. São Paulo: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE III, Anais ABEF e ABMS.

Leaño, E. G. (2023); Análise numérica e experimental do comportamento das fundações de tanques de armazenamento de combustível. Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Rio de Janeiro, Brasil.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. New York: Jonh Wiley and Sons.

Van Der Veen, C. (1953) Bearing capacity of a pile. International conference soil mechanics foundation engineering, Zurich.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/92

Reavaliação do Método de Decourt-Quaresma para os Solos de Curitiba-PR

Luiz Henrique Felipe Olavo
Engenheiro Civil, ENSOLO Engenharia de Solos e Fundações Ltda, Pinhais, Brasil, luiz@ensolo.com.br

RESUMO: O método de Decourt-Quaresma foi o método semiempírico que apresentou os melhores resultados conforme Vianna (2000) para previsão da capacidade de carga em estacas pré-moldadas na cidade de Curitiba, PR, porém uma análise de confiabilidade com base nos valores médios de coeficiente de variação para as solicitações propostos por Zhang e Tang (2002) levou a uma probabilidade de falha referente à incerteza de modelo de 1/45 quando se projeta com base em um fator de segurança igual a 2. Com o objetivo de melhorar a acurácia do método, o mesmo foi calibrado com base em ensaios de carregamento dinâmico, onde se percebeu a necessidade de se multiplicar o atrito lateral em solos aluvionares por 0,744, por 1,966 em solo residual de migmatito e por 1,612 na formação Guabirotuba. O fator de proporção entre o N_{SPT} e a tensão de ruptura da ponta obtido foi de 131,26kN/m² para o solo residual de migmatito e 154,91kN/m² para a formação Guabirotuba. O método calibrado desta forma foi comparado com as provas de carga apresentadas por Vianna (2000) e obteve-se que o mesmo ficou em média coincidente com as provas de carga estática e com coeficiente de variação de 4,98%, levando a uma probabilidade de falha referente à incerteza de modelo de $1/10^9$, com as mesmas premissas utilizadas para o método original, indicando a validade da calibração.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas Pré-Moldadas, Método de Decourt-Quaresma, Calibração de Método Semiempírico.

ABSTRACT: The Decourt-Quaresma method was the semi-empirical method that presented the best results, according to Vianna (2000), for predicting the load capacity of precast piles in the city of Curitiba, PR. However, a reliability analysis based on the average values for the loads coefficient of variation proposed by Zhang and Tang (2002) resulted in a probability of failure regarding the model uncertainty of 1/45 when designing based on a safety factor equal to 2. In order to improve the accuracy of the method, it was calibrated based on dynamic load tests, where it was observed that it was necessary to multiply the lateral friction in alluvial soils by 0.744, by 1.966 in residual migmatite soil and by 1.612 for the Guabirotuba formation. The proportion factor between the N_{SPT} and the tip rupture stress obtained was 131.26 kN/m² for the migmatite residual soil and 154.91 kN/m² for the Guabirotuba formation. The method calibrated in this way was compared with the load tests presented by Vianna (2000) and it was found that it coincided on average with the static load tests and with a coefficient of variation of 4.98%, leading to a probability of failure regarding the model uncertainty of $1/10^9$, with the same assumptions used for the original method, indicating the validity of the calibration

KEYWORDS: Precast Piles, Decourt-Quaresma Method, Semi-Empirical Method Calibration.

1 INTRODUÇÃO

Vianna (2000) analisou 3 métodos semiempíricos em comparação com 34 provas de carga estática realizadas em Curitiba, PR, em estacas pré-moldadas. A conclusão da autora foi a de que o método que apresentou o melhor desempenho foi o método de Decourt-Quaresma, o qual ficou 15% a favor da segurança, porém com coeficiente de variação de 28%.

Por outro lado, após a norma de fundações de 2010 (ABNT, 2010) foram feitas diversas provas de carga e ensaios de carregamento dinâmico em estacas pré-moldadas na região, cujos resultados permitem uma melhor calibração do método de cálculo, incluindo a calibração por unidade geotécnica, o que não era o objetivo do trabalho de Vianna (2000).

A região de Curitiba apresenta três unidades geotécnicas principais, as quais são: Solos de origem aluvionar, a formação Guabirotuba e solos residuais de migmatito. As três unidades possuem características muito diferentes e é possível notar nos ensaios de carregamento dinâmico, comportamentos bastante distintos entre elas em relação à capacidade de carga, o que explica a variabilidade encontrada pelo método semiempírico.

As obras estudadas para esta reavaliação encontram-se listadas na Tabela 1 e os ensaios de carregamento dinâmico estão listados na Tabela 2, onde C.Al. indica o comprimento da estaca em aluvião, N.Al., o valor médio do N_{SPT} no solo de aluvião, At.Al. o atrito lateral médio no solo de aluvião, C.Gu. o comprimento da estaca em solo da formação Guabirotuba, N.Gu., o valor médio do N_{SPT} na formação Guabirotuba, At.Gu. o valor da tensão de atrito lateral média no solo da formação Guabirotuba, C.Re. o comprimento da estaca em solo residual, N.Re. o valor médio do N_{SPT} no solo residual, At.Re. a tensão média de atrito lateral no solo residual, N.Pt o valor do N_{SPT} para a ponta da estaca, conforme o método de Decourt-Quaresma (na cota da ponta, um metro acima e um metro abaixo), R.Pt. a tensão resistente do solo sob a ponta da estaca.

Tabela 1. Relação de obras

Obra	Endereço
1	Rua Saint Hilaire esq. R. Petit Carneiro, Água Verde, Curitiba
2	Rua Marques do Paraná, 601, Água Verde, Curitiba
3	Rua Guaratuba, 355, Ahú, Curitiba
4	Rua África, 50, Jardim Boa Esperança, Pinhais
5	Rua Ari José Vale, 980, Santa Felicidade, Curitiba
6	Av. Mal. Floriano Peixoto, Boqueirão, Curitiba
7	Av. Iguaçu, 880, Rebouças, Curitiba
8	Rua Nova Esperança, 808, Emiliano Perneta, Pinhais
9	Av. Mateus Leme, 2288, São Lourenço, Curitiba
10	Av. Comendador Franco, esq. Com Linha Verde, Prado Velho, Curitiba
11	Rua do Herval, 611, Cristo Rei, Curitiba
12	Rua das Guianas, 123, esq. Com R. Haiti, Alto Tarumã, Pinhais
13	Av. Manoel Ribas, 5729, Santa Felicidade, Curitiba
14	Av. Pref. Maurício Fruet 2150, Cajuru, Curitiba
15	Rua Lourenço Pinto, 240, Centro, Curitiba
16	Rua Luziano Cordeiro, 1655, Parque da Fonte, São José dos Pinhas
17	Rua Izabel a Redentora, 2356, Centro, São José dos Pinhais
18	Av. Cel. Francisco H. Dos Santos,1871, Jardim das Américas, Curitiba
19	Rua Sete de Setembro, Estância Pinhais, Pinhais
20	Rua Rodolpho Hatschbach, 1581, CIC, Curitiba
21	Av. Rocha Pombo, São José dos Pinhais
22	Rua João Chede, 1955, CIC, Curitiba
23	Rua Monsenhor Ivo Zanlorenzi, 2460, Ecoville, Curitiba
24	Rua Paulo Turkievicz, s/n, Tarumã, Curitiba
25	Av. Victor Ferreira do Amaral, Tarumã, Curitiba
26	Rua Sen. Accioly Filho, CIC, Curitiba
27	Rua Fernando Amaro, 169, Alto da XV, Curitiba
28	Rua Guaratuba esq. com Rua Benjamin Zilli, Ahú, Curitiba
29	Rua Américo Firmino de Toledo, 210, Curitiba
30	Travessa Polysu, Juvevê, Curitiba
31	Rua Adriano Lungarini esquina com Rua Sílvio Manfron, Curitiba
32	Rua Francisco Nunes, 1441, Prado Velho, Curitiba
33	Rodovia BR 116 km 012+700, Colombo
34	Estrada Campo Largo da Roseira, km 4, São José dos Pinhais
35	Aeroporto Afonso Pena, São José dos Pinhais
36	Rua Cassiano Ricardo, Pinhais
37	Rodovia BR 376, km 619+600

Tabela 1 (continuação). Relação de obras.

Obra	Endereço
38	Rua Francisco Nunes, 715, Curitiba
39	Rodovia BR 277, km 76, São José dos Pinhais
40	Av. Humberto de Alencar Castelo Branco, 1575, Jardim Amélia, Pinhais
41	Rua Apucarana, 1218, Pinhais

Tabela 2. Ensaios de Carregamento Dinâmico

Obra	Estaca	Seção	C.Al (m)	N.Al (gp/30)	At.Al (kPa)	C.Gu (m)	N.Gu (gp/30)	At.Gu (kPa)	C.Re (m)	N.Re (gp/30)	At.Re (kPa)	N.Pt (gp/30)	R.Pt (MPa)
1	E183	40x40	3,10	2,67	51,0	5,42	20,2	149,6				31,7	9,18
2	P9A	25x25	7,80	2,25	32,4	6,20	26,2	69,4				49,0	12,31
2	P33B	40x40	8,50	2,88	62,7	5,30	18,6	65,0				26,0	2,94
2	P39A	35x35	8,70	2,67	12,2	6,20	32,2	185,8				46,0	0,04
3	P8B	30x30				5,00	11,0	70,6	3,00	13,8	219,7	43,6	3,20
3	P14B	30x30				5,20	9,0	80,0	3,70	31,8	236,0	34,7	4,26
3	P24B	35x35				5,20	9,0	43,7	4,10	31,8	137,2	34,7	3,81
4	P4	18x18	5,90	5,60	30,3	4,90	19,2	168,9				22,0	10,74
4	P7	14x14	5,90	5,60	88,3	2,80	18,0	109,2				20,0	25,00
5	P23	20x20							11,00	19,0	129,0	59,3	4,89
6	P17	30x30	10,60	5,10	25,6				5,50	15,0	123,4	27,0	16,05
6	P23	25x25	10,60	5,10	1,9				6,50	15,9	253,1	30,0	0,24
7	P21A	35x35	1,45	2,00	3,2	9,25	13,7	120,7				26,0	5,32
7	P21B	35x35	1,45	2,00	0,0	9,25	13,7	118,9				26,0	0,31
7	P22A	35x35	0,45	3,00	13,8	9,80	16,8	160,9				28,7	0,14
7	P22B	35x35	0,45	3,00	7,4	9,70	16,8	103,5				28,7	0,18
8	P10	18x18	2,15	10,00	0,0				9,85	8,3	26,1	48,4	0,20
9	P21B	20x20	5,30	2,87	15,7				8,10	9,6	87,8	23,3	3,92
9	P30A	18x18	5,30	2,87	15,6				6,20	6,2	142,7	8,0	1,54
10	P12B	22x22	5,80	4,50	8,28				4,80	15,8	106,5	22,3	8,35
10	P25A	25x25	5,80	4,50	14,22				9,60	22,8	198,7	50,9	5,33
10	P42A	35x35	4,80	5,00	29,10				9,50	23,1	138,7	39,7	6,18
10	P55B	25x25	4,80	5,00	57,54				10,30	32,0	119,9	78,0	2,83
10	P68E	25x25	4,80	5,00	7,28				9,00	23,1	140,2	39,7	3,67
10	P70I	25x25	4,70	3,50	13,28				9,10	22,9	184,3	62,3	2,63
10	P75B	25x25	4,70	3,50	45,27				8,80	22,9	239,0	62,3	1,56
11	P6B	35x35	3,85	3,67	1,40				7,35	29,4	209,2	52,0	4,64
11	P8A	35x35	3,47	4,00	14,48				8,23	22,0	196,3	40,3	13,83
11	P11B	35x35	1,17	3,00	0,00				7,83	21,4	158,9	52,3	10,08
11	P20H	30x30	3,47	4,00	0,00				8,73	22,0	232,7	40,3	1,16
12	E76	30x30	4,00	5,00	50,98				5,32	10,7	23,9	17,3	2,49
12	E60	25x25	4,00	5,00	61,70				5,42	10,7	28,4	17,3	2,41
13	P12A	35x35							9,60	18,8	88,5	49,5	6,14
13	P13B	30x30							10,30	18,8	129,8	49,5	6,70
13	P22B	35x35							11,00	22,2	136,1	56,5	8,69
13	P23A	30x30							10,15	18,8	122,4	49,5	8,88
14	P457B	22x22				15,00	12,87	94,0				22,3	1,35
14	P414	18x18				12,45	8,25	39,2					
14	P411B	25x25				12,45	8,67	104,5					
14	P442B	25x25				14,60	11,93	69,7				19,7	2,65
14	P455C	25x25				12,90	11,38	132,1				19,0	5,16
14	P434A	30x30				12,45	8,25	58,3					
14	P448	25x25				12,00	11,17	104,4				16,0	1,47

Tabela 2 (continuação).Ensaios de carregamento dinâmico.

Obra	Estaca	Seção	C.Al (m)	N.Al (gp/30)	At.Al (kPa)	C.Gu (m)	N.Gu (gp/30)	At.Gu (kPa)	C.Re (m)	N.Re (gp/30)	At.Re (kPa)	N.Pt (gp/30)	R.Pt (MPa)
14	P216B	30x30				17,10	13,88	77,84				23,7	5,21
14	P218B	30x30				12,45	6,67	53,48					
14	P220	30x30	2,65	3,33	0,00	11,20	15,42	59,03				26,0	17,10
14	P227B	30x30	2,65	3,33	63,63	11,20	15,42	65,17				26,0	9,31
14	P303	30x30				12,45	6,67	51,62					
14	P325B	30x30				12,45	12,67	63,01					
14	P332A	25x25				12,45	12,67	13,61					
15	Teste1	25x25				8,60	5,75	80,25	2,70	13,0	219,8	18,0	4,43
16	P1C	20x20	2,14	3,50	44,45	9,82	8,63	86,50				11,7	5,80
17	AP2	18x18	3,20	3,00	0,00	8,50	10,00	88,55				19,0	2,79
17	P1BA	25x25	4,60	4,25	59,12	14,20	9,40	101,21	4,60	15,3	60,9	24,3	6,74
17	P4EC	35x35	6,65	2,83	0,00	12,13	11,54	83,85	4,92	33,1	240,3	74,6	2,09
17	P12A	40x40	6,25	4,33	2,10	12,15	15,31	13,23	5,40	23,7	224,6	52,0	3,25
17	P17A	40x40	7,25	3,29	5,69	9,85	14,80	40,87	6,80	61,6	346,8	92,9	2,57
18	E148	30x30				10,20	21,80	123,90				28,0	5,30
18	E47	25x25				9,20	21,11	106,20				25,7	6,88
18	E50	25x25				11,30	22,55	162,20				30,0	5,98
18	E61	30x30				12,30	15,43	196,50				45,1	8,53
18	E171	30x30				10,30	8,40	115,90				24,3	5,25
18	E94	25X25				11,30	10,45	122,00				31,0	4,75
18	E100	30x30				12,20	7,42	53,90				22,7	26,13
18	E111	30x30				12,20	7,42	108,70				22,7	5,86
18	E126	25x25				11,40	10,45	116,30				31,0	8,95
19	P12B	35x35	9,45	2,75	11,12				7,85	14,75	285,4	25,3	2,78
20	EP9	30x30	2,90	7,50	0 ,00				9,20	13,00	53,1	33,0	20,50
20	EP12	30x30	8,87	3,38	15,16				3,00	16,75	329,5	27,7	1,55
20	EP52	30x30	7,95	4,71	11,63				5,15	17,17	326,6	28,7	1,13
20	EP100	30x30	9,70	5,44	16,02				4,70	21,60	222,9	36,7	2,81
20	EP138	30x30	7,60	3,86	18,80				4,80	18,80	251,6	25,3	1,71
20	EP150	30x30	8,80	3,25	1,21				5,60	18,50	222,1	18,7	6,98
21	P37A	40x40	2,45	5,50	80,27				9,75	13,33	186,2	44,3	7,27
21	P34B	40x40	3,45	4,33	41,30				5,35	12,00	108,3	24,0	11,76
21	P46D	35x35	2,45	5,50	206,75				9,05	13,33	203,1	44,3	3,13
21	PC7A	20x20	3,45	4,33	56,45				7,95	6,85	84,9	26,0	19,94
21	P11B	30x30	3,45	4,33	0 ,00				6,85	11,63	304,2	31,3	1,94
21	P9B	35x35	3,45	4,33	6 ,50				6,85	11,63	276,2	31,3	4,92
22	E27	18x18	3,95	4,00	13,88	4,95	3,20	106,40	2,30	13,00	42,9	12,0	1,62
22	E44	18x18	3,95	4,00	0,00	4,95	3,20	47,94	1,60	11,00	212,6	11,7	1,09
23	P4B	35x35							11,80	11,20	63,6	16,0	12,32
23	P17H	40x40							18,00	23,50	123,2	41,3	1,62
23	P18D	40x40							21,00	26,57	112,3	45,0	2,95
24	PE26C	18x18	3,45	2,67	5,49	7,05	37,60	164,67				54,0	12,06
24	PE19C	18x18	4,45	3,75	10,48	6,15	42,33	228,41				57,3	7,51
24	PE8B	25x25	4,45	3,75	20,06	6,15	42,33	280,32				57,3	5,97
24	PD12C	25x25	3,45	2,67	9,02	6,55	36,43	212,69				51,3	1,78
24	PB02	20x20	3,45	1,33	3,61	7,25	33,00	170,90				52,7	4,99
25	Teste1	14x14	11,00	4,72	13,60							7,3	2,63
25	Teste2	18x18	11,00	4,72	9,12				4,40	10,75	111,4	12,3	0,91
25	E126	20x20	11,00	5,82	3,38				4,30	8,25	100,7		
25	E63	20x20	11,00	3,64	34,40				7,20	8,14	59,60	9,0	2,09

Tabela 2 (continuação). Ensaios de carregamento dinâmico.

Obra	Estaca	Seção	C.Al (m)	N.Al (gp/30)	At.Al (kPa)	C.Gu (m)	N.Gu (gp/30)	At.Gu (kPa)	C.Re (m)	N.Re (gp/30)	At.Re (kPa)	N.Pt (gp/30)	R.Pt (MPa)
25	E113	20x20	9,70	4,89	4,56				13,30	7,75	11,50		
25	E33	18x18	11,00	4,72	35,28				4,40	10,75	123,0		
25	E37	20x20	11,00	4,72	53,18				4,50	10,75	47,80		
26	P2A	22x22				15,45	12,27	29,97					
26	P8D	18x18				13,50	9,77	28,50				24,3	2,77
26	P30D	18x18				11,00	9,91	47,00				22,0	8,22
26	P60D	22x22				12,50	11,08	34,60				24,3	13,19
27	P12E	22x22				11,00	24,82	93,20				43,3	2,30
27	P18A	30x30				11,00	28,09	115,00				48,7	1,35
28	P244C	35x35							9,10	20,11	247,2	30,0	3,75
28	P132C	35x35							11,00	15,91	101,4	30,0	1,84
28	P232C	35x35							9,00	20,11	117,9	30,0	3,06
28	P127A	35x35							8,00	10,88	134,7	22,7	8,21
28	P125A	35x35							8,60	10,88	169,6	22,7	6,93
28	P110C	35x35							13,00	13,85	31,38		
29	P4	20x20	4,78	2,67	1,78				6,62	40,06	236,4	48,4	17,02
30	P4C	30x30							13,40	28,70	172,3	46,3	1,47
30	P1A	30x30							11,40	19,55	94,6	41,7	6,10
30	P6C	25x25							11,00	26,21	138,8	80,9	7,16
30	P8B	25x25							11,00	25,92	111,4	46,9	7,87
30	P17A	20x20							11,00	26,21	151,9	80,9	3,10
31	P9	18x18							11,00	8,55	16,80	11,0	4,42
32	E31	25x25	5,10	3,00	11,58				6,90	28,38	200,8	49,3	2,95
32	E67	30x30	5,10	3,00	28,44				6,60	28,38	185,2	49,3	4,02
33	ES4	Ø38	4,30	1,58	0,00	8,10	12,50	286,66				27,0	1,51
33	EN4	Ø38	4,80	4,63	20,37	7,60	14,71	208,00				26,3	2,17
34	E2	25x25				8,10	17,00	142,31				35,3	0,96
35	E23	30x30	2,00	3,00	19,40	20,00	27,45	77,18				98,0	6,38
35	E28	30x30	2,00	3,00	27,80	23,00	32,83	95,24				68,7	6,87
36	P13	18x18	2,20	2,00	90,80	5,00	14,00	64,18				21,7	2,26
37	NE13	Ø38							12,40	12,75	210,4	35,0	0,57
37	NE5	Ø38							9,50	7,40	184,4	28,3	0,46
37	SE2	Ø38							13,00	16,54	120,0	27,7	2,71
37	SE13	Ø38							11,90	15,67	123,5	34,0	3,39
38	P7A	30x30	5,02	1,28	10,94				7,18	26,46	96,29	51,7	12,16
38	P27A	18x18	4,80	0,76	14,98				7,40	11,67	96,24	26,0	1,97
38	P110	30x30	4,92	1,45	12,46				6,18	16,84	103,0	36,6	17,06
38	P112	30x30	4,92	1,45	0,00				6,38	16,84	126,7	36,6	3,68
38	P141	25x25	4,80	0,76	5,92				7,50	11,67	93,91	26,0	3,31
39	P12C	22x22	3,45	2,00	0,10				6,05	14,67	88,70	22,0	6,89
40	Teste	18x18	5,00	3,20	9,38				5,50	17,00	139,57	30,7	10,63
41	E4	30x30	4,00	5,75	88,35				1,50	31,00	265,05	120,7	6,51

2 ANÁLISE DOS ENSAIOS

Os valores medidos da tensão de aderência solo-estaca por atrito lateral foram comparados com os valores previstos pelo método. Optou-se pela tensão média na camada para reduzir a dispersão. Mesmo assim, alguma dispersão é observada em função de fatores como a variabilidade da granulometria nos aluviões e no solo residual, a distância das estacas à sondagem mais próxima associada à própria variabilidade espacial do solo e o próprio método de análise dos ensaios dinâmicos.

Para o solo de aluvião foi encontrado uma média para o valor de correção igual a 0,987, porém com desvio padrão igual a 1,279. Para encontrar uma estimativa conservadora para o fator de correção recorreu-se ao teorema do limite central, o qual diz que é a média de uma população pode ser estimada com base em uma amostra e possui uma distribuição normal com média igual à média amostral e desvio padrão igual ao desvio padrão da amostra dividido pela raiz do número de elementos da amostra. Desta forma, para um intervalo de confiança de 95%, para o aluvião o fator de calibração encontrado foi de 0,752.

Procedeu-se da mesma maneira para a formação Guabirotuba, onde a média obtida foi de 1,844 com desvio padrão de 0,971, levando a um fator de calibração de 1,628.

Para o solo residual foi encontrada uma média de 2,266 e desvio padrão de 1,292, o que conduz a um fator de calibração de 1,986.

Para a capacidade de ponta, ao invés de um fator de calibração, buscou-se o fator de correlação entre o N_{SPT} médio e a tensão de ponta. Pode ter havido alguma estaca que não mobilizou toda a capacidade de ponta no ensaio dinâmico, porém o fator obtido desta forma está a favor da segurança.

Não há no banco de dados nenhuma estaca apoiada sobre o aluvião. Para o Guabirotuba, o fator de correlação ficou com média de 232,54kPa e desvio padrão de 260,34kPa. Para o intervalo de confiança de 95% o fator de correlação é de 156,48kPa. Para o solo residual, o valor médio ficou em 170,04kPa, com desvio padrão de 167,67kPa, ficando o fator de correlação em 132,59kPa. Nota-se que o solo residual jovem, onde apoiam-se a maioria das estacas possui granulometria mais grossa que as argilas siltosas da formação Guabirotuba e por este motivo era esperado um valor mais alto do fator de correlação.

3 COMPARAÇÃO COM AS PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Em seguida foi feita uma comparação com 34 provas de carga estática apresentadas por Vianna (2000) na região de Curitiba, Paraná. Foi possível observar que o método calibrado pelos ensaios dinâmicos obteve valores de capacidade de carga em média 1,01% acima dos valores extrapolados por Van der Veen por Vianna (2000). Desta forma, os fatores de ajuste do método de Decourt-Quaresma foram divididos por 1+ 1,01% de tal modo que os valores médios fossem coincidentes. Desta forma, os novos valores médios do método previsto coincidem com a média dos valores obtidos nas provas de carga estática. Os fatores de calibração ficaram sendo 0,744 para o aluvião, 1,612 para a formação Guabirotuba e 1,966 para o solo residual. Para a ponta no Guabirotuba, o fator de correlação com o N_{SPT} ficou sendo de 154,91 e para o solo residual 131,26.

Procedeu-se então para as análises de confiabilidade, com o objetivo de validar a calibração do método. Para a análise de confiabilidade, no que diz respeito às solicitações, foi considerado que 80% é carga permanente e 20% é carga variável. Adotando-se os valores médios propostos por Zhang e Tang (2002), tem-se que a solicitação média vale 0,975 vezes a característica e possui desvio padrão igual a 0,13875. O índice de confiabilidade pode ser dado pela equação 1, onde μ_R é a resistência média, μ_S é a solicitação média, σ_R é o desvio padrão da resistência e σ_S é o desvio padrão da solicitação.

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (1)$$

Para o método original, tem-se que o mesmo gera resultados 15% a favor da segurança com 28% de coeficiente de variação. Desta forma, a resistência média é de 2,30 quando se calcula a partir de uma solicitação unitária com fator de segurança igual a 2,0 com desvio padrão de 0,644. A equação 2 mostra a obtenção do índice de confiabilidade para o método original.

$$\beta = \frac{2{,}30 - 0{,}975}{\sqrt{0{,}644^2 + 0{,}13875^2}} = 2{,}011 \quad (2)$$

O valor de β obtido corresponde a uma probabilidade de falha de 1/45, a qual é a incerteza de modelo do método original.

O método ajustado gera resultados em média iguais aos medidos com coeficiente de variação de 4,98%. Desta forma, para o método ajustado, a resistência média é igual a 2,0 quando se calcula a partir da solicitação

unitária com fator de segurança 2,0 com desvio padrão igual a 0,0996. A equação 3 mostra a obtenção do índice de confiabilidade para o método ajustado.

$$\beta = \frac{2{,}00 - 0{,}975}{\sqrt{0{,}0996^2 + 0{,}13875^2}} = 6{,}001 \quad (3)$$

O valor de β obtido corresponde a probabilidade de falha de $1/10^9$, a qual representa a incerteza de modelo do método ajustado. O gráfico indicando a correspondência entre o previsto pelo método ajustado e os valores medidos nas provas de carga encontra-se na Figura 1.

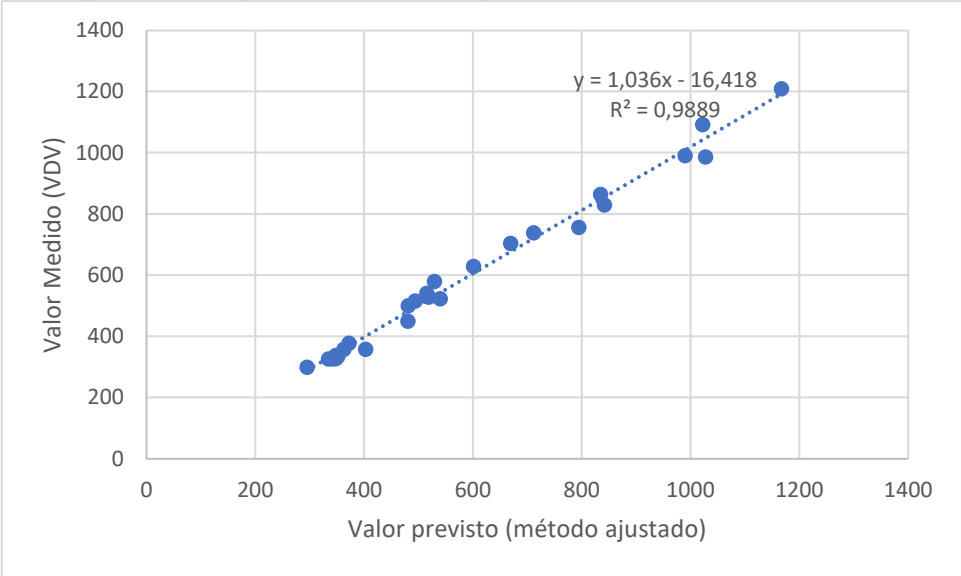


Figura 1. Comparativo entre os valores previstos pelo método ajustado e os obtidos nas 34 provas de carga estática publicadas por Vianna (2000).

O método de Decourt-Quaresma conforme ajustado neste artigo, fica então conforme descrito nas equações 4 e 5 e na tabela 3 para estacas pré-moldadas nos solos de Curitiba e região. A equação 4 descreve como obter a resistência de ponta e a equação 5 é utilizada para obtenção do atrito lateral de uma estaca. A tabela 3 mostra os coeficientes de ajuste. Decourt havia chamado os coeficientes de ajuste para ponta e atrito de α e β. B neste caso foi substituído por B para evitar confusão com o índice de confiabilidade e α foi suprimido, sendo apresentado já o valor do fator de correlação entre o N_{SPT} e a tensão de ponta, sendo que para a ponta a ponta usa-se a média do valor de N_{SPT} na cota da ponta, um metro acima e um metro abaixo e para o atrito usa-se o valor médio de N_{SPT} para a camada de solo.

$$Q_P = C.N.A_P \quad (4)$$

$$Q_l = B.\left(\frac{N}{3} + 1\right).A_l \quad (5)$$

Tabela 3. Resumo dos valores dos coeficientes de ajuste encontrados no presente estudo*

Solo	Número de ensaios dinâmicos	Coeficiente de variação (%)	Valor de B	Valor de C (kN/m²)
Aluvião	114	129,5%	0,744	
Guabirotuba	78	52,6%	1,612	154,91
Residual de Migmatito	82	57,0%	1,966	131,26

*Valores validados apenas para estacas pré-moldadas nos solos de Curitiba e região.

4. CONCLUSÕES

Os ensaios de carregamento dinâmico permitiram calibrar o método de Decourt-Quaresma para os solos de Curitiba, ficando em média 1,01% acima dos resultados das provas de carga estática apresentadas por Vianna (2000), indicando a boa correlação entre os ensaios.

Observou-se alguma variação nos valores de atrito lateral e capacidade de ponta unitários obtidos nos ensaios dinâmicos, as quais podem ter relação com a variação granulométrica apresentada pelos aluviões e solo residual e com a própria variabilidade espacial do solo e a distância das estacas ensaiadas até o furo de sondagem mais próximo.

Propõe-se multiplicar o atrito lateral calculado pelo método de Decourt-Quaresma por 0,744 para o aluvião, 1,612 para a formação Guabirotuba e 1,966 para o solo residual. Para a ponta no Guabirotuba, o fator de correlação com o N_{SPT} proposto é de 154,91kN/m² e para o solo residual 131,26kN/m².

Com o método proposto obteve-se um índice de confiabilidade, β, igual a 6,001, que leva a uma probabilidade de falha de $1/10^9$, que é a incerteza de modelo deste método.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Vianna, A.P.F., 2000, Análise de Provas de Carga Estática em Estacas Pré-Moldadas Cravadas na Cidade de Curitiba e Região Metropolitana, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 112pp.

Zhang, L., Tang, W., 2002, Reliability based design of large diameter bored piles in Hong Kong part I: Evaluation of design methods. Foundation design codes in view of international harmonization and performance. IWS Kamakura, Japão. 10 a 12 de Abril de 2000, pp. 263-271.

Recalque de Adensamento Primário Devido a Carregamento Linearmente Crescente

Vitor dos Santos Albuquerque
Doutorando, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, vitoralbuquerque9@gmail.com

Celso Romanel
Pesquisador, Instituto TecGraf, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, celso.romanel@gmail.com

RESUMO: As equações da teoria clássica do adensamento aplicam-se a situações em que o carregamento pode ser assumido instantâneo. Há situações de interesse prático, nas quais essa hipótese não é adequada, necessitando a estimativa do recalque de uma camada de solo sujeita a incrementos graduais de tensão vertical durante um período de tempo prolongado. Vários métodos para estimativa dos excessos de poropressão e cálculo do recalque de adensamento primário sob carregamento dependente do tempo foram propostos na literatura, dentre os quais os propostos por Terzaghi (1943), Shiffman (1958) e Olson (1977), aplicáveis em casos onde os incrementos de carregamento geram distribuições iniciais uniformes de poropressão ao longo da espessura da camada e a drenagem é permitida em ambos os contornos da camada de argila. Situações práticas, contudo, podem envolver distribuições não uniformes, como na variação do nível do lençol freático. O presente artigo apresenta duas soluções para carregamento dependente do tempo considerando variação linear da tensão total na profundidade e no tempo. A primeira admite que os incrementos de carregamento geram distribuições triangulares de excessos iniciais de poropressão, simulando o rebaixamento gradual do nível do lençol freático, considerando uma camada de argila com contorno inferior permeável. A segunda solução é semelhante, porém considerando impermeável o contorno inferior da camada de argila, para representação da construção de aterros hidráulicos.

PALAVRAS-CHAVE: Adensamento Primário, Carregamento Linearmente Crescente, Carregamento Não Instantâneo.

ABSTRACT: The equations of classical consolidation theory apply to situations where loading can be assumed instantaneous. There are situations of practical interest where this hypothesis is not adequate, requiring the estimation of the settlement of a soil layer subjected to gradual increases in vertical stress over a prolonged period of time. Several methods for estimating excess pore pressure and calculating primary consolidation settlement under time-dependent loading have been proposed in the literature, including those proposed by Terzaghi (1948), Shiffman (1958), and Olson (1977), applicable in cases where loading increments generate uniform initial pore pressure distributions along the thickness of the layer and drainage is permitted on both boundaries of the clay layer. Practical situations, however, may involve non-uniform distributions, such as variations in the water table level. This article presents two solutions for time-dependent loading considering linear variation of total stress with depth and time. The first approach assumes that load increments generate triangular distributions of initial excess pore pressure, simulating the gradual lowering of the water table, considering a clay layer with a permeable lower boundary. The second solution is similar, but considers impermeable the lower boundary of the clay layer, to represent the construction of hydraulic embankments.

KEYWORDS: Primary Consolidation, Time Dependent Loading, Non-Instantaneous Loading.

1 INTRODUÇÃO

Uma das contribuições mais significativas de Karl Terzaghi para a engenharia geotécnica foi a teoria do adensamento unidimensional (Terzaghi, 1923, 1925), consequência de outra contribuição fundamental: o princípio das tensões efetivas em solos saturados de baixa permeabilidade (Terzaghi, 1923).

A teoria do adensamento de Terzaghi baseia-se em algumas hipóteses simplificadoras, dentre as quais se destaca a consideração de um carregamento de extensão lateral infinita aplicado instantaneamente. Diversos métodos para estimar o excesso de poropressão e o recalque de adensamento primário devido a um carregamento não instantâneo, aplicado linearmente no tempo, foram propostos na literatura (Terzaghi, 1943; Schiffman, 1958; Olson, 1977; Zhu & Yin, 1998; Conte & Troncone, 2006; Hanna et al., 2013; Carneiro et al., 2021).

As duas abordagens mais conhecidas são o método empírico de Terzaghi (1943) e a solução analítica de Olson (1977). O método de Terzaghi é uma abordagem gráfica aplicada diferentemente para tempos antes $(0 < t \leq t_c)$ e após $(t > t_c)$ o tempo de construção t_c. Após o final da construção, a curva de recalque instantâneo é deslocada no tempo em meio período de construção ($t - 0{,}5t_c$). Durante a construção, a estimativa do recalque no tempo t é feita considerando o recalque instantâneo no tempo $t/2$ multiplicado pela fração do carregamento total aplicado em t. O grau de adensamento médio para carregamento não instantâneo U_v^{ni} pode ser numericamente determinado pela Eq. (1).

$$U_v^{ni}(T_v) = \begin{cases} \dfrac{T_v}{T_c} U_v^i\left(\dfrac{T_v}{2}\right) & T_v \leq T_c \\ U_v^i\left(T_v - \dfrac{T_c}{2}\right) & T_v > T_c \end{cases} \tag{1a}$$

onde U_v^i é o grau de adensamento médio para carregamento instantâneo e os fatores tempo T_v e T_c são definidos em função do coeficiente de adensamento c_v e do máximo comprimento de drenagem H_d na camada de argila.

$$T_v = c_v t / H_d^2 \quad T_c = c_v t_c / H_d^2 \tag{1b}$$

Olson (1977) discretizou o carregamento em rampa em incrementos infinitesimais. Para cada incremento, aplicou a solução de adensamento unidimensional de Terzaghi para carregamento instantâneo para estimativa do incremento de excesso de poropressão. A equação diferencial foi integrada ao longo do tempo, o que permitiu o cálculo do grau de adensamento médio não instantâneo conforme Eq. (2).

$$U_v^{ni}(T_v) = \begin{cases} \dfrac{T_v}{T_c}\left[1 - \dfrac{1}{T_v}\displaystyle\sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^4}\left(1 - e^{-M^2 T_v}\right)\right] & T_v \leq T_c \\ 1 - \dfrac{1}{T_c}\displaystyle\sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^4}\left(e^{M^2 T_c} - 1\right)e^{-M^2 T_v} & T_v > T_c \end{cases} \tag{2}$$

onde $M = \frac{\pi}{2}(2m + 1)$

O método de Terzaghi tende a superestimar o grau médio de adensamento quando comparado à solução de Olson, com uma diferença de aproximadamente 10% (Hanna et al., 2013). Com o objetivo de reduzir essa diferença, Hanna et al. (2013) propuseram uma pequena modificação no método de Terzaghi, de modo que o carregamento em rampa passe a ser considerado como aplicado instantaneamente no tempo $2t/5$, durante o período de construção, em vez da fração de tempo usualmente adotada $t/2$.

Considerando que as soluções propostas por Terzaghi e Olson são aplicáveis apenas nos casos em que os incrementos de tensão total vertical geram incrementos de excessos de poropressão uniformes ao longo da

espessura da camada de argila, e que a drenagem é permitida em ambos os contornos, este artigo tem como objetivo principal apresentar duas soluções para carregamentos dependentes do tempo, com variação linear da tensão total na profundidade e no tempo. A primeira, considera incrementos que geram distribuições triangulares de excessos de poropressão, com a base da camada de argila considerada permeável, simulando um rebaixamento gradual do nível do lençol freático, enquanto que a segunda solução é semelhante, mas a base da camada de argila é admitida impermeável, representando a construção de aterros hidráulicos.

2 ADENSAMENTO 1D COM CARREGAMENTO DEPENDENTE DO TEMPO

2.1 Solução 1: Excesso inicial de poropressão linear com a profundidade e base da camada de argila em contorno permeável

Para a determinação desta solução, mantiveram-se todas as hipóteses clássicas da teoria do adensamento primário proposta por Terzaghi (1943), exceto pela consideração adicional de que a tensão vertical total é dependente da profundidade e do tempo. Introduzindo-se os parâmetros adimensionais T_v' e $Z = z/H$, onde z é a profundidade de um ponto a partir do topo da camada e H é a espessura da camada de argila, então a equação do adensamento primário 1D pode ser expressa pela Eq. (3).

$$c_v \frac{\partial^2 u_e^{ni}}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e^{ni}}{\partial t} - \frac{\partial \sigma_v}{\partial t} \rightarrow \frac{\partial^2 u_e^{ni}}{\partial Z^2} + \frac{\partial \sigma_v}{\partial T_v'} = \frac{\partial u_e^{ni}}{\partial T_v'} \tag{3a}$$

Os fatores tempo T_v' e T_c' são agora definidos em termos da espessura H da camada:

$$T_v' = c_v t / H^2 \quad T_c' = c_v t_c / H^2 \tag{3b}$$

No desenvolvimento dessa primeira solução, o acréscimo de tensão total vertical é assumido variar linearmente com a profundidade e com o tempo, conforme Fig. 1 e Eq. (4), permanecendo constante após o fator tempo de construção T_c' . As condições de contorno associadas ao problema são apresentadas na Eq. (5).

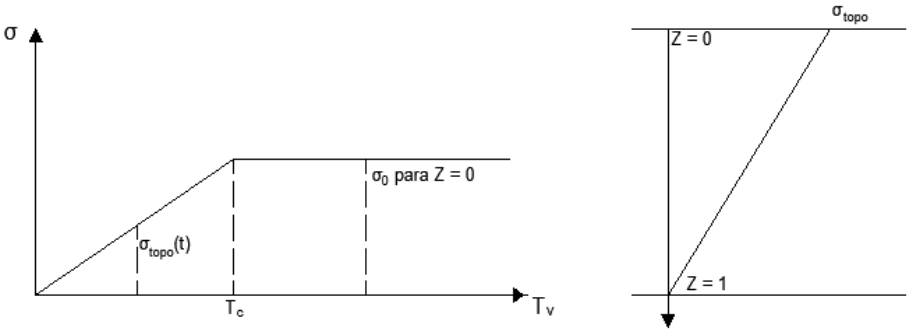


Figura 1. Variação da tensão total com a profundidade e tempo – drenagem simples

$$\sigma_v = \sigma_0 (1 - Z) \frac{T_v'}{T_c'} \quad T_v' \leq T_c' \tag{4}$$

$$\begin{cases} u_e^{ni}(0, T_v') = 0 \\ \dfrac{\partial u_e^{ni}}{\partial Z}(1, T_v') = 0 \\ u_e^{ni}(Z, 0) = 0 \end{cases} \tag{5}$$

A solução da Eq. (3) foi obtida por meio de duas abordagens distinas aplicadas à resolução de equações diferenciais parciais não homogênas. A primeira delas baseia-se no método de expansão por autofunções,

enquanto a segunda utiliza a mudança da variável dependente, abordagem na qual se admite que a solução de uma equação não homogênea pode ser representada pela soma de duas parcelas: uma solução homogênea e uma solução particular (ou complementar).

As Eqs. (6) e (7) apresentam, respectivamente, as expressões resultantes para os excessos de poropressão e para o grau médio de adensamento primário, nos períodos pré e pós-construção, considerando a primeira abordagem de resolução. Por sua vez, as Eqs. (8) a (11) reúnem as expressões derivadas da aplicação da segunda abordagem anteriormente mencionada.

A Fig. 2. ilustra, para diferentes valores de T_c', a variação do grau médio de adensamento em função de T_v' considerando as Eqs. (7) e (11) e a proposta por Zhu & Yin (1998). Nota-se na figura a superposição das curvas obtidas pelas diferentes formulações.

$$u_e^{ni}(T_v') = \begin{cases} \displaystyle\sum_{n=1,3,5} \frac{16}{n^3\pi^3}\frac{\sigma_0}{T_c'}\left[1+\frac{2(-1)^{\frac{n+1}{2}}}{n\pi}\right]\operatorname{sen}\left(\frac{n\pi Z}{2}\right)\left[1-e^{\left(-\frac{n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)}\right] & (6a) \\ \displaystyle\sum_{n=1,3,5} \frac{16}{n^3\pi^3}\frac{\sigma_0}{T_c'}\left[1+\frac{2(-1)^{\frac{n+1}{2}}}{n\pi}\right]\operatorname{sen}\left(\frac{n\pi Z}{2}\right)\left[e^{\left(\frac{n^2\pi^2 T_c'}{4}\right)}-1\right]e^{\left(-\frac{n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)} & (6b) \end{cases}$$

$$U_v^{ni}(T_v') = \begin{cases} \dfrac{T_v'}{T_c'}\left\{1-\dfrac{64}{T_v'}\displaystyle\sum_{n=1,3,5}\frac{1}{n^4\pi^4}\left[1+\frac{2(-1)^{\frac{n+1}{2}}}{n\pi}\right]\left[1-e^{\left(-\frac{n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)}\right]\right\} & (7a) \\ 1-\dfrac{1}{T_c'}\displaystyle\sum_{n=1,3,5}\frac{64}{n^4\pi^4}\left[1+\frac{2(-1)^{\frac{n+1}{2}}}{n\pi}\right]\left[e^{\left(\frac{n^2\pi^2 T_c'}{4}\right)}-1\right]e^{\left(-\frac{n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)} & (7b) \end{cases}$$

$$u_e^{ni}(Z,T_v') = v(Z,T_v') + \psi(Z) \quad (8)$$

$$v(T_v') = \begin{cases} \displaystyle\sum_{n=1,3,5} -\frac{16}{n^3\pi^3}\frac{\sigma_0}{T_c'}\left[1+\frac{2(-1)^{\frac{n+1}{2}}}{n\pi}\right]\operatorname{sen}\left(\frac{n\pi Z}{2}\right)\left[1-e^{\left(-\frac{n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)}\right] & (9a) \\ \displaystyle\sum_{n=1,3,5} \frac{16}{n^3\pi^3}\frac{\sigma_0}{T_c'}\left[1+\frac{2(-1)^{\frac{n+1}{2}}}{n\pi}\right]\operatorname{sen}\left(\frac{n\pi Z}{2}\right)\left[e^{\left(\frac{n^2\pi^2 T_c'}{4}\right)}-1\right]e^{\left(-\frac{n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)} & (9b) \end{cases}$$

$$\psi = \begin{cases} \dfrac{\sigma_0}{T_c'}\left(\dfrac{1}{6}Z^3-\dfrac{1}{2}Z^2+\dfrac{1}{2}Z\right) & (10a) \\ 0 & (10b) \end{cases}$$

$$U_v^{ni}(T_v') = \begin{cases} \dfrac{T_v'}{T_c'}\left\{1+\dfrac{1}{T_v'}\left[\displaystyle\sum_{n=1,3,5}\frac{64}{n^4\pi^4}\left(1+\frac{2(-1)^{\frac{n+1}{2}}}{n\pi}\right)e^{\left(-\frac{n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)}-\frac{3}{12}\right]\right\} & (11a) \\ 1-\dfrac{1}{T_c'}\displaystyle\sum_{n=1,3,5}\frac{64}{n^4\pi^4}\left[1+\frac{2(-1)^{\frac{n+1}{2}}}{n\pi}\right]\left[e^{\left(\frac{n^2\pi^2 T_c'}{4}\right)}-1\right]e^{\left(-\frac{n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)} & (11b) \end{cases}$$

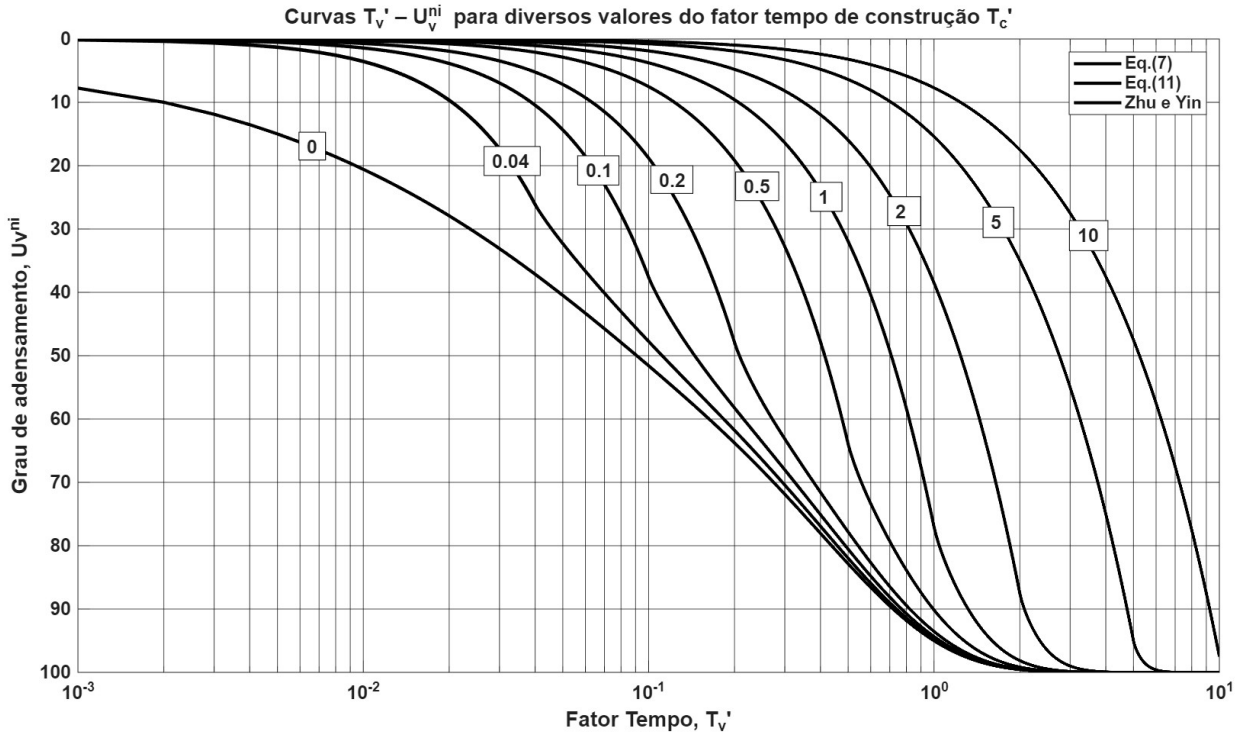


Figura 2. Curvas T_v' –U_v^{ni} para diversos valores do fator tempo de construção T_c' - base da camada em contorno permeável

2.2 Solução 2: Excesso inicial de poropressão linear com a profundidade e base da camada de argila em contorno impermeável

A segunda solução analítica mantém as condições de contorno previamente estabelecidas na Eq. (5). Entretanto, nesta formulação admite-se que cada incremento de carregamento produz uma distribuição triangular dos excessos de poropressão em uma camada de argila cuja base está situada junto a contorno impermeável (Figura 3). Adicionalmente, o incremento de tensão total vertical também é assumido variar linearmente com a profundidade e com o tempo, de acordo com a Eq. (12), tornando-se constante para $T_v' > T_c'$.

As Eqs. (13) e (14) fornecem, respectivamente, as expressões resultantes para os excessos de poropressão e para o grau médio de adensamento primário, nos estágios pré e pós-construção, obtidas pela aplicação da primeira metodologia. Em complemento, as Eqs. (15) a (18) apresentam as formulações correspondentes derivadas pela segunda abordagem.

A Fig. 4 compara, para diferentes valores de T_c', a evolução do grau médio de adensamento em função de T_v', calculado pelas Eqs. (14) e (18) e pela solução de Zhu & Yin (1998). Observa-se novamente a coincidência entre as diversas curvas, indicando a equivalência das equações propostas.

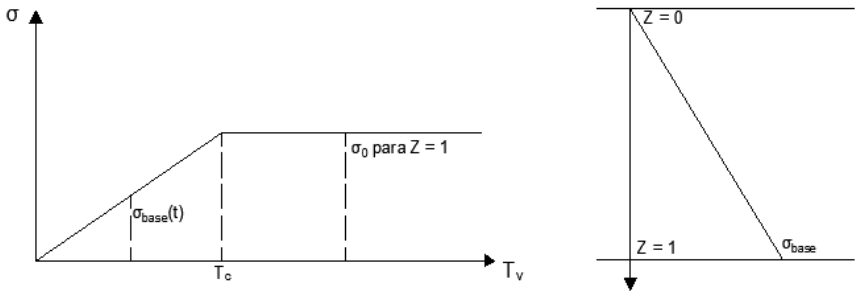


Figura 3. Variação da tensão total com a profundidade e o tempo – drenagem simples

$$\sigma_v = \sigma_0 Z \frac{T_v'}{T_c} \qquad T_v' \leq T_c' \tag{12}$$

$$u_e^{ni} = \sum_{n=1,3,5} -\frac{32}{n^4\pi^4}\frac{\sigma_0}{T_c'}(-1)^{\frac{n+1}{2}}\operatorname{sen}\left(\frac{n\pi Z}{2}\right)\left[1 - e^{\left(-\frac{n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)}\right] \tag{13a}$$

$$\left(\sum_{n=1,3,5} -\frac{32}{n^4\pi^4}\frac{\sigma_0}{T_c'}(-1)^{\frac{n+1}{2}}\operatorname{sen}\left(\frac{n\pi Z}{2}\right)\left[e^{\left(\frac{n^2\pi^2 T_c'}{4}\right)} - 1\right]e^{\left(-\frac{n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)}\right. \tag{13b}$$

$$U_v^{ni}(T_v') = \frac{T_v'}{T_c'}\left\{1 + \frac{128}{T_v'}\sum_{n=1,3,5}\frac{1}{n^5\pi^5}(-1)^{\frac{n+1}{2}}\left[1 - e^{\left(\frac{-n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)}\right]\right\} \tag{14a}$$

$$\left(1 + \frac{1}{T_c'}\sum_{n=1,3,5}\frac{128}{n^5\pi^5}(-1)^{\frac{n+1}{2}}\left[e^{\left(\frac{n^2\pi^2 T_c'}{4}\right)} - 1\right]e^{\left(\frac{-n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)}\right. \tag{14b}$$

$$u_e^{ni}(Z, T_v') = v(Z, T_v') + \psi(Z) \tag{15}$$

$$v(T_v') = \sum_{n=1,3,5}\frac{32}{n^4\pi^4}\frac{\sigma_0}{T_c'}(-1)^{\frac{n+1}{2}}\operatorname{sen}\left(\frac{n\pi Z}{2}\right)\left[1 - e^{\left(\frac{-n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)}\right] \tag{16a}$$

$$\left(\sum_{n=1,3,5} -\frac{32}{n^4\pi^4}\frac{\sigma_0}{T_c'}(-1)^{\frac{n+1}{2}}\operatorname{sen}\left(\frac{n\pi Z}{2}\right)\left[e^{\left(\frac{n^2\pi^2 T_c'}{4}\right)} - 1\right]e^{\left(\frac{-n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)}\right. \tag{16b}$$

$$\psi = \begin{cases}\frac{\sigma_0}{T_c'}\left(-\frac{1}{6}Z^3 + \frac{1}{2}Z\right) & \text{(17a)}\\ 0 & \text{(17b)}\end{cases}$$

$$U_v^{ni}(T_v') = \frac{T_v'}{T_c'}\left\{1 - \frac{1}{T_v'}\left[\sum_{n=1,3,5}\frac{128}{n^5\pi^5}(-1)^{\frac{n+1}{2}}e^{\left(\frac{-n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)} + \frac{5}{12}\right]\right\} \tag{18a}$$

$$\left(1 + \frac{1}{T_c'}\sum_{n=1,3,5}\frac{128}{n^5\pi^5}(-1)^{\frac{n+1}{2}}\left[e^{\left(\frac{n^2\pi^2 T_c'}{4}\right)} - 1\right]e^{\left(\frac{-n^2\pi^2 T_v'}{4}\right)}\right. \tag{18b}$$

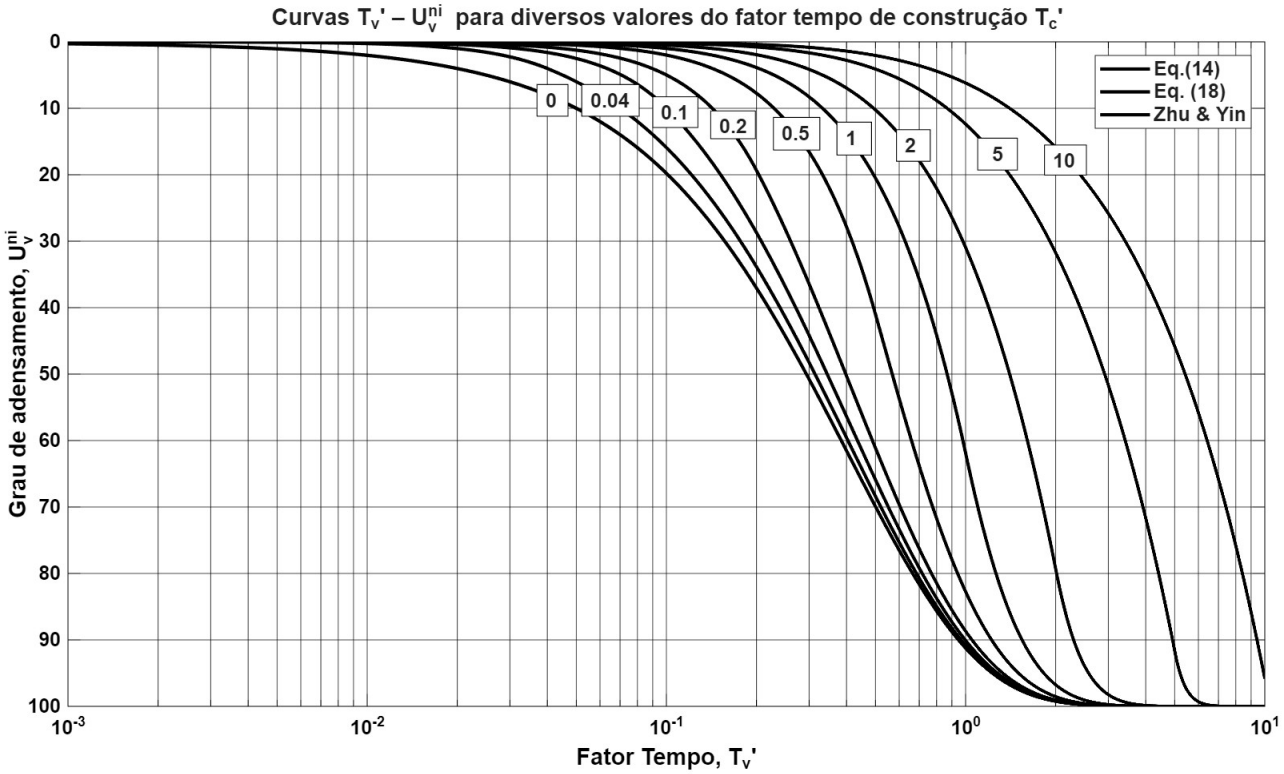


Figura 4. Curvas $T_v' - U_v^{ni}$ para diversos valores do fator tempo de construção T_c' - base da camada em contorno impermeável

3 CONCLUSÕES

Esse artigo apresentou soluções analíticas e gráficas para avaliar a evolução do grau médio de adensamento primário sob diferentes condições iniciais e de contorno, admitindo-se a variação linear do incremento de tensão total com a profundidade e com o tempo. Foram propostas formulações capazes de representar, entre outras aplicações, situações associadas ao rebaixamente rápido do nível do lençol freático e à construção de aterros hidráulicos sobre camadas de argila saturada.

A solução analítica da equação diferencial parcial não homogêna que governa o adensamento primário 1D sob carregamento em rampa foi obtida por duas abordagens analíticas: i) expansão de autofunções; ii) decomposição da solução em parcelas homogênea e particular, expressas como a soma de duas funções independentes. As equações assim obtidas foram comparadas com a solução de Zhu & Yin (1998), e os resultados evidenciaram concordância entre as formulações.

AGRADECIMENTO

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

LISTA DE SÍMBOLOS

c_v coeficiente de adensamento
H espessura da camada de argila
H_d máximo caminho de drenagem
m variável de contagem
M parâmetro de contagem normalizado
n variável de contagem
q_c máximo carregamento vertical ao final do tempo de construção

t_c duração do tempo de construção
t tempo
T_c fator tempo de construção considerando o máximo caminho de drenagem
T_c' fator tempo de construção considerando a espessura da camada de argila
T_v fator tempo considerando o máximo caminho de drenagem
T_v' fator tempo considerando a espessura da camada de argila
u_e^{ni} excesso de poropressão devido a carregamento não instantâneo
U_v^i grau médio de adensamento primário devido a carregamento instantâneo
U_v^{ni} grau médio de adensamento primário devido a carregamento não instantâneo
v solução homogênea
z profundidade de um ponto a partir do topo da camada de argila
Z profundidade adimensional
σ_v tensão vertical total
σ_0 tensão vertical total inicial
ψ solução complementar

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Carneiro, R., Gerscovich, D., Danziger, B. (2021) *A simple approach to predict settlement due to constant rate loading in clays. Soil and Rocks*, 44(2), 151-158.

Conte, E., Troncone, A. (2006) *One-dimensional consolidation under general time-dependent loading. Canadian Geotechnical Journal*, 43(11), 1107-1116.

Hanna, D., Sivakugan, N., Lovisa, J. (2013) *Simple approach to consolidation due to constant rate loading in clays. International Journal of Geomechanics*, 13(2), 193-196.

Lovisa, J. (2012) *An insigth into time rate of consolidation*. PhD Thesis, James Cook University, Queensland, 187 p.

Olson, R. (1977) *Consolidation under time dependent loading*. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(1), 55-60.

Shiffman, R.L. (1958) *Consolidation of soil under time dependent loading and varying permeability*. *In Proceedings of the 37th Annual Meeting of the Highway Research Board*, 584-615.

Terzaghi, K. (1923) *Die berechnung der durchlassigkeitsziffer des tones aus dem verlauf der hydro-dynamischen spannungserscheinungen*. *Sitzungberichte Akademie der Wissenschaften*, 132, 125-138.

Terzaghi, K. (1925) *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage*. *Franz Deuticke*, Vienna, Austria.

Terzaghi, K. (1943) *Theoretical soil mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY, 528 p.

Zhu, G., Yin, J. (1998) *Consolidation of soil under depth-dependent ramp load*. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(2), 344-350.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/93

Reforço de Fundação com Estacas Pressoancoradas: Solução para Recalques Diferenciais em Edifício com Parede de Concreto

Felipe Bowes Fernandes de Oliveira
Graduando em Engenharia Civil / Estagiário de Engenharia, Concreta Tecnologia em Engenharia Ltda, Salvador, Brasil, felipe.oliveira@concreta.com.br

Danilo Bastos Barbosa
Engenheiro Civil / Gestor de Obras II, Concreta Tecnologia em Engenharia Ltda, Salvador, Brasil, danilo.bastos@concreta.com.br

Minos Trocoli de Azevedo
Engenheiro Civil / Diretor, Concreta Tecnologia em Engenharia Ltda, Salvador, Brasil, minos.trocoli@concreta.com.br

RESUMO: O presente artigo apresenta o estudo e a execução de uma intervenção de reforço de fundação em um edifício com parede de concreto padrão Minha Casa, Minha Vida de cinco pavimentos que apresentava recalques diferenciais decorrentes da perda de capacidade de carga do solo de fundação. A estrutura originalmente apoiava-se em fundações rasas de concreto ciclópico, responsáveis por transferir as cargas da edificação ao solo. Ao longo dos anos, um vazamento contínuo de água contribuiu para o processo de degradação do solo, conforme constatado por ensaios de sondagem à percussão (NSPT), que indicaram a redução significativa da resistência do terreno adjacente ao edifício. Como solução, foi projetado e executado um sistema de reforço de fundação composto por estacas pressoancoradas, blocos de coroamento, vigas e lajes de concreto armado, de modo a redistribuir as cargas da superestrutura para camadas mais profundas e competentes do subsolo. Durante a execução, realizou-se o monitoramento contínuo das fissuras, permitindo acompanhar o comportamento do edifício em diferentes etapas executivas. Foi observada uma demanda de calda de cimento 80% superior à prevista no processo de injeção sob alta pressão, expandindo o diâmetro de influência para 74,4 cm, reduzindo o índice de vazios local de 0,90 para 0,65 na recomposição da rigidez da matriz solo-estaca. Ao final da intervenção, as evidências de campo atestaram que a transferência profunda das cargas promoveu um ganho de rigidez vertical de aproximadamente 20 vezes no sistema de suporte das fundações, resultando na parada imediata das deformações e na estabilização definitiva da edificação.

PALAVRAS-CHAVE: Reforço de fundação, Estacas pressoancoradas, Recalques diferenciais, Paredes de concreto.

ABSTRACT: This study details the foundation reinforcement of a five-story concrete wall building affected by differential settlements due to soil degradation from a continuous water leak. Standard Penetration Tests (SPT) confirmed a critical loss of bearing capacity. The intervention utilized press-anchored piles and a reinforced concrete structure to transfer loads to deeper competent layers. During high-pressure injection, grout consumption was 80% higher than predicted, expanding the influence diameter to 74.4 cm and reducing the local void ratio from 0.90 to 0.65. At the end of the intervention, field evidence confirmed that the deep load transfer provided an approximately 20-fold increase in the vertical stiffness of the foundation support system, resulting in the definitive stabilization of the building.

KEYWORDS: Foundation reinforcement, Micropiles, Differential settlement, Concrete walls.

1 INTRODUÇÃO

O Residencial Lagoa da Paixão II, em Salvador/BA, utiliza o sistema de paredes de concreto, cuja elevada rigidez demanda um suporte de solo extremamente uniforme. O Bloco 05, objeto deste estudo, enfrentou um processo de recalque diferencial severo causado pela lixiviação do solo arenoso sob as fundações originais. A incapacidade do terreno em sustentar as cargas aplicadas gerou movimentações que superaram a

capacidade de deformação da estrutura, resultando em um quadro patológico crítico que comprometeu a estabilidade global da edificação.

Dentre as manifestações observadas, destaca-se uma rachadura vertical que se estende do primeiro ao último pavimento, segmentando a estrutura em duas porções distintas. Esta patologia constitui a evidência visual mais contundente do fenômeno, expondo a rotação de um dos setores do edifício em relação ao seu eixo original de prumo. A gravidade dessa separação física e o avanço das trincas e rachaduras fundamentaram a evacuação imediata do edifício e a urgência de uma intervenção de reforço profundo para estabilizar o sistema, interromper o movimento rotacional e neutralizar o risco de colapso.



Figura 1. Manifestações Patológicas no Bloco 05.

2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E DIAGNÓSTICO

Visando diagnosticar a instabilidade do Bloco 05, realizou-se uma nova campanha de investigação via sondagens SPT (ABNT NBR 6484:2020), cujos resultados revelaram anomalias críticas nas camadas superficiais. Observou-se resistência residual nula ($N_{SPT} = 0$, penetração por peso próprio das hastes) e índices de apenas 3 a 4 golpes para penetrações de até 49 cm, o que caracteriza um solo em estado de colapso. Esta ausência de compacidade evidencia a formação de vazios subsuperficiais por lixiviação severa, tornando o terreno incompatível com o suporte de fundações diretas.

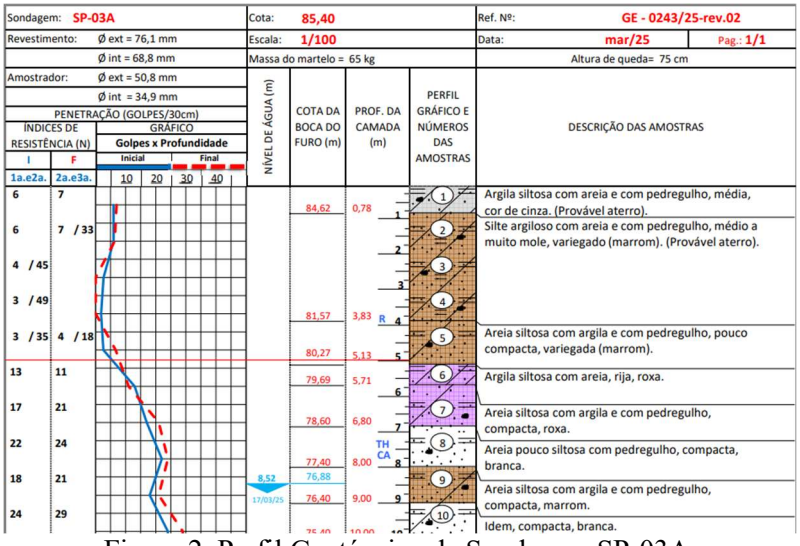


Figura 2. Perfil Geotécnico da Sondagem SP-03A.

A discrepância técnica torna-se evidente ao confrontar os dados atuais com as investigações geotécnicas realizadas na fase de implantação da obra. Originalmente, os relatórios de sondagem apresentavam perfis de rigidez progressiva, caracterizados pelo aumento gradual e consistente dos índices de resistência conforme a profundidade.

Adicionalmente, as investigações geotécnicas localizaram o nível freático (NA) a uma profundidade média de 8,50 m. No que concerne à constituição do terreno, o perfil apresenta um horizonte superficial de argila siltosa de espessura reduzida, sobreposto a uma extensa camada de areia siltosa que predomina em quase toda a profundidade amostrada.

3 PROJETO DE REFORÇO E ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

O projeto de reforço, pautado nas diretrizes da ABNT NBR 6122:2022, fundamentou-se na premissa de transferência integral das cargas da superestrutura para horizontes profundos e mecanicamente competentes, contornando a zona de instabilidade superficial. A solução adotada consistiu na implantação de um sistema de 36 estacas pressoancoradas (microestacas) com diâmetro nominal de 150 mm. O comprimento efetivo de 8,0 metros foi definido para assegurar o embutimento do trecho de ancoragem em solo estável, transpondo as camadas suscetíveis à erosão e considerando as restrições impostas pela cota do nível freático.

Estruturalmente, o sistema foi concebido para criar uma cadeia de transmissão de esforços que garanta a solidariedade entre a nova fundação e a estrutura existente. O fluxo de cargas proveniente da superestrutura do edifício é transmitido a partir das paredes de concreto, que descarregam sobre lajes de apoio dimensionadas para esta interface. Estas lajes transmitem os esforços para as vigas de reforço, as quais repassam as cargas aos blocos de coroamento. Por fim, a carga é transferida às microestacas, que dissipam as tensões no maciço solo por meio do atrito lateral.

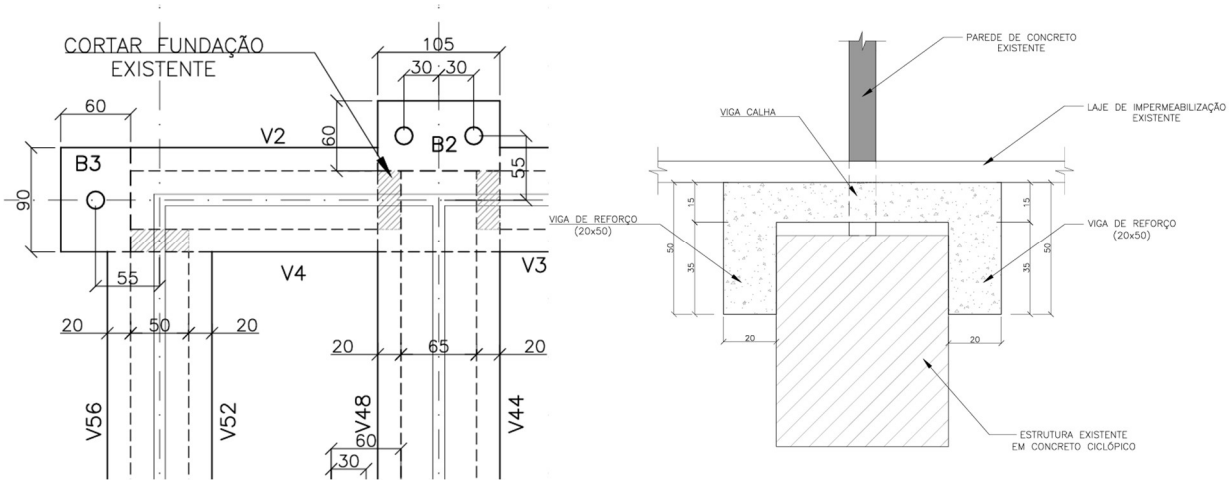


Figura 3. Detalhes da Mesoestrutura.

As especificações técnicas dos elementos e materiais foram determinadas para atender aos requisitos de durabilidade e desempenho estrutural:

- **Geometria e Capacidade:** Estacas com diâmetro de 150 mm e profundidade de 8,0 m, dimensionadas para cargas de trabalho de 20 tf e 25 tf, conforme a distribuição de cargas nos eixos do edifício.
- **Mesoestrutura**: Composta por vigas de reforço com seção transversal de 20x50 cm e blocos de coroamento executados em concreto classe C30. A especificação atende à Classe de Agressividade Ambiental III, garantindo a proteção das armaduras frente às condições do subsolo e à umidade local, conforme a ABNT NBR 6118:2023
- **Elementos de Ancoragem e Tirantes:** O núcleo estrutural das microestacas é constituído por barras de aço de alta resistência, do tipo THB-32 mm, posicionadas centralmente ao fuste. A interface de transferência de carga no bloco de coroamento é composta por um conjunto de placas de aço e porcas sextavadas. Este sistema é o responsável por garantir a continuidade estrutural entre a fundação profunda e a mesoestrutura.

- **Trecho de Ancoragem e Injeção:** Do comprimento total da estaca, foi definido um trecho ancorado de 5,00 metros. Este segmento é dotado de tubos de manchete para a injeção multiestágio de calda de cimento sob pressão, visando a formação do bulbo de ancoragem e a maximização do atrito lateral no horizonte de solo competente.
- **Armadura de Fretagem:** Devido à elevada concentração de tensões na região da placa de ancoragem, foi dimensionada uma armadura de fretagem (espirais ou estribos helicoidais) no interior dos blocos de coroamento. Esta armadura tem a função de resistir aos esforços de fendilhamento (tração transversal), impedindo a ruptura do concreto por expansão lateral e garantindo a integridade do nó estrutural sob as cargas de serviço da edificação.

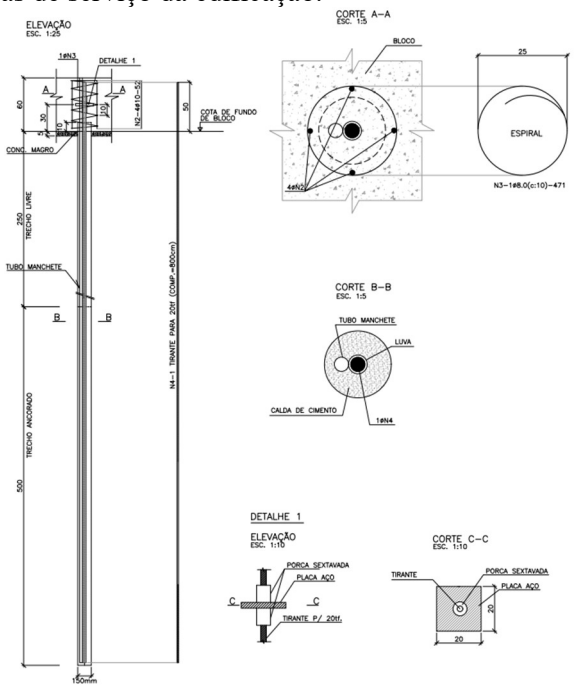


Figura 4. Detalhes da Microestaca.

4 PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS

A execução do reforço seguiu um rito rigoroso para garantir a segurança da estrutura já comprometida, conforme as especificações de projeto e as diretrizes normativas.

4.1 Escoramento da Edificação

Previamente a qualquer intervenção no solo ou na fundação original, foi realizado o escoramento preventivo da edificação. Esta etapa foi crítica para mitigar os riscos de agravamento das patologias existentes durante as etapas de vibração (perfuração) e escavação. Foram utilizadas torres metálicas e escoras devidamente dimensionadas para aliviar as tensões nas paredes de concreto, garantindo um ambiente de trabalho seguro e a estabilidade global do bloco durante a reorganização dos esforços.

4.2 Locação e Perfuração dos pontos das Estacas

A locação dos 36 pontos de estacas seguiu rigorosamente o projeto. A perfuração foi executada com diâmetro nominal de 150mm, utilizando perfuratriz hidráulica (Sonda 920) adaptada para operar em locais com restrição de pé-direito. Conforme nota de projeto, as estacas foram aprofundadas até a cota de 8,0m, utilizando fluido estabilizante para garantir a integridade do fuste nas camadas de areia siltosa identificadas no diagnóstico.



Figura 5. Execução de Furo das Estacas.

4.3 Instalação do Tirante e Selagem da Bainha

Nesta etapa, procedeu-se à descida do tirante central (aço THB-32). O sistema de injeção foi estruturado com a utilização de tubos de manchete em PVC, que funcionam como dispositivos de injeção setorizada. Estes tubos possuem furos protegidos por válvulas de borracha (manchetes) e anéis de vedação, dispostos a cada 50cm ao longo do trecho de ancoragem. Após a instalação, foi executado o preenchimento da bainha com calda de cimento por gravidade (fluxo ascendente), visando a proteção do tirante e a preparação para os estágios de injeção sob pressão.

4.4 Injeção de Calda de Cimento

A injeção foi realizada em múltiplos estágios por meio de uma bomba de injeção de calda de cimento (BIC) através das manchetes, com pressão de encerramento de 20bar (20kgf/cm²), conforme prescrito em projeto. Durante este processo, verificou-se um consumo de calda cerca de 80% superior ao estimado inicialmente (954 sacos consumidos de 520 previstos).



Figura 6. Injeção de Calda de Cimento.

O volume total injetado foi de 38,99 m³. Excluindo-se o volume nominal teórico das 36 microestacas ($D_{nom} = 0{,}15$ m e $L = 8$ m), $V_{furos} \approx 5{,}09$ m^3, o volume excedente no maciço foi de $V_{exc} \approx 33{,}90$ m^3 (0,94 m³/estaca). Assumindo porosidade média pós-lixiviação $n \approx 0{,}45$ e trecho de ancoragem $L_{anc} = 5$ m, o raio de melhoria (R_m) gerado por permeação e compactação radial (expansão de cavidade) é:

$$R_m = \sqrt{r_0^2 + \frac{V_{exc}}{\pi \cdot L_{anc} \cdot n \cdot 36}} \approx 0{,}372 \text{ m} \quad (1)$$

Este processo expandiu o diâmetro de influência para 74,4 cm, reduzindo o índice de vazios local de 0,90 (estado fofo lixiviado) para 0,65 (estado compacto), valores típicos para horizontes arenosos-siltosos descritos na literatura clássica (Velloso e Lopes, 2010), recompondo a rigidez da matriz solo-estaca.

4.5 Execução dos Blocos e Vigas de Tranferência

Durante a fase de escavação e exposição das bases existentes, constatou-se que as dimensões da fundação em concreto ciclópico apresentavam variações significativas em relação ao previsto em projeto, que considerava larguras entre 50 e 65 cm. Essa divergência técnica decorreu do esbojamento do concreto na época da construção original (ausência de fôrmas ou sobrelargura de escavação), resultando em elementos de fundação mais largos e irregulares do que o nominalmente projetado.

Diante dessa realidade de campo, as dimensões dos blocos de coroamento e das vigas de reforço sofreram ajustes geométricos pontuais para garantir o adequado encunhamento e a continuidade do fluxo de cargas. Tais alterações foram acompanhadas de uma reavaliação técnica concomitante à execução, assegurando que o dimensionamento final respeitasse os critérios de rigidez e segurança previstos

O concreto utilizado seguiu rigorosamente o estudo de traço formulado com cimento CP II F 32 e aditivo superplastificante. Para minimizar o tempo de exposição da estrutura e permitir que a nova fundação assumisse as cargas o mais rápido possível, o traço foi desenhado para atingir 100% da resistência especificada (fck = 30MPa) em apenas 7 dias. Essa estratégia acelerou o cronograma e garantiu que a transferência de carga ocorresse com o concreto já em maturidade estrutural, minimizando danos por deformações excessivas.

4.6 Execução das Lajes de Apoio das Paredes

A execução foi realizada de forma segmentada, adotando-se o método sequencial alternado. Esta técnica consistiu na abertura de trechos intercalados de, no máximo, 1,50 m de extensão, garantindo que a superestrutura mantivesse pontos de apoio na fundação original enquanto os novos elementos de reforço eram processados. Tal precaução foi essencial para viabilizar a transferência gradual de cargas e evitar a concentração de tensões que pudessem exacerbar as manifestações patológicas existentes.

5 ANÁLISE DE DESEMPENHO E MONITORAMENTO ESTRUTURAL

Para validar a eficácia da intervenção, analisou-se o comportamento mecânico do sistema solo-fundação-estrutura sob a ótica da Interação Solo-Estrutura (ISE). A elevada rigidez das paredes de concreto agiu como viga-parede, redistribuindo cargas via efeito arco para os apoios íntegros periféricos durante o recalque da região central colapsada. Esse fenômeno gerou tensões de tração oblíquas na superestrutura, desencadeando o quadro de fissuração progressiva. Com a implantação do sistema de reforço profundo, a interface solo-estrutura foi modificada pela transferência de esforços para camadas competentes. A eficácia deste processo foi avaliada de forma combinada por meio do monitoramento das deformações na superestrutura e do ensaio de Prova de Carga Estática (PCE) em campo.

5.1 Monitoramento de Fissuras

O monitoramento da taxa de abertura das fissuras e rachaduras no Bloco 05 teve como objetivo principal identificar o nível de atividade estrutural frente aos recalques diferenciais e às vibrações inerentes ao processo executivo. A metodologia consistiu na fixação de pinos testemunhos metálicos posicionados perpendicularmente às descontinuidades, servindo como pontos de referência estáveis.

As leituras foram realizadas com um paquímetro digital de precisão (resolução de 0,01 mm), estabelecendo-se uma medida inicial de referência para cada ponto. Foram monitorados doze pontos de controle distribuídos estrategicamente nos cinco pavimentos. Dentre os cinco pontos de maior movimentação, o ponto 11 (último pavimento) destacou-se como o mais sensível e representativo, capturando as maiores amplitudes de movimentação devido à rigidez do sistema de paredes de concreto.

O monitoramento contínuo das descontinuidades por paquímetro digital de precisão registrou graficamente a estabilização do movimento rotacional de corpo rígido sofrido pela edificação, conforme as curvas apresentadas na Figura 7.

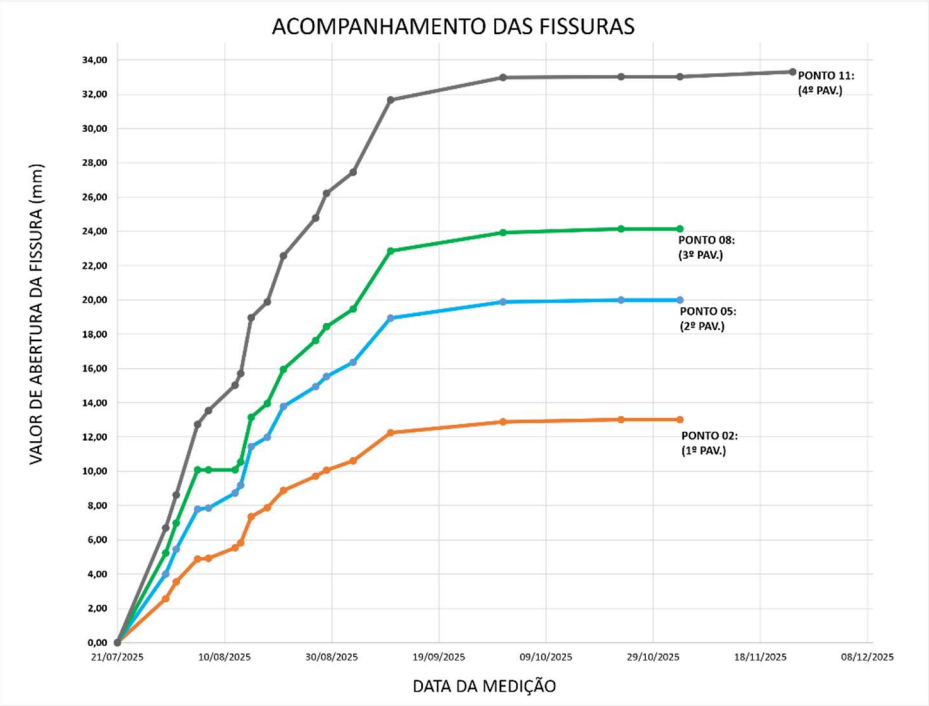


Figura 7. Monitoramento Estrutural.

A análise temporal indica que a velocidade de abertura das fissuras ($\Delta s/\Delta t$), altamente ativa durante as fases de perfuração e injeção inicial (julho a setembro de 2025), sofreu forte desaceleração a partir de outubro de 2025, coincidindo com a consolidação da mesoestrutura de transferência. Com a cura completa do concreto e a transferência total das cargas estruturais para as microestacas em novembro de 2025, as curvas horizontalizaram-se completamente ($\Delta s \approx 0$), consolidando as leituras de estabilização em valores acumulados de 1,3 cm (Ponto 02 – 1º pavimento) até 3,3 cm (Ponto 11 – 4º pavimento).

O gradiente de deslocamentos crescente com a altura da edificação comprova fisicamente a cinemática de rotação sofrida pelo Bloco 05, que foi definitivamente estabilizada pelas novas fundações profundas.

5.2 Prova de Carga Estática (PCE)

A validação da capacidade de carga das microestacas foi realizada através de um ensaio de prova de carga à tração. A escolha por este método, em detrimento da compressão, justifica-se pela restrição de espaço operacional dentro do condomínio e pela necessidade de validar especificamente o atrito lateral e a eficiência da injeção sob pressão, que são os mecanismos de suporte deste sistema.

O sistema de reação foi concebido com vigas metálicas ancoradas ao solo por meio de duas estacas de reação (cargueiras), sendo o esforço transmitido à estaca de ensaio através de um macaco hidráulico central. Para a medição dos deslocamentos (recalques), foram instalados quatro deflectômetros com precisão de 0,01 mm, dispostos em dois eixos ortogonais sobre a cabeça da estaca e fixados em vigas de referência independentes, livres de interferências externas.

Conduziu-se ensaio de PCE à tração lenta (ABNT NBR 16903:2020) na estaca E22 até a carga máxima de 50 tf, equivalente ao dobro da carga de trabalho de projeto de 25 tf, atendendo ao fator de segurança ($F.S. \geq 2{,}0$) da ABNT NBR 6122:2022. Sob o estágio de serviço de 25 tf (250 kN), o deslocamento elástico medido na cabeça da estaca registrou-se em 4,30 mm, enquanto no pico de carregamento de 50 tf (500 kN), o deslocamento máximo alcançou 12,77 mm, sem qualquer sinal de ruptura por arrancamento. Após o descarregamento completo do sistema, o deslocamento plástico residual acumulado estabilizou-se em 7,59 mm. Isso demonstra um retorno elástico de 5,18 mm (representando aproximadamente 40% de recuperação do deslocamento máximo), atestando o comportamento elasto-plástico e a rigidez do bulbo de ancoragem formado a 20 bar.

O deslocamento linear de 4,30 mm registrado no estágio de serviço (250 kN) permite determinar a rigidez elástica de uma microestaca individual (K_{estaca}) por:

$$K_{estaca} = \frac{250\text{kN}}{4{,}30\text{mm}} \approx 58 kN/mm \quad (2)$$

No sistema de 36 microestacas, desprezando efeitos de grupo pelo espaçamento adotado, a rigidez global pós-reforço $\sum K_{estaca} \approx 2.088\, kN/mm$. Para fins comparativos, a rigidez vertical original do sistema assentado sobre o solo colapsado foi estimada com base no coeficiente de reação vertical de Terzagui (1955) para sapatas em solos siltosos e arenosos (resultando em $K_{inicial} \approx 106\,\text{kN/mm}$). A relação elástica atesta que a intervenção profunda promoveu um ganho de rigidez vertical de aproximadamente 20 vezes no sistema de suporte das fundações. Esse acréscimo justifica fisicamente a parada imediata das deformações e a estabilização definitiva da edificação.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A intervenção de reforço realizada no Bloco 05 do Residencial Lagoa da Paixão II permitiu concluir que a reabilitação de estruturas sensíveis, como as de paredes de concreto, exige um diagnóstico preciso e uma execução adaptativa. A partir das análises analíticas e dos dados quantitativos de campo, conclui-se que:

- **Eficácia do Sistema:** A utilização de estacas pressoancoradas mostrou-se a solução ideal para o cenário de instabilidade por erosão hídrica. A técnica não apenas restabeleceu o suporte profundo em horizontes de rigidez progressiva, mas também atuou como um método de melhoria de solo.
- **Tratamento de Vazios:** O consumo real de calda de cimento 80% superior ao estimado inicialmente foi um dado empírico crucial que confirmou a existência de descontinuidades internas no solo e validou a injeção sob alta pressão (20 bar). Esse processo expandiu o diâmetro de influência para 74,4 cm, reduzindo o índice de vazios local de 0,90 para 0,65 e recompondo a rigidez da matriz solo-estaca.
- **Validação Técnica**: A Prova de Carga Estática executada na estaca E22 comprovou a alta capacidade do reforço ao registrar um deslocamento de apenas 4,30 mm sob a carga de serviço de 25 tf, mantendo um comportamento seguro mesmo sob a carga máxima de ensaio de 50 tf (12,77 mm de deslocamento máximo e 7,59 mm residual). Esse desempenho prático atesta que a intervenção profunda promoveu um ganho de rigidez vertical imediato de aproximadamente 20 vezes no sistema de suporte das fundações. Acréscimo que converge com o monitoramento de fissuras da Figura 7, apresentando uma perfeita inflexão horizontal ($\Delta s \approx 0$) e estabilização completa de todos os pontos a partir da transferência total das cargas estruturais para as microestacas em novembro de 2025.

Em suma, o estudo de caso reforça a viabilidade técnica das estacas pressoancoradas em situações emergenciais de perda de suporte do solo. A experiência documentada serve como referência para intervenções em conjuntos habitacionais de alta rigidez, onde a interação solo-estrutura exige soluções que combinem capacidade de carga elevada com mínima perturbação da estrutura existente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. *Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Solo - Prova de carga estática em fundação profunda.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações.* Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.* Rio de Janeiro.

Terzaghi, K. (1955) *Evaluation of coefficients of subgrade reaction*. Géotechnique, 5 (4), p. 297-326.

Velloso, D. A., Lopes, F. R. (2010) *Fundações*. Oficina de Textos, São Paulo, v. 2.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/94

Reforço estrutural em estação de captação de água em Lages/SC com proposta de monitoramento geológico – estudo de caso

Diogo Felipe Steinheuser, Eng. Civil
Pós-Graduado na Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Departamento de Engenharia Civil, Florianópolis, SC, Brasil. E-mail: eng.diogofelipe@gmail.com

Gracieli Dienstmann, Ph.D.
Docente na Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Departamento de Engenharia Civil, Florianópolis, SC, Brasil. E-mail: g.dienstmann@ufsc.br

RESUMO: Este artigo apresenta uma abordagem aplicada para reforço das fundações profundas de uma estrutura operacional vital, na estação da SEMASA, em Lages/SC. A intervenção envolve a execução de estacas de hélice contínua, associados a dois novos blocos de coroamento e reforços de outros dois blocos, projetados em conformidade com as diretrizes das normas ABNT NBR 6118:2024 e NBR 6122:2019. Complementarmente à solução convencional, propõe-se a integração de sistemas inteligentes de instrumentação geotécnica/geológica, gerando dados de campo provenientes de sensores como piezômetros, níveis de água, inclinômetros e pontos de monitoramento físicos. A integração entre o modelo estrutural, desenvolvido em plataforma BIM e os dados colhidos pelos sensores geológicos/geotécnicos, poderá permitir a criação de um ecossistema de dados que viabiliza simulações diagnósticas e operacionais, para as tomadas de decisões técnicas de Engenharia, elevando os padrões de controle operacional, confiabilidade do sistema e durabilidade estrutural. Este trabalho contribui para consolidar o uso de monitoramento técnico como ferramenta estratégica, fortalecendo a transição do setor geotécnico/geológico rumo à digitalização inteligente e gestão de ativos.

PALAVRAS-CHAVE: Reforço estrutural; Interação solo-estrutura; Colapso; Captação de água.

ABSTRACT: This article presents an applied approach to strengthening the deep foundations of a vital operational structure, at the SEMASA station in Lages, Santa Catarina. The intervention involves the construction of continuous helix piles, associated with two new capping blocks and reinforcement of two other blocks, designed in accordance with the guidelines of ABNT NBR 6118:2024 and NBR 6122:2019 standards. In addition to the conventional solution, the proposed solution integrates intelligent geotechnical/geological instrumentation systems, generating field data from sensors such as piezometers, water levels, inclinometers, and physical monitoring points. The integration between the structural model developed on a BIM platform and the data collected by geological/geotechnical sensors could enable the creation of a data ecosystem that enables diagnostic and operational simulations for technical engineering decision-making, raising the standards of operational control, system reliability, and structural durability. This work contributes to consolidating the use of technical monitoring as a strategic tool, strengthening the geotechnical/geological sector's transition toward intelligent digitalization and asset management.

KEYWORDS: Structural reinforcement; Soil-structure interaction; Collapse; Water catchment.

1 INTRODUÇÃO

A segurança estrutural de estações de captação de água é uma condição primária para o funcionamento adequado dos sistemas de abastecimento público. Essas construções são geralmente localizadas em áreas sujeitas a instabilidade geotécnica e variações hidrológicas, estando expostas a um conjunto de fatores que, com o tempo, podem provocar diferentes manifestações patológicas, como fissuras, recalques e até colapsos. Tais ocorrências comprometem o desempenho estrutural e reduzem a vida útil das edificações (Jessel e Jacobs, 2005; Sobral et al., 2008).

As intercorrências associadas a instabilidade da estação ERAB-03, situada no município de Lages, no estado de Santa Catarina, motivaram a elaboração do presente estudo. Na referida estação, após o colapso parcial de um muro de gabião, ocorrido em junho de 2023, houve a desestabilização de um talude lateral e recalques diferenciais no terreno. Esse movimento inesperado gerou sobrecargas nas fundações da estação, afetando pilares, vigas e lajes e provocando manifestações estruturais severas. A falha do sistema de contenção evidenciou fragilidades na interação solo-estrutura, exigindo escoramento emergencial e intervenções corretivas. Para estabilização, foram executadas estacas escavadas do tipo hélice contínua, blocos de fundação, novos arranques de pilares, além do reforço de pilares existentes e vigas, por meio do método de encamisamento em concreto armado, conforme as diretrizes das normas ABNT NBR 6118:2024 e NBR 6122:2019.

Apesar de resolverem a emergência do colapso estrutural parcial, as intervenções corretivas costumeiramente adotadas não envolvem uma análise mais abrangente da estrutura e o comportamento do solo ao longo do tempo. Em situações como essa, torna-se cada vez mais relevante adotar sistemas de acompanhamento estrutural contínuo, capazes de avaliar o desempenho em tempo real de forma mais precisa. Técnicas geofísicas, como a eletrorresistividade e a sísmica de refração, têm demonstrado eficiência no monitoramento de fundações e encostas, principalmente em áreas com risco geotécnico significativo (Canatto, 2021; Guireli Netto, 2024). Quando associadas a sistemas computacionais de modelagem estrutural, contribuem para a gestão preventiva e para a tomada de decisões técnicas com maior grau de confiabilidade.

Com base nesse contexto, este artigo apresenta o estudo de caso da estação ERAB-03, a partir da análise das patologias estruturais que motivaram a intervenção e da solução técnica adotada para sua estabilização. Além disso, discute-se a viabilidade de implantação de um sistema de monitoramento geológico/geotécnico complementar, com o objetivo de garantir a durabilidade da estrutura e prevenir novas ocorrências. A proposta inclui diretrizes para instrumentação do solo ao redor das fundações e aponta caminhos para integrar esse monitoramento a tecnologias digitais emergentes, como os gêmeos digitais, ampliando as ferramentas disponíveis para a engenharia aplicada a obras hidráulicas de médio porte, transformando intervenções estruturais convencionais em soluções preditivas e inteligentes.

2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA, DIAGNÓSTICO E ESCORAMENTO DA ESTRUTURA

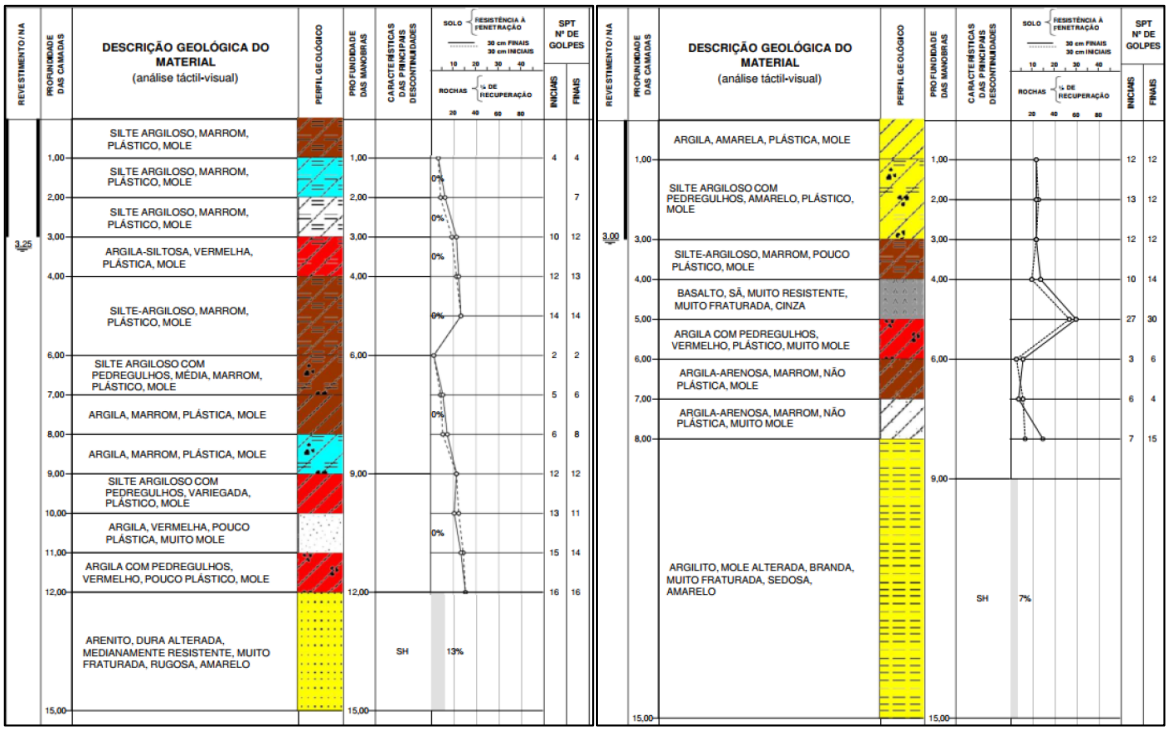
2.1 Caracterização geotécnica do local

A estação ERAB-03 está implantada em área ribeirinha com declividade acentuada, às margens do Rio Caveiras, em Lages/SC. O subsolo local é caracterizado por solos residuais heterogêneos, predominantemente argilo-arenosos, sobrejacentes a rochas sedimentares e vulcânicas altamente fraturadas, com baixos valores de RQD, indicando reduzida qualidade geomecânica. Essa condição geotécnica, associada à variação do regime de umidade, contribui para a instabilidade de taludes e justifica a adoção de soluções de fundação profunda.

As coordenadas geográficas do local são -27,8331° de latitude e -50,2686° de longitude. As fundações existentes foram constituídas de estacas armadas com 25 cm de diâmetro e 600 cm de comprimento e blocos de fundação.

2.2 Sondagem mista

Foram executadas sondagens mistas com profundidade de até 15 m, conforme NBR 6484:2020, combinando ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) e sondagem rotativa. Ambas as sondagens demostraram a presença de solos moles nos primeiros metros, seguidos por materiais rochosos alterados com baixa resistência e elevada fraturação (Figura 1). Na sondagem SM-01 (figura 1 a) foram observadas camadas de silte-argiloso, com Nspt de 4 a 14 intercaladas com camadas de argila-siltosa e argila com Nspt de 6 a 16. Arenito com índice de recuperação de 12% foi observado na profundidade de 12m, nesta amostra tivemos o nível de água em 3,25 m. Comportamento similar de intercalação de camadas foi observado também na SM-02 (figura 1 b), com presença de argilito apontada a partir de 8m e nível de água em 3,0 metros.



(a) (b)

Figura 1. Sondagens Mistas (a) SM 01; (b) SM02

A heterogeneidade do perfil geotécnico justificou a adoção de fundações profundas para transferência de cargas a camadas mais competentes.

2.3 Ensaios de esclerometria

Foram realizados ensaios de esclerometria com esclerômetro tipo Schmidt, conforme a ABNT NBR 7584:2012, visando a avaliação da dureza superficial do concreto. Os resultados indicaram resistência média de 39,67 MPa, conforme apresentado na Tabela 1.

Para fins de análise estrutural, foi adotado valor de resistência de 25 MPa, considerando as condições reais de conservação da estrutura e critérios de segurança estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2024. Esse valor resulta em fator de segurança (FS) de 1,58, superior ao mínimo de 1,4 para verificações em estado limite último (ELU).

Tabela 1. Resultados da esclerometria

Parâmetro	Pilar antigo	Cortina	Pilar novo
Primeira soma	605	580	609
Primeira média	37,8	36,2	38,0
Limite inferior (-10%)	34,0	32,6	34,2
Limite superior (+10%)	41,6	39,8	41,8
Segunda soma	382,8	460,0	491
Segunda média	38,3	35,4	37,7
Fator de correção	0,07	0,07	0,07
Índice corrigido	40,8	37,7	40,2
Resistência obtida (MPa)	41	38	40

2.4 Projeto de escoramento

Após a inspeção e realização da perícia técnica, foi constatada a necessidade de implantação de escoramento emergencial da estrutura, com o objetivo de evitar a progressão de danos e eventual colapso global. O escoramento foi direcionado principalmente às vigas e lajes superiores, promovendo o alívio das solicitações atuantes por meio da redistribuição dos carregamentos estruturais.

Na sequência, procedeu-se ao dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais necessários à recomposição da capacidade resistente da edificação. As intervenções contemplaram a execução de estacas profundas, blocos de coroamento, pilares de arranque, além da amarração entre elementos novos e existentes, garantindo a adequada transferência de esforços. Adicionalmente, foram previstos reforços nas vigas de baldrame e nos elementos estruturais do primeiro pavimento, visando restabelecer a integridade e o desempenho global da estrutura.

O escoramento (figura 2 a) fez o uso de escoras de eucalipto com diâmetro de 10 cm, comprimento de 280 cm, calçadas sob tábuas de 1x6”, usando ripas de travamento (figura 2 b) com 1x3” a meia altura. Foram usadas guias de madeira, evitando o choque com as instalações elétricas de infraestrutura existentes.



(a) (b)

Figura 2. Imagens da execução das escoras de madeira

3 ANÁLISE, MODELAGEM ESTRUTURAL E PROJETO DE REFORÇO

A metodologia adotada de trabalho no projeto de recuperação foi dividida em duas partes principais: (1) a análise técnico-estrutural da edificação com base no diagnóstico pericial e no projeto de reforço elaborado, e (2) a proposição de um sistema de monitoramento geológico complementar, com foco na gestão preventiva da estrutura ao longo do tempo.

A primeira etapa teve início com o levantamento documental e a análise dos projetos existentes da estação ERAB-03, somada às informações obtidas em laudo técnico elaborado por equipe especializada, após a queda do muro de contenção em junho de 2023. A avaliação incluiu inspeções visuais, registo fotográfico das manifestações patológicas, mapeamento de trincas, ensaios não destrutivos com esclerômetro e modelagem estrutural com o uso do software Eberick, conforme os preceitos da ABNT NBR 6118:2024. O modelo estrutural foi comparado em dois cenários distintos: a configuração original e a condição após o colapso.

Conforme a perícia técnica, alguns pontos de falha (figura 3 a e b) foram encontrados, mostrando que a estrutura não suportou a redistribuição dos esforços oriundos da queda do muro de contenção. Essa inspeção gerou os dados para iniciar a modelagem estrutural. A Figura 4 apresentam um comparativo entre modelo e estrutura após evento (a) e a modelagem (b).



(a) (b)

Figura 3. Pontos de falha da estrutura encontrados na perícia



(a) (b)

Figura 4. Foto da obra a esquerda e modelagem estrutural a direita

Conforme a figura 5, podemos ver a tração nos pilares e vigas dessa região gerando a uma registribuição dos esforços e os colapsos mostrados na figura 3.

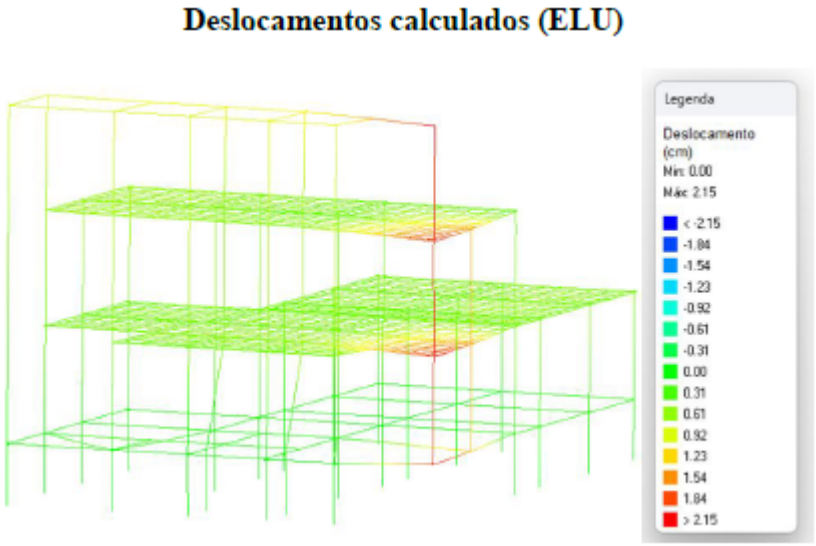


Figura 5. Deformação do modelo estrutural pós colapso

Durante a elaboração dos modelos finais, foram usados os dados de classe de agressividade ambiental do tipo II (moderada), incluindo todos os cobrimentos presentes na ABNT NBR 6118:2024, adequados a localização da área de estudo, levando em consideração que o reforço estrutural terá previsto a vida útil de 50 anos, bem como o período mínimo de carregamento dos elementos estruturais para decimbramento completo da estrutura.

Para os cálculos das fundações, foram usados os valores listados na tabela 2, analisando os valores para cálculo dos blocos de coroamento e para a carga a ser distribuída nas estacas.

Tabela 2. Valores dos pilares utilizados para cálculo

Nome	Seção (cm)	Mbd topo (kgf.m)	Mbd base (kgf.m)	Mhd topo (kgf.m)	Mhd base (kgf.m)	Carga máxima vertical (tf)
P8	21x25	271,00	238,69	866,30	1.085,88	20,07
P10	21x25	137,92	274,73	802,55	1.072,65	12,21
P11	21x25	315,00	366,55	389,71	442,12	19,99
P12	21x25	315,89	361,33	1.062,73	1.204,72	23,82

Como houve uma grande redistribuição dos esforços e alguns elementos estruturais não suportaram, foi adotado um reforço estrutural nestes elementos a fim de manter a capacidade estrutural da edificação.

3.1 Projeto de reforço da fundação

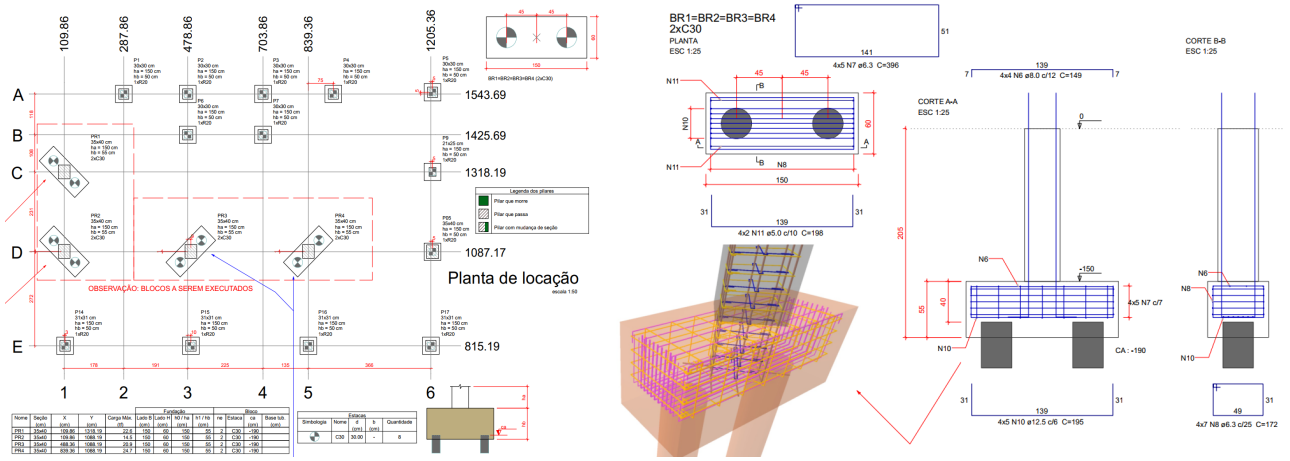
A fundação proposta para o reforço estrutural da edificação foi projetada utilizando-se estacas escavadas do tipo hélice contínua com diâmetro de 30 cm e comprimento previsto de 12 metros, visando atingir camada resistente de solo conforme investigações geotécnicas anteriores.

Foi produzido um projeto estrutural conforme a figura 2 com detalhamento das posições e arranjo das estacas e blocos de coroamento em relação aos eixos estruturais existentes da edificação, permitindo uma visualização precisa da integração com os elementos estruturais novos e já existentes. Destaca-se na legenda gráfica o posicionamento dos pilares existentes, pilares novos e pilares que sofreram alteração de seção, sendo que os pilares reforçados ganharam a nomenclatura de pilares PR1 – PR2 – PR3 – PR4. A supraestrutura não será detalhada neste artigo.

Ao todo, serão executadas 08 estacas, distribuídas em 04 blocos de coroamento (BR1 a BR4), conforme ilustrado no detalhamento técnico apresentado.

A infraestrutura foi calculada e projetada para uso de estacas hélice contínua. O cálculo das estacas foi feito com base nos valores obtidos na sondagem mista 01, com Nspt inciado em 4 e finalizando em 16, calculados camada por camada pelo método de Aoki Velloso – Padm = 26 tf para cada uma das estacas e fator de segurança de 2. As estacas devem penetrar 12 metros, conforme detalhamento da estaca. Seu diâmetro é de 30 cm, tendo com armadura longitudinal 8 barras de 8 mm e estribos transversais de 6,3 mm a cada 15 cm entre um e outro, devendo ser produzidas preferencialmente de forma helicoidal. São ao todo 8 estacas, duas para cada um dos blocos.

Os 04 blocos (BR1 – BR2 – BR3 e BR4) e devem ser executados com as dimensões de 150x60 cm, contendo 2 estacas de 30 cm cada. As estacas estão a 90 cm um da outra e deve ser travada a armadura na base do pilar novo ou existente. Para tal fim, as armaduras devem estar no nível abaixo da viga baldrame executada (para pilares existentes), fixando completamente os pilares existentes no reforço estrutural calculado. As armaduras devem ser cortadas e dobradas conforme mostrado na figura 6 b.



(a) (b)

Figura 6. Planta de locação da estrutura e detalhamento dos blocos

4. PROPOSTA DE MONITORAMENTO GEOTÉCNICO

Como medida preventiva complementar às ações de reforço estrutural, propõe-se a implementação de um sistema contínuo de monitoramento geológico/geotécnico na área da captação ERAB-03. Essa proposta contempla o acompanhamento detalhado do comportamento do maciço rochoso e dos solos adjacentes, especialmente nas regiões próximas aos antigos muros de contenção e aos novos blocos de fundação. A preocupação consiste em especificar medidores capazes de indicar a eminência de novos movimentos de instabilização do local que possam sobrecarregar a área de captação.

Os sistemas sugeridos devem ser compostos por:

- Instalação de marcos topográficos de recalque, utilizando equipamentos específicos para monitoramento preciso de deslocamentos verticais. Esses marcos devem ser superficiais de deslocamento, mantendo continuamente os pontos de referência de deslocamento para a estrutura de reforço e para o entorno. A sugestão é de que pelo menos 5 pontos sejam instalados;
- Implantação de inclinômetros digitais para a verificação contínua dos deslocamentos horizontais das camadas do solo, indicando que os medidores devem ser facilmente verificados em painel de comando pela equipe técnica da SEMASA;
- Uso de piezômetros e medidores de nível de água para acompanhamento das variações no terreno da captação, próximo ao rio e na lagoa artificial da AMBEV. Esses equipamentos também devem estar em painel visível para acompanhamento.

Esses equipamentos devem realizar medições periódicas, inicialmente com frequência semanal nos primeiros doze meses após a conclusão das obras de reforço estrutural, permitindo uma avaliação minuciosa e antecipada das condições estruturais e geotécnicas. As especificações técnicas e modelos destes equipamentos devem ser implementados avaliando a manutenção e uso destes equipamentos, levando em consideração o investimento e seu benefício versus custo de implantação para a cidade de Lages. Sugere-se também implementar a leitura desses equipamentos a toda a informação produzida no projeto em BIM, unificando um banco de dados para monitoramento. Dessa forma, todas as decisões sobre técnicas de engenharia e condições hidrogeológicas futuras, podem fazer uso desse banco de dados e serem mais assertivas.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A comparação entre os modelos estruturais evidenciou alterações significativas na distribuição de esforços após o colapso do sistema de contenção, observados que houve uma concentração muito grande de esforços nos pilares P8, P10, P11 e P12 e suas fundações, vinculados também ao comportamento de perda de rigidez do solo e um quase colapso global da estrutura. Com este contexto, a solução de reforço adotada

baseada na execução de estacas profundas associadas a blocos de coroamento, mostrou-se adequada para restabelecer a capacidade resistente da estrutura.

O estudo de caso da estação de captação ERAB-03, em Lages/SC, não apenas evidenciou a necessidade de intervenções emergenciais diante de falhas estruturais, mas também revelou um panorama mais amplo: a urgência de uma transformação cultural e tecnológica na forma como infraestruturas críticas são projetadas, monitoradas e mantidas no Brasil.

A abordagem integrada adotada combinando diagnóstico técnico aprofundado, modelagem computacional, reforço estrutural preciso e proposta de monitoramento geotécnico inteligente, representa mais do que uma solução pontual: constitui um novo paradigma para a gestão da infraestrutura pública.

Propõe-se, portanto, que metodologias semelhantes sejam incorporadas a programas de manutenção preditiva em órgãos municipais e estaduais, com incentivo à digitalização de ativos e à criação de bancos de dados estruturais e geotécnicos integrados. Além disso, deve-se incentivar a inserção obrigatória de planos de instrumentação e monitoramento em projetos financiados com recursos públicos, especialmente em estruturas de operação contínua.

Por fim, este trabalho evidencia que a confiabilidade e durabilidade de uma estrutura não dependem apenas da resistência de seus materiais ou do rigor de seus cálculos, mas também da capacidade da engenharia em olhar o invisível, antecipar riscos e construir soluções inteligentes. A replicabilidade desta metodologia em outras regiões e setores pode representar um divisor de águas na busca por cidades mais seguras, resilientes e tecnicamente sustentáveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2024). NBR 6118:2024 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122:2019 – Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484:2020 – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012). NBR 7584:2012 – Concreto endurecido – Determinação da dureza superficial pelo esclerômetro. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2004). NBR 14931:2004 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR ISO 19650-1:2020 – Organização e digitalização de informações sobre obras de construção civil com uso de BIM. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

Canatto, L. C. Geofísica aplicada ao monitoramento de encostas urbanas. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2021.

Eastman, C. et al. BIM Handbook: a guide to building information modeling for owners, managers, designers, engineers and contractors. 2. ed. Hoboken: Wiley, 2011.

Jessel, J.; JACOBS, M. Patologia das estruturas. São Paulo: PINI, 2005.

Sobral, L. et al. Avaliação e reforço de fundações. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

Souza, T. A. Avaliação geotécnica de taludes urbanos em regiões de alta umidade. Florianópolis: UDESC, 2024. Relatório técnico.

Succar, B. Building Information Modelling framework: a research and delivery foundation for industry stakeholders. Automation in Construction, v. 18, n. 3, p. 357–375, 2009. DOI: https://doi.org/10.1016/j.autcon.2008.10.003.

Thomaz, E. Manual de inspeção predial. 6. ed. São Paulo: PINI, 2020.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/95

Região Metropolitana de Belém e a Capacidade de Carga de Fundação do Tipo Hélice Contínua

Gérson Jacques Miranda dos Anjos
Professor, UFPA, Belém, Brasil, mirandadosanjos@gmail.com

Marcelo Seabra de Andrade
Graduado em Engenharia Civil, UFPA, Belém, Brasil, eng.marceloseabra@gmail.com

Fernando Navarro Crespo Neto
FN Engenharia, Belém, Brasil, fncresponeto@gmail.com

Ricardo Mendonça de Moraes
D.Sc. em Geotecnia - UnB, Belém, Brasil, ricardo_m_moraes@hotmail.com

RESUMO: A Região Metropolitana de Belém (RMB), assim como outras regiões brasileiras, apresenta ampla utilização de estacas do tipo hélice contínua em projetos de fundações. Este artigo avaliará a resistência lateral unitária (q_l) e a resistência unitária de base (q_b) com base na análise de 50 provas de carga, correlacionando esses parâmetros ao índice de resistência à penetração (N_{spt}), tanto no fuste quanto na base, para estimativa da capacidade de carga total. A metodologia emprega ferramentas estatísticas para a formulação de cada parcela de resistência. A estratigrafia analisada indicou a predominância de frações arenosas (47%), argilosas (31%) e siltosas (23%) nos furos de sondagem. Os resultados demonstram que a metodologia proposta apresenta melhor desempenho estatístico quando comparada aos métodos de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978; 1996), Alonso (1996; 2000), Antunes & Cabral (1996), Monteiro (1997), Gotlieb et al. (2000) e Anjos & Andrade (2020). Entre estes, o método de Anjos & Andrade (2020) apresenta melhor precisão quando aplicado um coeficiente de correção de 0,785 à capacidade de carga total. Verifica-se ainda que os métodos tradicionais tendem a superestimar a capacidade de carga em relação aos resultados de provas de carga, podendo conduzir a avaliações inseguras quando utilizadas.

PALAVRAS-CHAVE: RMB, Estaca Hélice Contínua, Capacidade de Carga Total, Ferramentas Estatísticas

ABSTRACT: The Metropolitan Region of Belém, as well as other Brazilian regions, shows widespread use of Continuous Flight Auger (CFA) piles in foundation engineering. This study evaluates the unit shaft resistance (q_l) and unit base resistance (q_b) based on the analysis of 50 pile load tests, correlating these parameters with the Standard Penetration Test index (N_{spt}) at both shaft and base levels to estimate the total load-bearing capacity. The proposed methodology employs statistical tools to develop predictive formulations for each resistance component. The subsurface profile indicates a predominance of sandy soils (47%), followed by clayey (31%) and silty (23%) materials. The results show that the proposed methodology presents superior statistical performance compared to traditional approaches, including Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978; 1996), Alonso (1996; 2000), Antunes & Cabral (1996), Monteiro (1997), Gotlieb et al. (2000), and Anjos & Andrade (2020). Among these, the method by Anjos & Andrade (2020) demonstrates improved accuracy when a correction factor of 0.785 is applied to the total load capacity, while conventional methods tend to overestimate load-bearing capacity, potentially leading to unsafe designs.

KEYWORDS: RMB, Continuous Flight Auger (CFA) piles, Bearing Capacity, Statistical Tools

1 INTRODUÇÃO

Desde a introdução dos primeiros equipamentos de estacas do tipo hélice contínua no país, pode-se sugerir o ano 2000 como sendo o "início real" desse tipo de equipamento em grande parte do território nacional.

Hoje, é inegável que esse tipo de estaca domina os projetos de fundações, sobretudo em grandes centros urbanos. Na Região Metropolitana de Belém (RMB) não é diferente, com ampla adoção em obras de médio e grande porte. Os equipamentos disponíveis na região abrangem desde perfuratrizes de menor porte (torque) até unidades de grande porte, compondo o conjunto padrão de maquinário utilizado pelas construtoras e empresas de fundações locais. Observa-se a significativa redução do uso de estacas cravadas de concreto, anteriormente predominantes, enquanto as estacas metálicas e do tipo trilho, vibradas ou não, atualmente representam uma parcela minoritária nos projetos da RMB. Adicionalmente, soluções como estacas raiz e estacas escavadas – especialmente as de grande diâmetro – ainda são empregadas, porém com utilização moderada.

Sob o aspecto da geomorfologia, a RMB se insere em planícies flúvio-marinhas da bacia sedimentar amazônica, com relevo plano a suavemente ondulado (altitudes < 10 m, tipicamente). O clima equatorial úmido (pluviosidade anual > 2.500 mm) impulsionam processos intempéricos intensos, gerando solos saturados e espessos. O nível d'água pode ser desde raso a profundo e a rede hidrográfica densa (rios, igarapés, influência de marés) condiciona a dinâmica hidrológica superficial e subterrânea. Depósitos quaternários recentes com argilas moles (por vezes são siltes argilosos, orgânico ou não) e ainda com a possibilidade da presença de areia fina (5 a 10%) na matriz de finos predominante. De acordo com Costa (2001), a geologia regional é dividida em três perfis litológicos: sedimentos recentes, sedimentos Barreiras/Pós Barreiras e formação de Pirabas. Por possuir um perfil litológico sedimentar, há o domínio de solos argilosos e siltosos na região.

2 METODOLOGIAS DE CAPACIDADE DE CARGA

Desde 1975, com a introdução do método de Aoki & Velloso (Rio de Janeiro), observa-se a popularização dos métodos semiempíricos para a estimativa da capacidade de carga de estacas. Tais abordagens, inicialmente desenvolvidas para estacas cravadas de concreto e metálicas, baseiam-se na correlação com os resultados do ensaio SPT (*Standard Penetration Test*). Rapidamente, São Paulo entrou em cena e os brilhantes Décourt & Quaresma lançaram, em 1978, o método de capacidade de carga para estaca do tipo cravada, premiado internacionalmente. Inicialmente, os autores apresentaram uma versão do método com o título *"Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT"*, baseado em resultados de 41 provas de carga. O estudo foi conduzido principalmente para estacas pré-moldadas de concreto. Entretanto, os autores admitiam, como primeira aproximação, a aplicabilidade do método também para estacas do tipo Franki. Em 1982, a Revista Construção mostra a versão com a formulação atual para $q_l = 10.N_{spt}/3 + 10$ (kPa) e os valores de N_{spt} para a validade do método, bem como as informações para a determinação da parcela de base (ponta) e da capacidade de carga admissível da estaca. Rapidamente, o método "ganhou o mundo" com o prêmio no *Second European Symposium on Penetration Testing,* que ocorreu em maio de 1982, em Amsterdam. O método passou por uma profunda disseminação no meio técnico, com o uso para estacas escavadas em geral, escavada com bentonita, hélice contínua, raiz e injetada sob alta pressão (Décourt & Quaresma, 1996).

Os autores destacam que o método de Décourt & Quaresma é o mais frequentemente citado para o cálculo da capacidade de carga de estacas hélice contínua, sendo a única modificação consistir na redução da carga de base para 30% do valor obtido para estacas pré-moldadas. A parcela lateral permanece idêntica à do método original aplicado a estacas pré-moldadas, embora o rodapé das tabelas contenha a seguinte observação: "valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis", referente às recomendações dos coeficientes "α" (base) e "β" (fuste) na Tabela 1. Diversos métodos têm sido propostos para a validação da capacidade de carga do sistema estaca-solo em estacas hélice contínua, incluindo contribuições de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978; 1996), Antunes & Cabral (1996), Alonso (SP) (1996), Monteiro (1997), Alonso (ES) (2000), Gotlieb et al. (2000), Karez & Rocha (2000), Vorcaro & Velloso (2000), Francisco (2004), Sales (2004) e o método de Anjos & Sousa (2012), este último submetido ao Cobramseg daquele ano, com metodologia baseada em 100 provas de carga, entre outros métodos.

O método de Anjos & Andrade (2018; 2020) representa a versão mais refinada e abrangente, incorporando 140 provas de carga distribuídas em todo o Brasil e utilizando ferramentas estatísticas que calibraram o método de forma mais precisa, em termos da relação entre valores calculados e medidos, em comparação com o método de Anjos & Sousa (2012). Entre os métodos citados anteriormente, alguns foram desenvolvidos especificamente para estacas hélice contínua, enquanto outros consistem em adaptações dos

métodos originais, com ajustes nos coeficientes, como é o caso do método de Décourt & Quaresma (1996), originalmente desenvolvido para estacas pré-moldadas de concreto, mas adaptado para hélice contínua. No método de Aoki & Velloso – cujos valores de F1 e F2 para estacas hélice contínua foram introduzidos por Velloso & Lopes (2002) e posteriormente discutidos por Cintra & Aoki (2010) – observa-se uma abordagem semelhante à de outros métodos semiempíricos. Alonso (2013) ressalta, entretanto, que tais métodos "não são universais", enfatizando que a aplicação da previsão de capacidade de carga deve ser restrita aos solos da região em que foram originalmente desenvolvidos. Qualquer reavaliação ou adaptação do método para novas condições geotécnicas deve ser validada por meio de um conjunto representativo de provas de carga estática no local.

A capacidade de suporte axial de fundações pode ser estimada por métodos analíticos, baseados nas propriedades do solo obtidas em ensaios laboratoriais ou de campo (*in situ*), por métodos dinâmicos (equação da onda) ou diretamente a partir de resultados de provas de carga. Esta capacidade depende do peso da fundação (W), da resistência lateral ao longo do fuste (Q_l) e da resistência na base (Q_b). Considerando o equilíbrio de forças, a capacidade axial à compressão (Q_t) é definida pela Equação (1), sendo que, tipicamente, o peso próprio da fundação é desprezado na avaliação final. Incorpora-se, ainda, a definição de "ruptura" como sendo correspondente à carga que provoca recalque no topo da estaca equivalente a 10% de seu diâmetro.

$$Q_t = Q_l + Q_b - W = (\beta . q_l . A_l) + (\alpha . q_b . A_b) - W \quad (1)$$

onde q_l é a resistência lateral unitária; q_b é a resistência de ponta unitária; A_l e A_b são as áreas lateral e da base da fundação, respectivamente; "α" (base) e "β"(fuste) são os coeficientes da metodologia, conforme Tabela 1.

Tabela 1. Coeficientes α e β – Método de Décourt & Quaresma (D&Q)

TIPO DE SOLO	TIPO DE ESTACA					
	Escavadas em Geral		Escavada (Bentonita)	Hélice Contínua	Estaca Raiz	Injetada Sob Altas Pressões
Argilas	α	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
	β	0,80	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos Intermediários	α	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
	β	0,65	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	α	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*
	β	0,50	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

O coeficiente de segurança global estabelecido pela ABNT NBR 6122/2022 é igual a 2,0. Entretanto, no método D&Q são propostos fatores de segurança parciais para a resistência de ponta (base) ($F_{SB} = 4$) e para o atrito lateral ($F_{SL} = 1,3$). Assim, a carga admissível adotada da estaca (Q_{adm}) será o menor dos valores calculados em ambos os critérios (Fatores de Segurança Parciais e Fator de Segurança Global).

2.1 Exaustivo estudo em amplo banco de dados – Quais métodos merecem maior atenção?

Os dois primeiros autores desse artigo têm conduzido estudos recorrentes sobre a avaliação da capacidade de carga de estacas hélice contínua, dada a complexidade e relevância do tema, considerando fatores como influência do equipamento, operador e pressão de injeção na resistência final da estaca. Frente à diversidade de métodos disponíveis na literatura geotécnica, surgem questionamentos pertinentes: qual método apresenta melhor desempenho e quais poderiam ser aplicados entre os citados neste trabalho? Os estudos de Anjos & Sousa (2012) e Anjos & Andrade (2018; 2020) apresentam análises baseadas em 100 e 140 provas de carga, respectivamente, utilizando como principal ferramenta estatística o *Ranking Distance* (RD) para avaliação comparativa dos métodos. O presente estudo aplica um conjunto abrangente de ferramentas estatísticas para classificação e ranqueamento das diferentes metodologias de previsão de capacidade de carga de estacas. Ao todo, foram utilizadas 20 ferramentas distintas, empregadas tanto para avaliação comparativa quanto para a determinação de coeficientes capazes de otimizar a correspondência entre valores calculados e

medidos. Essa abordagem se justifica pela possibilidade de diferentes métricas – como r^2, MAE, RMSE, entre outras – fornecerem conclusões distintas ao comparar grandezas previstas e observadas. As ferramentas utilizadas incluem: Índice de Referência; Coeficiente de Eficiência de Nash-Sutcliffe; Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE); Índice de Performance; Índice de Legate & McCabe; Erro Absoluto Médio (MAE); Erro Percentual Absoluto Médio Ponderado; Incerteza Expandida (U95); Índice de Mielke Modificado; Índice de Concordância de Willmott; Probabilidade LogNormal; Erro Percentual Absoluto Médio; Coeficiente de Determinação (r^2); Probabilidade Normal; Ranking Index; Raiz do Erro Percentual Quadrático Médio; Ranking Distance; Variância Explicada; Erro Percentual Absoluto Mediano; e Raiz do Erro Quadrático Médio Sistemático.

A definição de cada método estatístico é de fácil obtenção, conforme indicado nos trabalhos citados anteriormente. Atualmente, os métodos que apresentam melhor desempenho estatístico são: Décourt & Quaresma (1996), Alonso (SP) (1996), Antunes & Cabral (máx) (1996), Monteiro (1997), Gotlieb et al. (2000), Alonso (ES) (2000) e Anjos & Andrade (2020). É importante destacar que o método de Antunes & Cabral (1996) sugere uma faixa de coeficientes para fuste e base, sendo que o melhor desempenho é obtido quando se utilizam os valores máximos: para o fuste, 5 kPa em areia e 3,5 kPa em silte e argila; para a base, 250 kPa em areia e 200 kPa em silte e argila, mantendo a proposta original dos autores. Este método foi um dos primeiros a estabelecer um limite de 4 MPa para a resistência unitária de base (q_b). De forma semelhante, Alonso (1996) também recomenda a limitação da resistência lateral. Os autores deste estudo defendem que tais limites deveriam ser explicitados em todas as metodologias de dimensionamento de estacas – desde estacas cravadas até estacas escavadas (seca, raiz, hélice ou de grande diâmetro) – tanto para a componente lateral quanto para a resistência de base.

Conforme o item 8.2.1.2 da NBR 6122/2022, transcrito parcialmente: "*Na análise das parcelas de resistência de ponta e atrito lateral, é necessário levar em conta a técnica executiva e as peculiaridades de cada tipo de estaca ou tubulão.* Ainda, *"O projeto de estacas escavadas com estabilização das paredes auxiliada por fluido estabilizante, bem como de estacas hélice contínua, deve, sempre que considerar a contribuição da resistência de ponta, fazer menção explícita a esse critério. O executor deve, antes da execução, assegurar que são cumpridos os procedimentos executivos mínimos, especificados nos Anexos J e N, de forma a obter o contato efetivo entre a ponta da estaca e o solo competente ou rocha."*. Em um contexto de pouca disponibilidade de provas de carga instrumentadas, a determinação da norma pode ser considerada um tanto "exagerada", sugerindo, como critério inicial, a adoção de um valor limite para a resistência unitária de base (q_b) em projetos correntes. A limitação das parcelas de resistência lateral (q_l) e de base (q_b) representa uma medida prudente e a favor da segurança, em que pese o pouco rigor com que as formulações são avaliadas nas "planilhas de cada um". Por fim, observa-se que o método de Aoki & Velloso, quando adaptado para estacas hélice contínua, apresenta desempenho estatístico inferior em comparação aos demais métodos analisados. Apesar disso, sua aplicação permanece disseminada nos escritórios de projetos, sendo recomendada, em princípio, sua manutenção para validações locais, de modo a confirmar a adequação do método às condições geotécnicas específicas de cada região.

Os métodos que apresentam melhor desempenho estatístico são, de forma consistente, aqueles desenvolvidos especificamente para o tipo de estaca em questão – neste caso, estacas hélice contínua – e não versões adaptadas de outros tipos de estacas. O método de Anjos & Andrade (2018; 2020) constitui uma versão aprimorada em relação à de 2012, especialmente no que se refere ao emprego de ferramentas estatísticas mais avançadas. Diversas ferramentas foram testadas até a formulação da versão atual, e uma abordagem semelhante será aplicada à Região Metropolitana de Belém (RMB), considerando um conjunto de 50 provas de carga para validação e análise comparativa.

3 BANCO DE DADOS DE PROVAS DE CARGA NA RMB

O conjunto de provas de carga utilizado neste estudo foi composto por 50 ensaios, sendo 42 do tipo PCE (Prova de Carga Estática) e 8 do tipo ECD (Ensaio de Carregamento Dinâmico). Os diâmetros das estacas variaram de 30 a 80 cm, com predominância entre 40 e 60 cm, enquanto o comprimento oscilou entre 8,2 m e 29,5 m, resultando em esbeltezes (L/D) no intervalo entre 17 e 49. A carga de trabalho das estacas ensaiadas variou de 220 kN a 2590 kN, e o recalque correspondente à carga de trabalho situou-se entre 0,48 mm e 10,2

mm. A Figura 1 apresenta a região de interesse dos ensaios, abrangendo os municípios de Belém, Ananindeua e Marituba. Quanto à estratigrafia, a distribuição das frações de solo observadas foi: 29% areia siltosa, 19% silte arenoso, 16% areia, 12% argila silto arenosa, 10% argila siltosa, 6% argila arenosa, 3% silte areno-argiloso, 2% areia silto argilosa, 2% argila, 1% argila areno-siltosa e 1% silte argilo-arenoso. Em termos agregados, a matriz do solo corresponde a 47% arenosa, 31% argilosa e 23% siltosa. Frações como silte/silte argiloso ou areia argilosa/areia argilo-siltosa não foram identificadas nos pontos sondados; caso venham a ocorrer em proporções representativas, a aplicação da metodologia proposta deve ser avaliada com cautela, considerando informações adicionais pertinentes ao problema.



Figura 1. Região metropolitana de Belém – RMB – Localização de provas de carga

4 EQUAÇÃO SUGERIDA PARA A RMB

Dentre as 20 ferramentas estatísticas previamente mencionadas, cada uma foi testada individualmente para identificar aquela que apresentasse maior representatividade estatística em relação aos resultados obtidos. A implementação do método foi realizada em ambiente Excel, com auxílio do *Visual Basic for Applications* (VBA), e segue a seguinte abordagem: inicialmente, os dados de entrada – incluindo diâmetro, comprimento, valores de N_{spt} e estratigrafia em profundidade – são armazenados para cada caso de análise.

Um aspecto relevante é a validação do valor da carga limite (“ruptura”) a ser utilizada na determinação da capacidade de carga total (Q_t), conforme a Equação (1). As parcelas de resistências unitárias lateral (q_l) e de base (q_b) são descritas por equações do tipo $q_l = \mathbf{A}.N_{spt,f} + \mathbf{B}$ e $q_b = \mathbf{C}.N_{spt,b}$. A metodologia adotada por Anjos & Andrade (2018, 2020) e implementada em linguagem VBA busca automaticamente os valores das constantes **A**, **B** e **C**. Além disso, a metodologia propõe a utilização de medidas de tendência central – como média aritmética, mediana e média geométrica – as quais podem variar ao longo do fuste e da base, para a definição de valores representativos do índice N_{spt}, tanto para o fuste ($N_{spt,f}$) quanto para a base ($N_{spt,b}$). Há diferentes variações nos critérios de busca, considerando intervalos definidos em função do diâmetro (de 1D a 8D), a utilização de três pontos (em abordagem semelhante ao método D&Q) e, ainda, a inclusão ou não dos valores na base no cálculo das médias. Essas variações são aplicadas às medidas de tendência central adotadas, incluindo média aritmética, mediana e média geométrica.

As ferramentas (dentre as 20 avaliadas) são aplicadas de forma exaustiva e, após um tempo de processamento que varia conforme o número de provas de carga analisadas, obtêm-se como resultado as equações para q_l e q_b, bem como seus respectivos coeficientes. A formulação de melhor desempenho foi obtida por meio da otimização do critério estatístico Mielke Modificado, cuja maximização (valores mais próximos da unidade) foi adotada como critério de ajuste. Esse procedimento permitiu determinar os coeficientes das equações apresentadas nas Equações (2) e (3), referentes à base e ao fuste, respectivamente.

$$q_b = 52{,}44.N_{spt,b}\ (kPa) \quad (2)$$

$$q_l = 1.N_{spt,f} + 47{,}52\ (kPa) \quad (3)$$

onde $N_{spt,b}$ é o equivalente à mediana dos valores de N_{spt} entre a base da fundação e 3D abaixo da base e $N_{spt,f}$ é o equivalente à média geométrica dos valores de N_{spt} ao longo do fuste, sem incluir os pontos usados na base.

Algumas observações sobre as equações propostas, visando maximizar a clareza e o entendimento, são apresentadas a seguir: 1) As resistências q_l (fuste) e q_b (base) são inicialmente calculadas de forma independente e, posteriormente, combinadas na formulação final – conforme apresentado na Equação (1) – para validação da carga total; 2) O valor de $N_{spt,b}$ é determinado de forma direta, por meio da mediana, em função do diâmetro da estaca: para diâmetros de até 30 cm, utiliza-se apenas o valor de N_{spt} na profundidade correspondente à base da estaca; para diâmetros entre 35 e 60 cm, adota-se a mediana entre o valor de N_{spt} na base e o valor imediatamente inferior; para diâmetros entre 70 e 90 cm, considera-se a mediana entre o valor na base e os dois valores imediatamente abaixo; para diâmetros superiores a 100 cm, utiliza-se a mediana entre o valor mais próximo da base e os três valores imediatamente inferiores. Os valores de $N_{spt,b}$ encontram-se no intervalo $5{,}5 \leq N_{spt,b} \leq 60$; 3) O valor de $N_{spt,f}$ é calculado como a média geométrica dos valores de N_{spt} ao longo do fuste, desconsiderando o valor correspondente à profundidade da base. Os valores de $N_{spt,f}$ situam-se no intervalo: $7{,}64 \leq N_{spt,f} \leq 56$.

Ressalta-se que a escolha da mediana (base), da média geométrica (fuste) e dos respectivos coeficientes **A**, **B** e **C** integra a própria implementação do método. Assim, todos os parâmetros são definidos por critério objetivo, com base estatística, utilizando o critério de Mielke Modificado para maximização do ajuste, via *Solver* em planilha Excel. Para a obtenção de q_l e q_b (Equações (2) e (3)), o usuário apenas insere a geometria (diâmetro e comprimento), os valores de N_{spt} e a estratigrafia representativa, além da carga total conforme o critério adotado (carga limite da prova de carga, extrapolação, entre outros). A Figura 2 apresenta os resultados para a metodologia proposta, sendo a reta tracejada a linha de igualdade entre valores calculados e medidos.

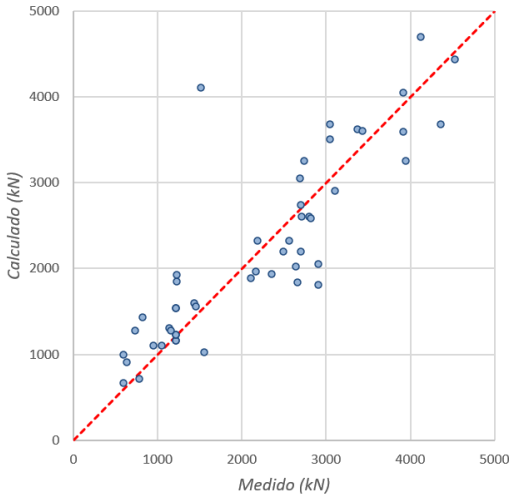


Figura 2. Valores calculados e medidos de Q_t para a metodologia proposta

Tabela 2. Resumo de dados usados na Metodologia sugerida para a RMB

	D (m)	L (m)	L/D	N_{spt_f}	N_{spt_b}	q_l (kPa)	q_b (MPa)
Mínimo	0,30	8,25	16,9	7,64	5,5	55,2	0,29
Máximo	0,80	29,5	49,2	56,08	60,0	103,6	3,15
Média	0,52	16,41	31,2	18,54	37,6	66,1	1,97
Desvio Padrão (DP)	0,11	6,69	8,8	11,85	16,7	11,8	0,87
LI (média + 1 DP)	0,41	9,72	22,3	6,69	20,9	**54**	**1,1**
LS (média + 1 DP)	0,63	23,10	40,0	30,38	54,2	**78**	**2,8**

A Figura 2 indica que pontos abaixo da linha tracejada representam situações a favor da segurança (Calculado < Medido), correspondendo a 44% das provas de carga na metodologia proposta. A metodologia também fornece faixas de valores para q_l e q_b (Tabela 2), além de estatísticas como média, desvio padrão e limites inferior (LI = média - 1DP) e superior (LS = média + 1DP). Sugere-se a aplicação do método limitando os valores de $q_b \leq 2{,}8$ MPa e $q_l \leq 78$ kPa (80 kPa para efeitos práticos), evitando extrapolações fora do intervalo analisado. Quanto aos demais métodos semiempíricos, a Figura 3 mostra aqueles que apresentaram melhor desempenho estatístico na estimativa da capacidade de carga. É possível também classificar os métodos quanto à relação Calculado/Medido (K), sendo valores inferiores a 1 a favor da segurança. A seguir, são mostradas as metodologias, com a respectiva porcentagem de casos que resultaram K<1 (Calculado < Medido). Os resultados obtidos foram os seguintes: Metodologia proposta – 44%; Anjos & Andrade (2020) – 14%, D&Q (1978/1996) – 26%, Monteiro (1997) – 20%, Gotlieb et al. (2000) – 8%, Alonso (SP) (1996) – 6%, A&C (máx) (1996) – 4%, Alonso (ES) (2000) – 2% e A&V (1975/2010) – 10%. Por exemplo, o método de D&Q apresenta apenas 26% dos pontos a favor da segurança, enquanto que Anjos & Andrade apresenta 14% dos pontos a favor da segurança. De modo geral, o uso direto desses métodos semiempíricos são, portanto, contra a segurança para a RMB, quando comparados na relação entre valores medidos (eixo x) e calculados (eixo y).

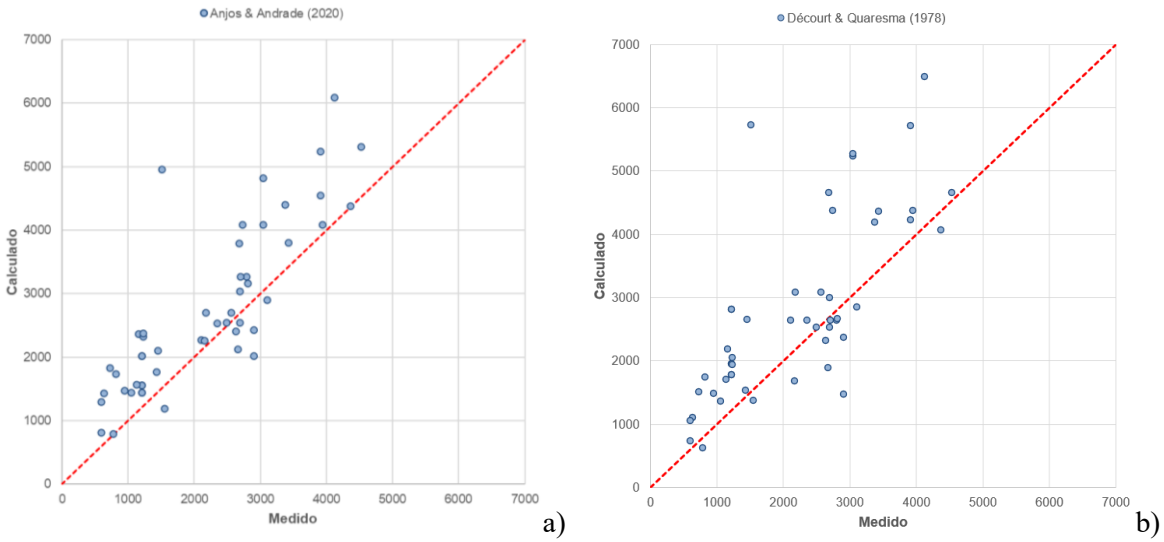


Figura 3. Valores calculados e medidos para Anjos & Andrade (2020) e D&Q para a RMB

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

O presente trabalho apresenta uma metodologia para a estimativa da capacidade de carga à compressão de estacas do tipo hélice contínua, baseada na análise de 50 provas de carga realizadas na Região Metropolitana de Belém. A partir de uma avaliação estatística utilizando 20 ferramentas distintas, foi estabelecido um ranqueamento que evidencia a superioridade do método proposto em relação aos principais métodos empregados na geotecnia de fundações no Brasil.

A ordem de desempenho obtida foi: (1) Método proposto (EHC_RMB), (2) Anjos & Andrade (2020), (3) Décourt & Quaresma (1978; 1996), (4) Monteiro (1997), (5) Gotlieb et al. (2000), (6) Alonso (SP) (1996), (7) Alonso (ES) (2000), (8) Antunes & Cabral (máx) (1996) e (9) Aoki & Velloso (1975).

Análises complementares realizadas também permitiram a definição de coeficientes de ajuste para melhoria do desempenho estatístico dos métodos. Para o método de Anjos & Andrade (2020), obteve-se coeficiente igual a 0,785, enquanto para o método proposto (EHC_RMB) o valor foi de 0,968, ambos aplicáveis à carga total estimada (Qt).

Destaca-se que, para a maioria dos métodos tradicionalmente empregados (com exceção do método proposto), os valores calculados tendem a superar os valores medidos, caracterizando uma condição contra a segurança para a RMB. Tal comportamento reforça a necessidade de cautela na aplicação dessas metodologias, sobretudo por não capturarem adequadamente variabilidades associadas à estratigrafia local, às condições operacionais e aos parâmetros executivos, fatores determinantes na resposta de estacas hélice contínua.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U.R. (1996). Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPTT. 3º SEFE. São Paulo, 2: 141 -151

Alonso, U.R. (2000a). Contribuição para a formação de um banco de dados de provas de carga de estacas hélice contínua, SEFE IV, São Paulo, SP, 2: 430-450.

Alonso, U.R. (2000). Reavaliação do método de capacidade de carga de estacas hélice contínua proposto por Alonso em 96 para duas regiões geotécnicas distintas. IV SEFE, São Paulo: ABMS. Vol. 2, pp.425-429.

Alonso, U.R. (2013). Capacidade de carga de estacas comprimidas tipo hélice contínua executadas em folhelhos. I Conferência em Tecnologia de Fundações (CTF), Campinas-SP. 1 CD-ROM. 11p.

Anjos. G.J.M, Sousa, M.A.P. (2012). Formulação da Capacidade de Suporte para Estacas Hélice Contínua Monitorada Baseada em Resultados de 100 Provas de Carga. In: XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2012, Porto de Galinhas / PE.

Anjos, G. J. M., Andrade, M. S. (2018). Sobre a carga total de estacas hélice contínua baseada em resultados de 140 provas de carga. In XIX Cobramseg, Setembro, Salvador, Bahia, Brasil.

Anjos, G. J. M., Andrade, M. S. (2020). Comunicação pessoal – Estudo da estaca hélice com estatísticas.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. Projeto e execução de fundações – RJ.

Antunes, W.R., Cabral, D.A. (1996). Capacidade de carga de estacas Hélice Contínua, SEFE III (02) -105

Aoki, N., Velloso, D.A. (1975). An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. V PACSMFE, Bueno Aires.

Cintra, J. C.; Aoki, N. (2010) Fundações por estacas: Projeto geotécnico. Oficina de Textos; São Paulo; 96 p., 2010.

Costa, T. C. D. D. (2001). Análise crítica das metodologias gerais de mapeamento geotécnico visando formulação de diretrizes para a cartografia geotécnica no trópico úmido e aplicação naregião metropolitana de Belém escala 1:50.000. 256 f. Tese (Doutorado em Geologia e Geoquímica), UFPa, Belém.

Décourt, L., Quaresma Filho, A.R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. VI COBRAMSEG, vol. 1, p. 45-53.

Décourt, L., Albiero, J. H. & Cintra, J. C. A. (1996). Análise e Projeto de Fundações Profundas. Fundações: Teoria e Prática, Hachich, w., Falconi, f., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. & Niyama, S. (eds).

Francisco, G. M. et al. (2004). Uma avaliação de métodos de previsão da capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: SEFE, São Paulo, 2004. Anais São Paulo, 2004.

Gotlieb, M., Penna, A.S.D., Romano Jr., R., Rodrigues, L.H.B. (2000). Um Método Simples para a Avaliação da Tensão Admissível no Topo de Estacas Tipo Hélice Contínua. IV SEFE, Vol. 01 p(312-319).

Karez, M.B. & Rocha, E.A.C. (2000). Estacas tipo hélice contínua previsão da capacidade de carga. 4° Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1: 274 - 278.

Monteiro, P.F., (1997). Capacidade de carga de estacas – Método Aoki-Velloso, Relat. Estacas Franki Ltda.

Sales, M.M., Mendes, K.C., Moreira, M.C., Viana, P.A.F. (2004). Estaca Hélice-Contínua Monitorada: Avaliação do Desempenho de Alguns Métodos Empíricos na Previsão da Capacidade de Carga. SEFE V

Velloso, D.A., Lopes, F.R. (2002). Fundações. Volume 2 – Fundações Profundas. COPPE/UFRJ, 471 p.

Vorcaro, M. C. & Velloso, D.A. (2000). Avaliação de carga última em estacas escavadas por regressao Linear. 4° SEFE, São Paulo, SP, 2: 331 - 344.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/96

Tratamento de fundação via execução de colunas de brita injetadas em solos coesivos e não coesivos sob condição de artesianismo

Malú Ribas Nakamura
Geóloga, DF+ Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, mnakamura@dfmais.eng.br

Silas Santos Salgado
Geólogo, DF+ Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, ssalgado@dfmais.eng.br

Ledson Alexandre Silveira Sathler
Geólogo, Knight Piésold Consulting, Belo Horizonte, Brasil, lsathler@knightpiesold.com

Fabio Brumano
Gerente Técnico-Comercial, Tecnogeo Ground, São Paulo, Brasil, fabio.brumano@tecnogeo.com.br

RESUMO: A fundação de uma barragem de rejeitos em Minas Gerais foi caracterizada majoritariamente pela presença de solos coesivos e não coesivos de baixa resistência sob condição de artesianismo, como solo residual de filito brechado mole e solo residual de metadolomito fofo, sobrepondo, de forma geral, o maciço rochoso de metadolomito (Formação Fecho do Funil, Grupo Piracicaba, Supergrupo Minas). Diante deste cenário, como parte do tratamento de fundação, foi proposta a execução de colunas de brita convencionais, solução geotécnica amplamente empregada para aumento de capacidade de suporte e controle de recalques em solos compressíveis. Entretanto, devido a condição local de artesianismo e a verificação do carreamento de materiais não coesivos pelo fluxo ascendente através das colunas de brita, optou-se pela adoção de colunas de brita injetadas (CBIs) com calda de cimento. Para o preenchimento das CBIs, foi necessário que a calda utilizada tivesse um comportamento mecânico específico, com valores de resistência entre 0,75 MPa e 1,50 Mpa, a fim de garantir o preenchimento dos poros das colunas, e não alterar de forma substancial a rigidez em comparação as colunas de brita sem preenchimento. Nos primeiros 4,00 metros iniciais, a partir da base das CBIs, foi utilizado um aditivo de pega rápida, da fabricante MC-Bauchemie, para acelerar a consolidação da calda junto à brita. Foi necessária a utilização de acelerador de pega na composição da calda para se evitar a lavagem durante o processo de construção das colunas, pois a campanha de investigações pré-tratamento indicou que o fluxo de água era mais intenso no contato do maciço rochoso de metadolomito com os solos residuais de metadolomito. O perfil das colunas acima dos primeiros 4,00 m foi construído sem aditivo de pega rápida. Foram executadas 2700 CBIs, com diâmetro mínimo de 0,80 m e espaçamento médio entre eixos de colunas de 1,40 m. Como premissa de projeto, as colunas deveriam ser apoiadas em topo rochoso ou material resistente, e para garantir a capacidade de suporte, foram realizadas injeções de consolidação em solo e rocha na região de apoio das colunas. A análise da efetividade do tratamento de fundação foi realizada por meio de sondagens rotativas, mistas e sônicas, além do método geofísico MASW, para registro da velocidade de cisalhamento (Vs) do meio pré e pós-tratamento. Os resultados foram integrados em ambiente tridimensional no software Leapfrog Works, permitindo a verificação do diâmetro de formação das CBIs e do incremento de Vs do meio tratado.

PALAVRAS-CHAVE: Colunas de brita injetadas, Tratamento de fundação, Barragem de rejeitos.

ABSTRACT: The foundation of a tailings dam in Minas Gerais was predominantly characterized by the presence of low-strength cohesive and non-cohesive soils under artesian conditions, such as soft brecciated phyllite residual soil and loose metadolomite residual soil, generally overlying fractured metadolomite bedrock (Fecho do Funil Formation, Piracicaba Group, Minas Supergroup). Given this scenario, as part of the foundation treatment, the installation of conventional stone columns was proposed, a geotechnical solution widely employed to increase bearing capacity and control settlements in compressible soils. However, due to

the local artesian condition and the verification of migration of non-cohesive materials caused by upward flow through the stone columns, the adoption of Injected Stone Columns (ISCs) with cement grout was selected. For the filling of the ISCs, it was required that the grout exhibit specific mechanical behavior, with strength values between 0.75 MPa and 1.50 MPa, in order to ensure the filling of the column voids without substantially altering the stiffness in comparison to unfilled stone columns. In the first 4.00 meters from the base of the ISCs, a rapid-setting admixture manufactured by MC-Bauchemie was used to accelerate grout setting in contact with the aggregate. The use of a set accelerator in the grout mix was necessary to prevent washout during the column construction process, since the pre-treatment investigation campaign indicated that water flow was more intense at the contact between the metadolomite bedrock and the metadolomite residual soils. The column profile above the initial 4.00 m was built without rapid-setting admixture. A total of 2,700 ISCs were installed, with a minimum diameter of 0.80 m and an average spacing between column axes of 1.40 m. As a design premise, the columns were required to bear on rock head or competent material, and to ensure bearing capacity, consolidation grouting was performed in soil and rock at the column support zone. The evaluation of the effectiveness of the foundation treatment was carried out by means of rotary, mixed, and sonic boreholes, in addition to the MASW geophysical method, to record the shear wave velocity (Vs) of the treated mass before and after treatment. The results were integrated into a three-dimensional environment in Leapfrog Works software, allowing verification of the as-built diameter of the ISCs and the increase in Vs of the treated mass.

KEYWORDS: Injected stone columns, Foundation treatment, Tailings dam.

1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho apresenta o tratamento de fundação de uma barragem de rejeitos em Minas Gerais, cuja fundação é caracterizada majoritariamente pela presença de solos coesivos e não coesivos de baixa resistência sob condição de artesianismo, como solo residual de filito mole (SR FBM) e solo residual de metadolomito fofo (SR MDF), sobrepondo, de forma geral, o maciço rochoso de metadolomito (Formação Fecho do Funil, Grupo Piracicaba, Supergrupo Minas).

O cenário geológico-geotécnico local marcado por solos residuais silto-argilosos muito moles e arenosos muito fofos presentes sobre o topo rochoso fraturado demandam soluções de tratamento que considerem o fluxo ascendente de água no contato solo-rocha. Colunas de brita convencionais, embora eficazes em solos compressíveis (Ludemann et al., 2020), podem atuar inadvertidamente como drenos verticais sob artesianismo (Kirsch, 2010; Kirsch & Bell, 2012).

Entre as soluções de melhoramento de solos compressíveis aplicáveis a esse cenário, destacam-se as inclusões rígidas e semirrígidas, concebidas para transferir cargas a camadas mais competentes por meio de um compósito solo-coluna de maior rigidez (Combarieu, 1988; ASIRI National Project, 2012).

Desta forma, como parte do tratamento de fundação, adotaram-se CBIs concebidas como inclusões semirrígidas, de modo a promover a redistribuição de tensões e melhoria global da rigidez do maciço (Han, 2010; Kirsch & Bell, 2012), com controle explícito de permeabilidade e rigidez via especificação de calda de baixa resistência (0,75 a 1,50 MPa) e nata de pega rápida nos metros finais de base para reduzir lavagem.

Foram executadas aproximadamente 2.700 CBIs em malha triangular com espaçamento médio de 1,40 m e diâmetro mínimo de 0,80 m. A área de tratamento foi particionada em dois domínios geológico-geotécnicos: um com topo rochoso altamente variável e presença de solo residual de metadolomito profundo intercalado ao maciço (Área 1), e outro com topo rochoso relativamente homogêneo e raso (Área 2) (Figura 1).

A análise da efetividade do tratamento de fundação foi realizada por meio da verificação e comparação dos resultados de sondagens rotativas, mistas e sônicas, SPT, ensaios de permeabilidade e perfilagens gama-gama. Ainda, foram realizados levantamentos via o método geofísico MASW pré, durante e pós-tratamento, integrados em modelo tridimensional para seleção de alvos, QA/QC de dados e decisões de correção.

Os critérios de projeto consideraram a formação das CBIs e seu apoio em material competente, o controle de permeabilidade e rigidez no eixo, e parâmetros mínimos de rigidez do meio tratado avaliados por Vs.

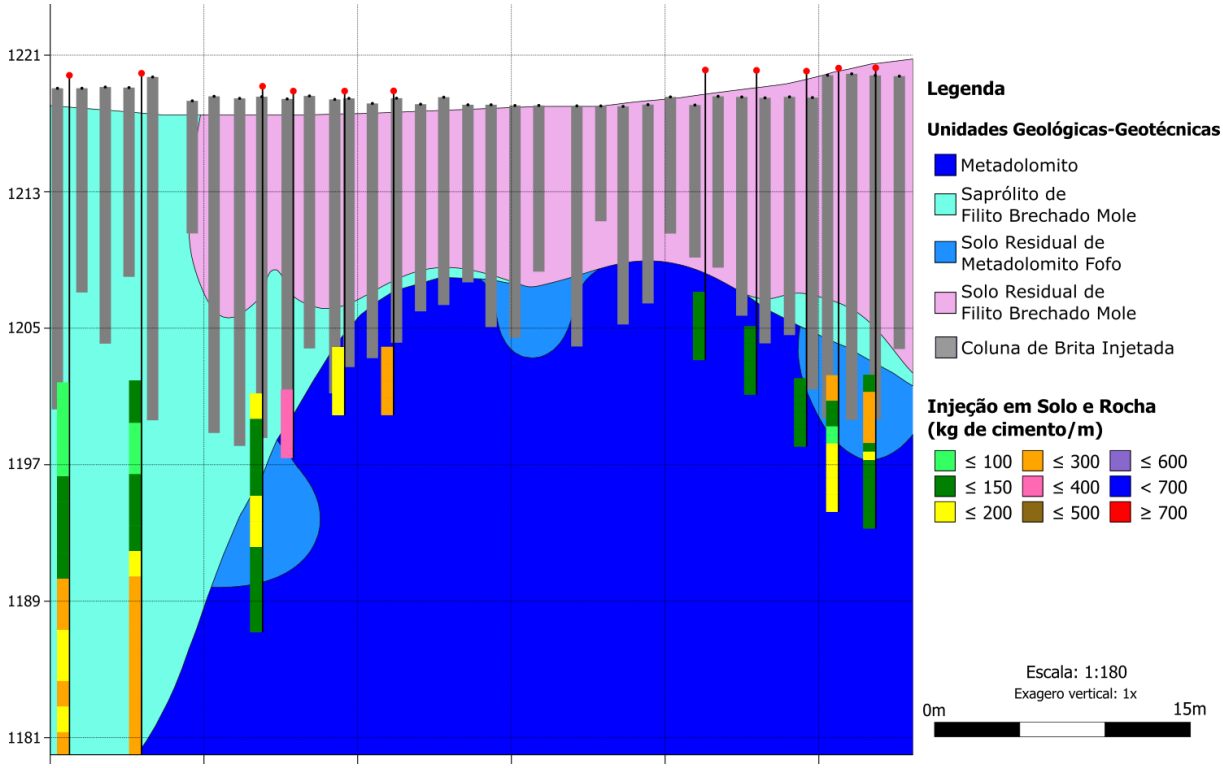


Figura 1. Seção geológico-geotécnica da área de tratamento, com indicação das CBIs executadas em solos residuais silto-argilosos muito moles e arenosos muito fofos presentes sobre o topo rochoso de metadolomito.

2 CARACTERIZAÇÃO DA FUNDAÇÃO

A fundação é formada por solos residuais sobre topo rochoso fraturado de metadolomito, com heterogeneidade lateral e vertical marcante. Destacam-se o solo residual de filito brechado mole (SR FBM), silto-argiloso, e o solo residual de metadolomito fofo (SR MDF), arenoso, ambos de baixa resistência, além de saprólitos de filito e de metadolomito, mais competentes, e o maciço rochoso de metadolomito com grau de fraturamento variável.

O SR FBM apresenta N_{SPT} pré-tratamento tipicamente baixo (média de 6 e mediana de 4 golpes) e permeabilidade mediana na ordem de 10^{-7} m/s. O SR MDF ocorre de forma rasa, sobre o topo rochoso, e em profundidade intercalado à rocha, com N_{SPT} pré-tratamento de mediana 2 golpes (média 6), trechos com avanço ao peso do martelo e permeabilidade mediana na ordem de 10^{-6} m/s.

Os saprólitos oferecem horizontes de apoio mais competentes (N_{SPT} frequentemente superior a 10 golpes), enquanto o topo rochoso fraturado apresenta variabilidade altimétrica e condutividade dependente do grau de fraturamento. Zonas de fluxo ascendente no contato solo-rocha intensificam o risco de lavagem durante perfuração e injeção, sobretudo no SR MDF (não coesivo), exigindo controle de permeabilidade ao longo do eixo das colunas para evitar comportamento drenante e o uso de calda de baixa resistência com nata de pega rápida nos metros finais das bases das colunas.

Na Área 1, com topo rochoso mais variável, foram executadas CBIs predominantemente nos primeiros 20,00 m e tratamentos complementares em maior profundidade quando necessário; já na Área 2, com topo mais raso e homogêneo, foram executadas CBIs como solução principal, com injeções de consolidação pontuais na base sempre que houve incerteza quanto à capacidade de suporte local.

Como parâmetros de referência pré-tratamento, considerou-se para o SR FBM: N_{SPT} médio/mediano de 6/4 golpes, permeabilidade mediana de $2{,}68\times10^{-7}$ m/s e Vs típico pré de 200-230 m/s; para o SR MDF, N_{SPT} médio/mediano de 6/2 golpes, permeabilidade mediana na ordem de 10^{-6} m/s e Vs típico pré de 180 m/s no trecho raso e 400-500 m/s no trecho profundo.

3 COLUNAS DE BRITA INJETADAS

3.1 Projeto das Colunas de Brita Injetadas

O projeto previu aproximadamente 2.700 CBIs dispostas em malha triangular com espaçamento médio de 1,40 m, diâmetro mínimo de 0,80 m e profundidades típicas até cerca de 20,00 m. Foram executados pré-furos com trado helicoidal devido a pequenas intercalações de materiais resistentes em meio aos solos de baixa resistência. As CBIs foram concebidas para funcionarem como inclusões semirrígidas (Priebe, 1995; Han, 2010; ASIRI National Project, 2012), com alargamento basal recorrente em contato com o SR MDF, comportamento desejável para ampliar a área de transferência de esforços e o apoio das CBIs (Barksdale & Bachus, 1983; Kirsch & Bell, 2012). A calda cimentícia foi especificada com resistência entre 0,75 e 1,50 MPa, suficiente para preencher vazios entre a brita sem impor rigidez excessiva ao compósito solo-coluna. Para mitigar lavagem sob fluxo ascendente no contato solo-rocha, restringiu-se o uso de nata de pega rápida aos aproximadamente 4,00 m finais de base; acima desse trecho, empregou-se calda sem acelerador.

Os critérios de desempenho das CBIs incluíram a verificação de formação íntegra e apoio em material competente (topo rochoso, saprólito ou solo previamente tratado), a manutenção do caráter semirrígido mediante controle de permeabilidade no eixo (evitando configuração drenante) e a obtenção de parâmetros mínimos de rigidez do meio tratado, aferidos por Vs. Destaca-se que foi realizado o controle tecnológico por meio de uma ampla campanha de ensaios uniaxiais nas caldas de cimento, os quais garantiram a faixa de resistência prevista em projeto, assegurando a eficácia e a conformidade das CBIs com os requisitos técnicos estabelecidos.

3.2 Execução das Colunas de Brita Injetadas

A execução iniciou-se por pré-furo com hélice contínua até a profundidade limite geotécnica ou do equipamento (aproximadamente 20,00 m), retirando-se o mínimo de material para facilitar a penetração do vibrocompactador sem criar um duto contínuo. Em seguida, procedeu-se à vibrossubstituição com alimentação pela ponta, introduzindo a brita 2 e a calda por via dedicada na extremidade inferior do vibrocompactador (Brumano et al., 2024).

A coluna foi construída em ciclos de subida e descida, com compactação radial do agregado contra o solo circundante, controle de verticalidade e monitoramento contínuo de esforço através da amperagem/corrente elétrica e tempo, até a cota da plataforma de trabalho (Brumano et al., 2024).

O controle tecnológico incluiu registro automático de profundidade *versus* tempo, esforço de compactação e consumo de calda para cada coluna, estimativa de diâmetro formado por consumo, verificação de alargamento basal e compatibilização com o modelo tridimensional de *As Built* do tratamento de fundação para garantir a rastreabilidade e permitir ações corretivas imediatas.

4 METODOLOGIA DE VERIFICAÇÃO DO TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO

A verificação do tratamento de fundação combinou a análise dos resultados de sondagens rotativas, mistas e sônicas no eixo e entre colunas (para checar formação, estimar diâmetros e confirmar apoio), ensaios percussivos para quantificar incrementos de resistência/compacidade nos solos adjacentes e ao longo do fuste, ensaios de permeabilidade (infiltração em solos/CBIs e perda d'água sob pressão em rocha) para avaliar a condutividade hidráulica do compósito e do topo rochoso, perfilagens gama-gama para estimar densidades representativas e levantamentos sísmicos MASW (Park et al., 1999) pré, durante e pós-tratamento para aferição expedita de rigidez.

Todos os resultados foram integrados em um modelo tridimensional unificado, que permitiu selecionar alvos de verificação, checar consistência posicional e altimétrica, identificar anomalias e orientar colunas de brita injetadas e/ou injeções de consolidação complementares quando necessário. Os critérios de aceitação consideraram a comprovação do apoio das CBIs em material resistente, a manutenção de comportamento semirrígido mediante controle de permeabilidade no eixo e a elevação dos parâmetros de Vs nos solos tratados para níveis iguais ou superiores ao alvo de projeto.

5 RESULTADOS

As sondagens confirmaram a formação das CBIs com diâmetro médio formado da ordem de 1,10 m e a ocorrência frequente de alargamento basal em contato com o SR MDF (Figura 2), coerente com a menor resistência local e a maior substituição granular.

Caçamba	Profundidade Inicial	Profundidade Final	Diâmetro Estimado
CM1	20.20	19.96	2.28
CM2	19.96	19.06	1.19
CM3	19.06	18.16	1.19
CM4	18.16	16.88	1.00
CM5	16.88	16.00	1.20
CM6	16.00	15.18	1.25
CM7	15.18	14.12	1.10
CM8	14.12	12.62	0.92
CM9	12.62	10.74	0.82
CM10	10.74	9.34	0.95
CM11	9.34	8.05	1.00
CM12	8.05	6.98	1.09
CM13	6.98	5.66	0.98
CM14	5.66	4.31	0.97
CM15	4.31	2.22	0.78
CM16	2.22	0.00	0.76
Obs:			

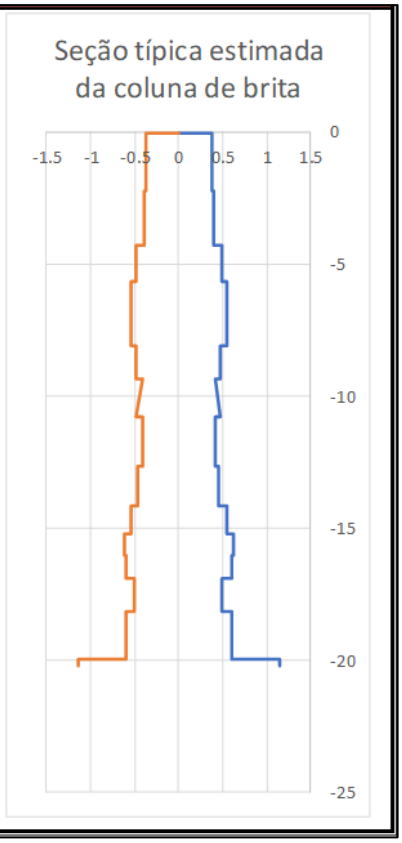


Figura 3. Gráfico com o diâmetro aproximado para uma coluna de brita, em que é possível observar o alargamento na base da coluna.

O apoio em material competente foi verificado em diversos pontos (topo rochoso de metadolomito – Figura 3, saprólito ou solo tratado) e eventuais indicativos de materiais potencialmente de baixa resistência foram tratadas com injeções de consolidação adicionais na base.

Em termos hidráulicos, os ensaios de infiltração realizados no eixo das CBIs indicaram mediana de permeabilidade na ordem de 10^{-6} m/s, com trechos típicos entre 10^{-5} e 10^{-7} m/s; valores pontuais mais elevados foram associados a menor impregnação local de calda, especialmente em segmentos com maior presença de solo aglutinado (Figura 4).

Em termos de rigidez e resistência, os SPTs registraram incremento no SR MDF (média/mediana de 6/2 para 11/5 golpes) e no SR FBM (6/4 para 8/5 golpes). Ao longo do eixo das CBIs, a mediana foi de 36 golpes, com dispersão explicada por trechos com solo intercalado ou forro de brita.

Os levantamentos MASW pós-tratamento (Figura 5) mostraram que os solos tratados, considerados como meio composto CBI+solo, atingiram mediana de Vs ao redor de 330 m/s, com 98% dos pontos iguais ou superiores a 210 m/s, e que a rocha apresentou mediana próxima de 910 m/s, evidenciando uma homogeneização devido às injeções de consolidação. Em várias seções, notou-se zona com Vs elevados, da ordem de 1000 m/s, na base das CBIs, associada a maior volume de calda e/ou à transição para materiais mais competentes.



Figura 3. Coluna de brita apoiada no topo rochoso de metadolomito que se inicia aproximadamente à profundidade de 15,90 m.



Figura 4. Testemunho de sondagem registando significativa presença de calda associada a brita.

As perfilagens gama-gama indicaram para as CBIs mediana de densidade ao redor de 2,00 g/cm³, compatível com peso específico adotado próximo de 20 kN/m³, para o metadolomito valores típicos próximos

de 2,60 g/cm³ (γ≈27 kN/m³) e, para o SR MDF profundo, densidades representativas na faixa de 2,00 a 2,20 g/cm³ (Figura 4), coerentes com o comportamento observado em campo e demais linhas de evidência.

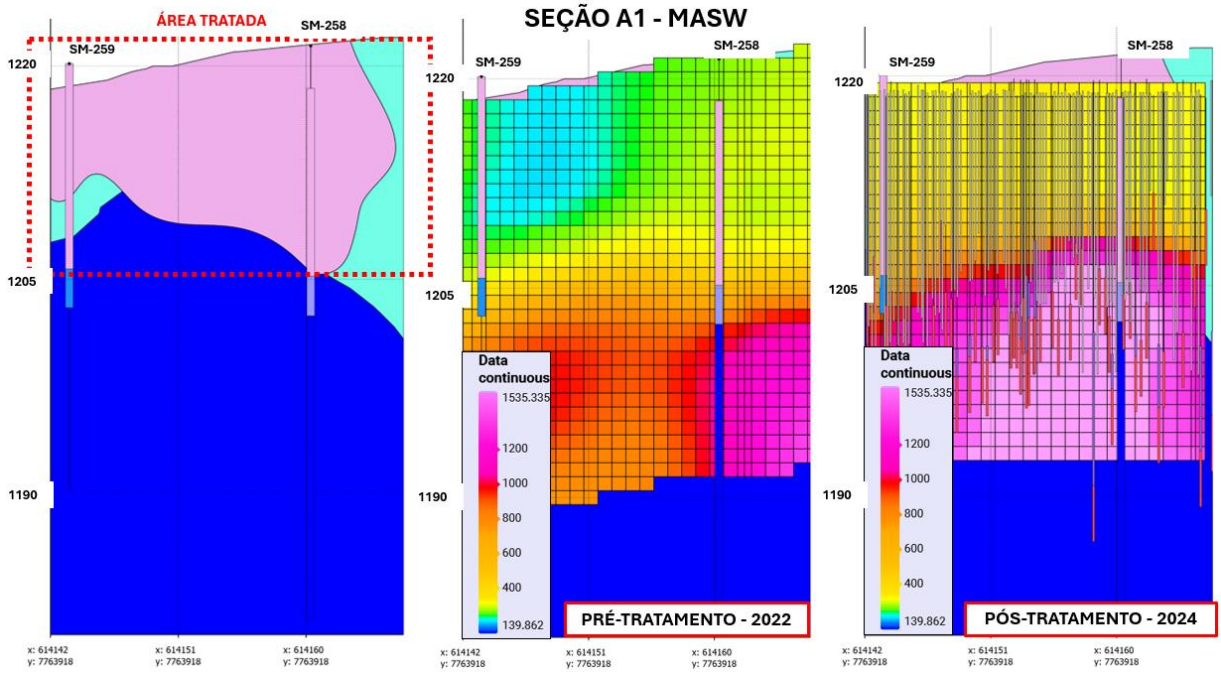


Figura 5. Seção MASW apresentando da esquerda para direita – dados geológico-geotécnicos; dados Vs do voxel 3D pré-tratamento de fundação (2022) e dados Vs do voxel 3D pós-tratamento de fundação (2024).

6 DISCUSSÕES

As evidências de formação e apoio das CBIs verificados por sondagens, a rigidez local ao longo do fuste verificada por sondagens percussivas, a rigidez global verificada via o método MASW (Park et al., 1999), a condutividade hidráulica no eixo verificada por ensaios de infiltração e os dados de densidade gama-gama correlacionados ao aumento de compacidade/resistência do meio, sustentam o comportamento de inclusão semirrígida e não drenante conforme previsto em projeto.

A análise integrada dos dados permite uma maior confiabilidade na performance do tratamento, já que, por exemplo, ao comparar os dados de regiões onde se observou o incremento nos valores de Vs, verificou-se que essas mesmas regiões são correspondentes com áreas injetadas em solo e/ou rocha ou onde as sondagens verificaram a perfeita formação da coluna de brita.

A mediana de Vs de 330 m/s obtida para o meio composto CBI+solo é compatível com a faixa esperada para solos tratados por inclusões semirrígidas, conforme os mecanismos de transferência de carga descritos por Combarieu (1988), Han (2010) e ASIRI National Project (2012).

Do ponto de vista executivo, o uso de nata de pega rápida restrita à base e a manutenção do pré-furo foram decisivos para evitar lavagem, garantir penetração controlada e assegurar o apoio em material competente.

7 CONCLUSÕES

A execução de CBIs direcionadas ao incremento de resistência de solos moles e fofos sob condição de artesianismo, em conjunto ao seu controle da permeabilidade, demonstrou-se uma solução técnica viável e efetiva no presente projeto, superando a limitação das colunas convencionais, que podem atuar como drenos verticais nessa condição (Kirsch, 2010; Kirsch &; Bell, 2012).

As CBIs, conforme o previsto, apresentaram diâmetro médio ao redor de 1,10 m e alargamento basal recorrente em contato com o SR MDF. A resistência a compressão da calda na faixa de 0,75 a 1,50 MPa, aliada à nata de pega rápida restrita aos aproximadamente 4,00 m finais de base e ao pré-furo, mostrou-se eficaz para mitigar lavagem, controlar a permeabilidade no eixo e assegurar o apoio em material competente, resultado

coerente com a metodologia executiva de vibrossubstituição com alimentação pela ponta adotada (Brumano et al., 2024). A permeabilidade no eixo das CBIs, mediana na ordem de 10^{-6} m/s, e os valores de N_{SPT} elevados ao longo do fuste confirmam o caráter de inclusão semirrígida, não drenante.

Em termos de rigidez, a mediana de Vs nos solos tratados, considerada para o meio composto CBI+solo, situou-se ao redor de 330 m/s, com 98% dos pontos iguais ou superiores a 210 m/s; no maciço rochoso, a mediana pós-tratamento de aproximadamente 910 m/s indica homogeneização por injeções. Os resultados dos ensaios à percussão evidenciaram incremento de resistência no SR MDF (média/mediana de 6/2 para 11/5 golpes) e no SR FBM (6/4 para 8/5 golpes), e as densidades obtidas por gama-gama suportam os pesos específicos adotados para análises.

A complementaridade entre N_{SPT} e Vs mostrou-se muito eficaz: os incrementos de resistência observados nos ensaios à percussão foram consistentes com os incrementos de Vs verificados através do MASW, gerando evidência que reforça a confiabilidade dos critérios de aceitação adotados. A combinação de sondagens mistas com levantamentos MASW pré e pós-tratamento demonstrou-se uma abordagem robusta e especialmente adequada a esse contexto geológico-geotécnico, permitindo caracterizar o perfil individual das colunas e a rigidez global do meio tratado de forma integrada e expedita.

Os resultados são consistentes com o arcabouço teórico de inclusões semirrígidas (ASIRI National Project, 2012; Combarieu, 1988) e com estudos de tensão-deformação desenvolvidos no mesmo contexto geológico (Silva et al., 2024), reforçando a aplicabilidade das CBIs em fundações de barragens de rejeitos sob condições de artesianismo.

Para projetos futuros em condições análogas, recomenda-se a adoção da abordagem de verificação multimétodo (sondagens mistas, ensaios de permeabilidade e MASW pré e pós-tratamento), integrados em modelo tridimensional, como prática de QA/QC. A integração de dados em modelo 3D permitiu direcionar verificações, corrigir inconsistências pontuais e aplicar ações corretivas localizadas, consolidando o atendimento aos critérios de projeto e a aplicabilidade das CBIs sob condições de artesianismo, sem indução de comportamento drenante e com apoio competente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASIRI National Project (2012). *Recommendations for the Design, Construction and Control of Rigid Inclusion Ground Improvements*. IREX/Presses des Ponts, Paris.

Barksdale, R.D.; Bachus, R.C. (1983). *Design and construction of stone columns*. FHWA/RD-83/026.

Brumano, F. et al. (2024). *Metodologia Executiva de Colunas de Brita Injetadas com Nata de Pega Rápida para Reforço de Fundações de Barragem de Rejeitos*. COBRAMSEG.

Combarieu, O. (1988). *Amélioration des sols par inclusions rigides verticales – Application à l'édification des remblais sur sols médiocres*. Revue Française de Géotechnique, n. 44, p. 57-79.

Han, J. (2010). *Consolidation settlement of stone column reinforced foundation in soft soils. In: New Techniques on Soft Soils*. Oficina de Textos. Kirsch, F. (2010). Ground improvement by deep vibration methods.

Kirsch, K.; Bell, A. (2012). *Ground Improvement*, Third Edition.

Ludemann, S.M. et al. (2020). *Pátio sobre solos moles tratados com colunas de brita*. COBRAMSEG.

Park, C.B.; Miller, R.D.; Xia, J. (1999). *Multichannel analysis of surface waves*. Geophysics, 64(3), 800-808.

Priebe, H. (1995). *The Design of Vibro Replacement*. Ground Engineering.

Silva, F.M.; Lopes, M.; Silva, N.B. (2024). *Análises de Tensão-Deformação do Tratamento de Fundações de uma Barragem de Rejeito com Colunas de Brita Injetadas*. COBRAMSEG.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/97

Tratamento de solos moles com colunas de brita – análise comparativa de dimensionamento e instrumentação na BR-493/RJ

Lucas de Araujo Estanqueiro
Engenheiro Civil, CONSAG Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, lucas.estanqueiro@agnet.com.br

Lucas Ribeiro Silva
Engenheiro Civil, CONSAG Engenharia, São Paulo, Brasil, lucas.silva@agnet.com.br

Marco Aurelio Abreu Peixoto da Silva
Engenheiro Civil, M.Sc., CONSAG Engenharia, São Paulo, Brasil, marco.peixoto@agnet.com.br

Matheus Bernini Cecere
Engenheiro Civil, CONSAG Engenharia, São Paulo, Brasil, matheus.bernini@agnet.com.br

Pedro Augusto Silva Oliveira
Engenheiro Civil, CONSAG Engenharia, São Paulo, Brasil, pedro.soliveira@agnet.com.br

Beatriz Pozzebon
Engenheira Civil Geotécnica, EcoRodovias, São Paulo, Brasil, beatriz.pozzebon@ecorodovias.com.br

Gabriel Nogueira Rodrigues
Engenheiro Civil Geotécnico, Concremat S.A., Rio de Janeiro, Brasil, t_gabriel.rodrigues@ecorodovias.com.br

RESUMO: O presente trabalho apresenta uma análise comparativa entre duas metodologias de dimensionamento de colunas de brita para fundação de aterro em uma região de depósito sedimentar flúvio-marinho, na região de Itaboraí, no Estado do Rio de Janeiro. Além da comparação dos recalques esperados pelo Método de Priebe e modelagem numérica, a partir de elementos finitos, foram instalados também dispositivos de instrumentação para monitoramento do adensamento da camada de argila mole durante e após a execução do aterro para tronco rodoviário. Além da comparação do dimensionamento das colunas de brita pelos dois métodos, e a previsão de recalque em cada um, o trabalho buscou retroanalisar os parâmetros adotados para este dimensionamento, a partir dos recalques medidos através de mini-prismas topográficos de alta precisão instalados no muro assente sobre a camada mole. A instrumentação da obra permitiu comparar os recalques previstos com os dados de campo, dando segurança para a liberação de tráfego na via, após a observação da estabilização destes recalques.

PALAVRAS-CHAVE: argilas moles, colunas de brita, adensamento, instrumentação, fundação.

ABSTRACT: The present study presents a comparative analysis between two design methodologies for stone columns used in embankment foundation over a fluvio-marine sedimentary deposit in the Itaboraí region, State of Rio de Janeiro. In addition to the comparison of the expected settlements obtained by the Priebe Method and numerical modeling based on the finite element method, instrumentation devices were also installed to monitor the consolidation of the soft clay layer during and after the construction of the embankment for the roadway. Beyond the comparison of the stone column design by both methods and the settlement predictions provided by each, the study aimed to back-analyze the parameters adopted in the design, based on the settlements measured through high-precision topographic mini-prisms installed on the retaining wall founded on the soft layer. The instrumentation of the project allowed observing the stabilization of the settlements, enabling the release of the roadway embankment for vehicle traffic.

KEYWORDS: soft clays, stone columns, consolidation, instrumentation, foundation

1 INTRODUÇÃO

O objeto de estudo do presente trabalho trata-se de uma obra rodoviária localizada na região metropolitana do Estado do Rio de Janeiro, mais precisamente no Município de Itaboraí, margem da Baía de Guanabara. O empreendimento tem por objetivo ampliar a capacidade de tráfego da rodovia, que recebe um grande número de transportes logísticos durante todo o dia. Para além da questão logística, as melhorias irão conferir maior segurança viária não só para os usuários da rodovia, como para os moradores dos centros urbanos à margem de toda a extensão da estrada.

Neste sentido de ampliação de capacidade de tráfego, foram projetados 05 (cinco) novos viadutos com passagens inferiores, constituídos de aterro em solo reforçado assentes sobre uma fundação de coluna de brita em camada de argila muito mole – que será abordada com maior detalhe no capítulo seguinte.

O objetivo do trabalho é analisar um destes cinco viadutos em solo reforçado sobre colunas de brita, com relação à previsão de recalques pelo Método de Priebe e Método de Elementos Finitos, e comparar com os dados de campo a partir de instrumentação específica.

Cabe ressaltar que, a obra encontra-se em andamento concomitante com a elaboração deste trabalho, o que permite maior sensibilidade nas análises de escala real, com os dados da instrumentação. Na Figuta 1, é possível observar a concepção do viaduto em solo reforçado assente sobre as colunas de brita, durante a fase de construção:



Figura 1. Execução do aterro reforçado.

2 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

O viaduto em aterro reforçado, objeto deste trabalho, está localizado no trecho inicial da rodovia em questão, e apresenta cobertura sedimentar irregular, entremeada por sedimentos flúvio marinhos e flúvio-lagunares, associada à Formação Macacu, parte esta, integrante da Bacia de Macacu. Este preenchimento data do Paleogeno – denominado terciário – e é formado por sedimentos clásticos continentais associados a sistemas deposicionais fluviais entrelelaçados (depósitos esses compostos por sedimentos muito finos e ricos em matéria orgânica, de baixa consistência), além de leques aluviais.

Este cenário confere ao sub-solo da região de implantação do viaduto uma baixa capacidade de suporte, contemplando camadas de argila mole e muito mole, com resistência à penetração (N_{SPT}) iguais e/ou inferiores

a 01 golpe, com espessuras que variam de 6,0 a 12,0 metros, conforme pode-se observar no perfil geológico-geotécnico da Figura 2:

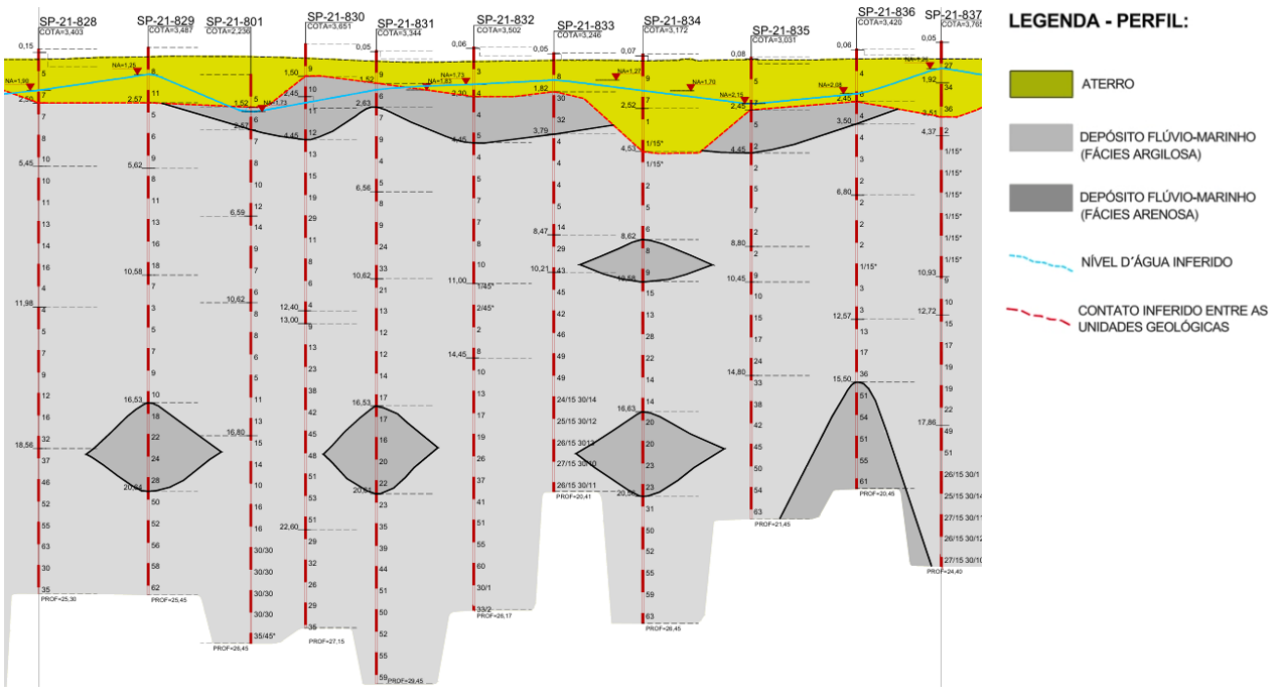


Figura 2. Perfil geotécnico da região do viaduto objeto deste estudo.

O trecho previsto para tratamento de coluna de brita está compreendido entre a seção 6+240 até a seção 6+575, onde predominam estes sedimentos com menor resistência, conforme supracitado. As seções de análise dos recalques estão compreendidas neste trecho.

3 MÉTODOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS

3.1 Método de Priebe

O método proposto por Priebe (1995), amplamente empregado em projetos de melhoramento de solos moles por vibrossubstituição, fundamenta-se no conceito de célula unitária, admitindo que a aplicação das colunas promove uma redistribuição de tensões no maciço, resultando na redução dos recalques totais do sistema solo-aterro. No presente estudo, adotou-se um arranjo de colunas em malha quadrangular, com diâmetro nominal de 0,80 m e espaçamento (s) de 2,75 m entre eixos, definidos a partir de critérios geométricos e de capacidade de suporte do solo mole subjacente. O material das colunas foi considerado granular, com ângulo de atrito interno igual a 37,5°, compatível com a brita graduada utilizada. O coeficiente de adensamento horizontal ch (equivalente ao cv, coeficiente de adensamento vertical) considerado foi de $6*10^{-8}$m²/s e a razão de sobreadensamento (RSA ou OCR) foi de 1,6.

O método considera os seguintes dados geométricos, baseados no conceito de célula unitária equivalente:

$$d_e = 1{,}13 * s \qquad (1)$$

$$A_c = \pi * \frac{d^2}{4} \qquad (2)$$

$$A = \pi * \frac{{d_e}^2}{4} \qquad (3)$$

$$a_c = A_c/A \quad (4)$$

Onde d_e é o diâmetro equivalente da célula, A_c é a área da coluna, A é área total da célula, a_c é a razão de substituição.

A fim de avaliar os recalques, Priebe (1995) propôs um método que considera o ângulo de atrito do material da coluna (φ_c), que neste caso será de 37,5°, e da razão de substituição (a_c) para a obtenção do fator de redução de recalques (β).

$$K_{ac} = tan^2\left(45° - \frac{\varphi_c}{2}\right) \quad (5)$$

$$\beta = 1 + a_c * \left[\frac{(5-a_c)}{[4K_{ac}(1-a_c)]} - 1\right] \quad (6)$$

A partir do fator β é possível estimar o recalque do solo tratado com colunas de brita (Δh_C) com base na estimativa de recalque por adensamento do solo não tratado (Δh).

$$\beta = \frac{\Delta h}{\Delta h_C} \quad (7)$$

Considerando-se o Δh o adensamento primário na camada não tratada, tem-se:

$$\Delta h_C = \frac{1}{\beta} * \frac{h}{(1+e_0)} * \left[C_r * log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}}\right) + C_c * log\left(\frac{\sigma'_{v0}+\gamma*(h_a-\Delta h)+(\gamma-\gamma_w)*\Delta h}{\sigma'_{vm}}\right)\right] \quad (8)$$

A estimativa do tempo de estabilização dos recalques para o cenário com o melhoramento do solo com colunas de brita é baseado na Teoria de Barron (1948). O amolgamento da argila ao redor das colunas de brita foi considerado em uma redução de diâmetro de 20%.

$$d_w = 0{,}8 * d_c \quad (9)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} = \frac{1{,}13 * s}{d_w} \quad (10)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} * ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \quad (11)$$

$$t = -\frac{F(n)}{8} * {d_e}^2 * \frac{ln(1-Uh)}{c_h} \quad (12)$$

Em que $d_w[m]$ é o diâmetro efetivo da coluna após amolgamento, s[m] é o espaçamento entre colunas, F(n) é a função de densidade de drenos, t[s] é o tempo de estabilização dos recalques, $c_h[m^2/s]$ é o coeficiente de adensamento horizontal e U_h[%] = grau de adensamento devido ao fluxo radial.

A aplicação do método analítico de Priebe resultou, inicialmente, na estimativa do recalque do aterro sobre o solo mole na condição sem tratamento, cujo valor calculado foi da ordem de 36,4 cm. Com a introdução das colunas de brita, o fator de redução de recalques obtido foi aproximadamente β ≈ 1,30, conduzindo a um recalque estimado do sistema tratado da ordem de 28,1 cm.

No que se refere à evolução temporal dos recalques, o método indicou que cerca de 82% do adensamento primário total seria dissipado em aproximadamente 12 meses após o término da construção na condição com colunas de brita, considerando como critério de projeto um recalque residual máximo de 5 cm.

3.2 Modelagem Numérica

A análise numérica foi conduzida por meio de simulações utilizando o método dos elementos finitos através do software RS3, com o objetivo de representar de forma mais realista o comportamento do sistema

aterro - solo mole - colunas de brita. Essa abordagem permitiu considerar explicitamente a estratigrafia local, a heterogeneidade dos materiais e o processo construtivo do aterro.

O modelo numérico considerou a geometria representativa do trecho analisado, incluindo a camada de solo mole de origem flúvio-marinha, o aterro rodoviário e o reforço por colunas de brita. As colunas foram modeladas como inclusões granulares com propriedades mecânicas diferenciadas do solo natural, respeitando o diâmetro, espaçamento e profundidade adotados no projeto executivo. Para o solo mole, foram adotados parâmetros de deformabilidade e adensamento compatíveis com os resultados de ensaios edométricos, complementados por retroanálises e correlações com depósitos semelhantes da região.

Os módulos de elasticidade das camadas foram estabelecidos por correlação com Nspt, utilizando a proposição de Leão (2015):

$$E = 3000 * N_{spt}^{0,8} \tag{12}$$

Tabela 1. Parâmetros associados às camadas geotécnicas.

Camada	γn [kN/m³]	c' [kPa]	Φ' [°]	Nspt,méd	E [kN/m²]
Aterro 1	19,0	15,0	29,0	15	26.000
Aterro 2	16,0	12,0	25,0	10	18900
Argila mole	14,5	0,0	28,0	0	320 a 640
Aluvião	17,0	15,0	15,0	4	9000
Terciário	18,0	25,0	30,0	4 a 30	9000 a 45000

A modelagem tridimensional no RS3 representou a geometria do aterro com 4 m de altura, a camada superficial, a argila mole com cerca de 6 m de espessura e o embutimento das colunas aproximadamente 4 m no estrato mais resistente, resultando em comprimento total próximo de 12 m.

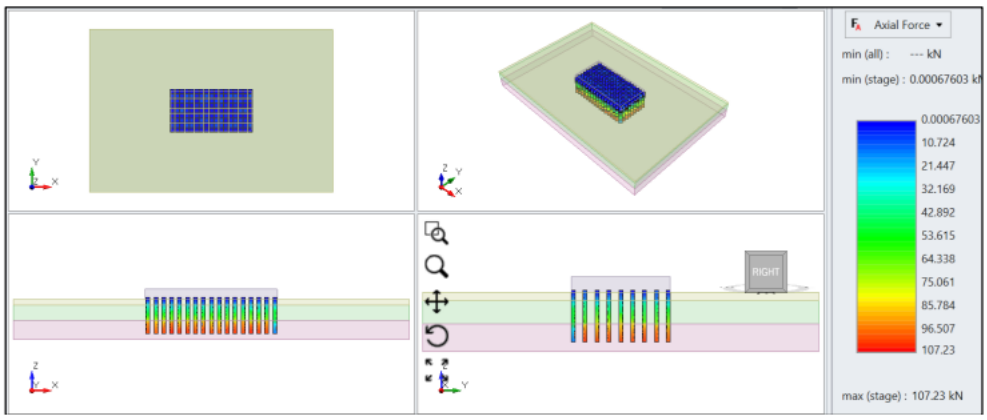


Figura 3. Modelagem tridimensional.

Os recalques foram avaliados considerando a dissipação de poropressão com acoplamento de fluxo e deformação, baseado na teoria do adensamento de Biot (1941), permitindo simular a dissipação das poro-pressões ao longo do tempo. Os resultados indicaram que, diferentemente do comportamento do solo não reforçado, cujo recalque evolui por períodos prolongados, o solo tratado apresenta rápida estabilização ainda durante a fase construtiva, característica típica desse tipo de solução. Observa-se, contudo, que os valores obtidos tendem a ser ligeiramente conservadores, uma vez que o carregamento foi aplicado de forma instantânea no modelo, enquanto em campo ele ocorre de maneira progressiva durante o alteamento do aterro.

A interpretação dos registros de poropressão dos ensaios CPTu evidenciou comportamento contrátil na argila mole e dilatante no substrato aluvionar subjacente, indicando que este último atua como meio drenante mais permeável. Dessa forma, na modelagem numérica e na interpretação hidráulica do problema, o adensamento foi considerado com duas faces drenantes, o que se refletiu na aceleração significativa da

dissipação dos recalques. As simulações indicaram que, após aproximadamente 3 meses, já teria ocorrido cerca de 92% do recalque total previsto, restando um recalque residual da ordem de 3 cm, compatível com o desempenho esperado para aterros sobre solos moles reforçados por colunas de brita.

A análise dos resultados também permitiu avaliar a redistribuição de tensões promovida pelas colunas. Verificou-se que a maior parcela do carregamento vertical é absorvida pelas colunas e transferida ao estrato mais competente, enquanto apenas uma fração reduzida é mobilizada na argila mole. Os contornos de deslocamentos verticais confirmam recalques máximos da ordem de 0,33 m para 12 meses.

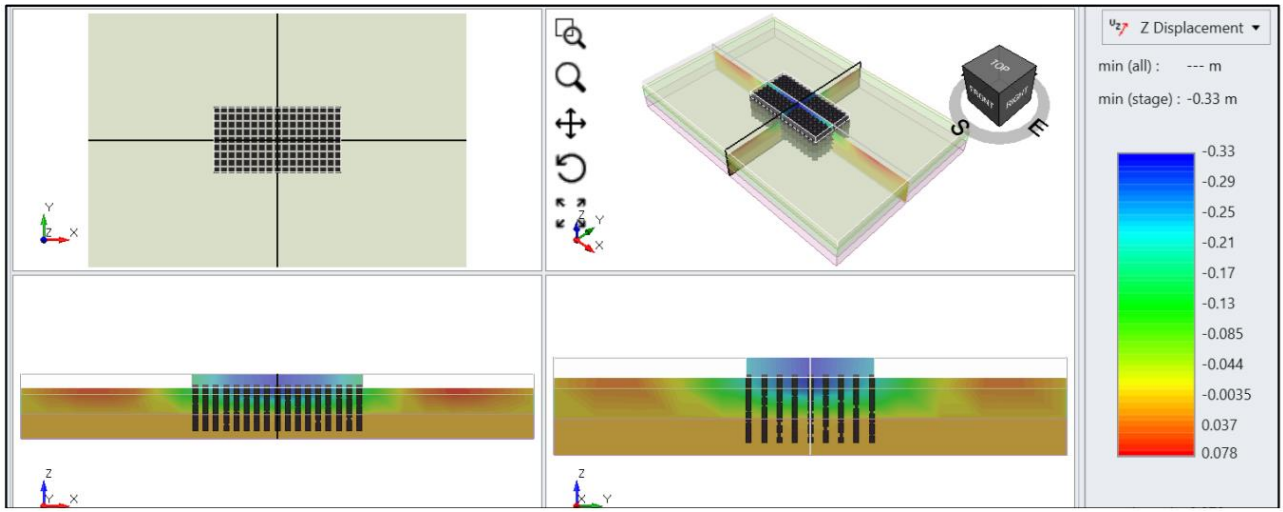


Figura 4. Resultado dos deslocamentos na modelagem tridimensional.

4 ANÁLISE DA INSTRUMENTAÇÃO E RESULTADOS

A concepção da instrumentação se deu a partir da interface entre projetista e executora, de forma que os instrumentos não limitassem ou interferissem na construção, e ao mesmo tempo, fornecessem dados seguros para a avaliação dos recalques. Desta forma, estabeleu-se a utilização de mini-prismas topográficos instalados na face das placas de concreto do muro de solo reforçado, de forma que, periodicamente fossem realizadas leituras destes dispositivos que, a partir de pontos georreferenciados indicassem a diferença de elevação, semana a semana, sendo possível calcular o recalque. Foram instalados mini-prismas em seções transversais a cada 50,0 m, de forma que, em cada seção transversal houvesse o controle dos recalques tanto do lado crescente, quanto do lado decrescente da rodovia, uma vez que o alteamento do aterro não foi uniforme nos dois lados, como poderá ser observado mais à frente nos gráficos de Alteamento VS Recalque.

O equipamento de topografia utilizado para realizar as leituras foi uma Estação Total do tipo Leica TS-09 Plus 1” R1000, com precisão de ±1,5mm + 2ppm. Dada a magnitude dos recalques esperados de até quatro dezenas de centímetros, o equipamento utilizado tem precisão suficiente para fornecer informações confiáveis acerca do dados obtidos.

Os gráficos apresentados abaixo, referem-se respectivamente às seções: 6+250, 6+300 e 6+350, onde se encontra a maior altura de aterro (aproximadamente 8,0m) assente sobre uma camadas de solo mole mais representativa. É possível observar que, nas três seções analisadas, o comportamento dos recalques, tanto do lado crescente, quanto do lado decrescente, evoluiu à medida que o aterro fora alteado, e após um tempo, demonstrou uma taxa de avanço dos recalques estabilizada.

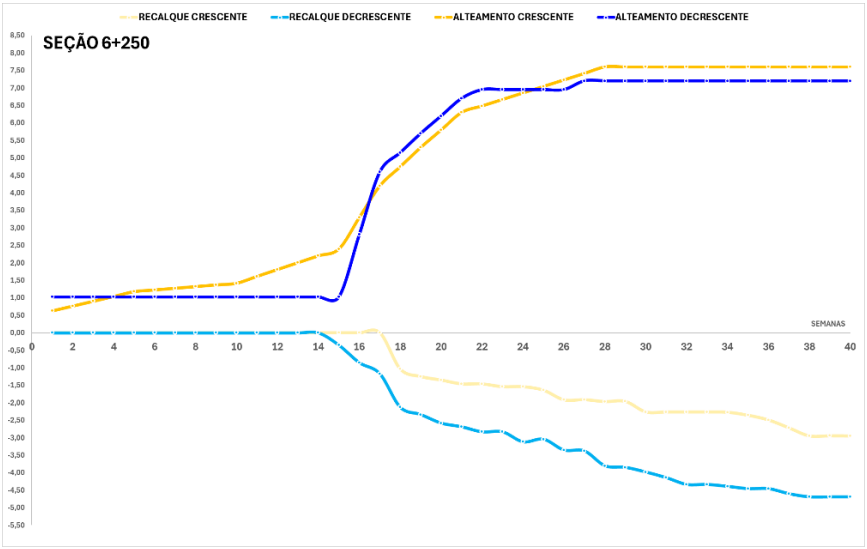


Figura 5. Seção 6+250 - Registros dos recalques medidos ao longo do tempo.

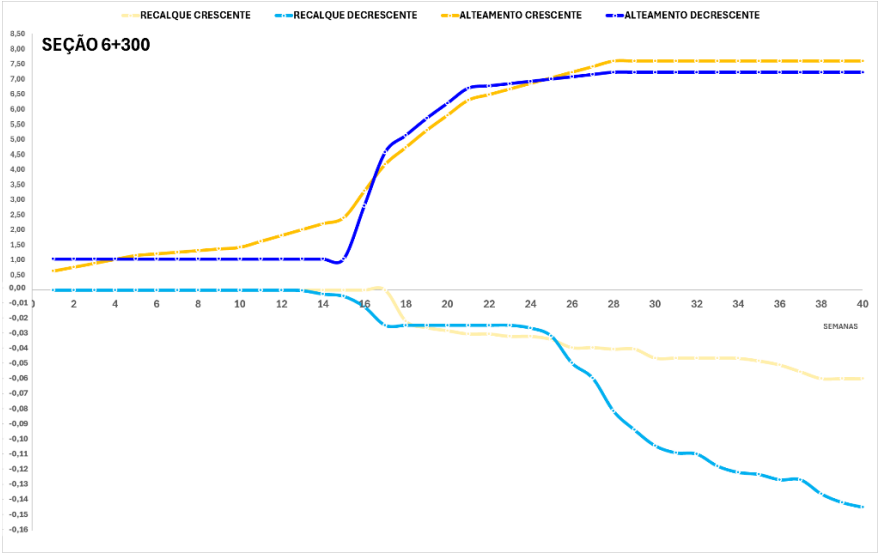


Figura 6. Seção 6+300 - Registros dos recalques medidos ao longo do tempo.

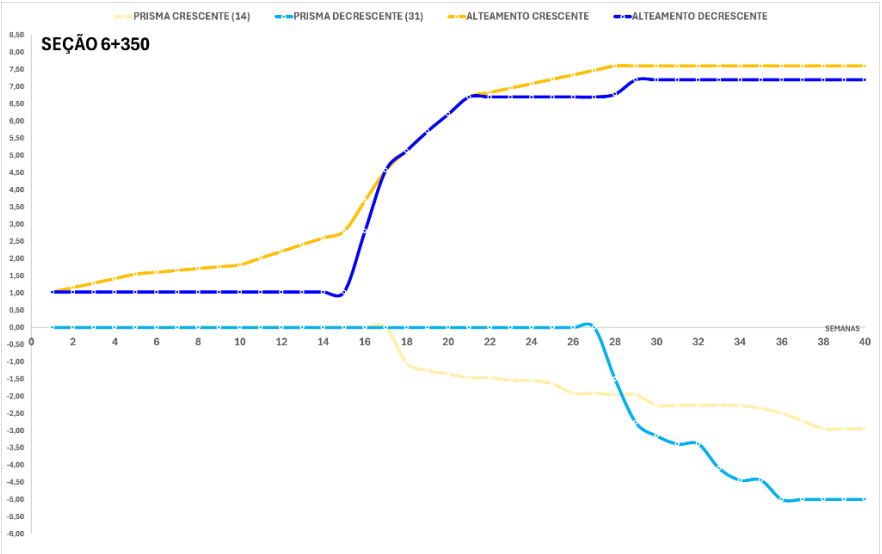


Figura 7. Seção 6+350 - Registros dos recalques medidos ao longo do tempo.

Na seção 6+250 a magnitude do recalque observado foi de aproximadamente 10,0cm com tendência de estabilização após 16 semanas de evolução.

Na seção 6+300 a magnitude do recalque observado foi de aproximadamente 15,0cm com tendência de estabilização após 12 semanas de evolução.

Na seção 6+350 a magnitude do recalque observado foi de aproximadamente 15,0cm com tendência de estabilização após 11 semanas de evolução.

5 CONCLUSÕES

Analisando os dois métodos de dimensionamento apresentados no presente trabalho, além dos dados de instrumentação coletados até a presente data, verifica-se que:

O Método de Priebe infere um recalque de magnitude da ordem de 28,1cm, com 5cm residuais admitidos e uma estabilização em 12 meses. Já o Método de Elementos Finitos prevê um recalque de magnitude de 33cm, com 3cm residuais admitidos e uma estabilização em 12 meses.

Os dados de campo mostram um recalque de magnitude de cerca de 15cm, com tendência de estabilização de 3 a 4 meses. Estas diferenças se justificam a partir de algumas premissas adotadas no método de dimensionamento, como por exemplo o carregamento único em apenas uma etapa, o que diverge da metologia executiva, onde o aterro vai sendo alteado lentamente. Além disso, não se considera no Método dos Elementos Finitos proposto neste trabalho, o melhoramento do solo com a inserção das colunas de brita. A situação em campo se mostra um pouco diferente, uma vez que, com a execução das colunas granulares, a camada de solo mole acaba virando um compósito de solo melhorado, o que por sua vez, faz com que a magnitude dos recalques esperados, seja menor do que a determinadas pelos métodos utilizados.

De maneira geral, os dois métodos se mostraram eficientes para a determinação dos recalques de aterro reforçado sobre fundação de aterro em solo mole com coluna de brita. A instrumentação de campo se mostrou eficiente no sentido de fornecer informações confiáveis para que a obra pudesse avançar com segurança, sem gerar danos às estruturas e perigo aos transeuntes da região.

Por fim, recomenda-se que, futuramente, sejam feitas análises comparativas entre estruturas similares, com camadas subjacentes também similares, em busca de uma convergência, tanto para a metodologia executiva, quanto para o método de dimensionamento. Sugere-se também que, em momento oportuno seja feita uma retroalimentação do projeto com dados de ensaio de campo realizados *a posteriori*, de forma que os parâmetros adotados para este projeto sejam revisitados em busca de uma análise comparativa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aterro sobre solos moles: projeto e desempenho. Márcio de Souza S. Almeida & Maria Esther Soares Marques. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

Lima, J. M. F., COSTA, M. S. T. da, RODRIGUES, Ary Paulo, SILA, Tiago Borges da, e ÁVILA, Robinson Alexandre (2020). *Tratamento de Solos Moles com Coluna de Brita – Um estudo de caso da Rodovia dos Tamoios*. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG). Campinas, São Paulo.

Lima, B. T. e Almeida, M. de S. (2016). *Recomendações para Análises e Projetos com Uso de Colunas de Brita em Solos Argilosos Muito Moles.* XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG). Belo Horizonte, Minas Gerais.

Souza, G. L. A., Pacheco, M., Souza, R. N. e Viana, E. A. (2016). *Projeto e controle de execução de reforço de solos moles utilizando colunas de material granular: experiência com a implantação de um grande empreendimento rodoviário*. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG). Belo Horizonte, Minas Gerais.

Leão, M. F. (2015). *Análise tensão deformação de uma barragem de concreto em solo residual preponderantemente anisotrópico*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/98

Uma Avaliação do Modelo Hiperbólico para Dois Tipos de Solos, com Diferentes Compacidades

Willians Perlley Alexandre da Silva
Doutorando / Engenheiro Pesquisador, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, willians.perlley@coc.ufrj.br

Gustavo Santos Domingos
Professor Assistente, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, gustavodom@coc.ufrj.br

Francisco de Rezende Lopes
Professor Titular, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, flopes@coc.ufrj.br

RESUMO: O Modelo Hiperbólico foi o primeiro modelo constitutivo de comportamento não linear dos solos para uso em análises pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). Proposto por Duncan e colaboradores no final da década de 1960 (Duncan e Chang, 1970), o modelo incorpora as principais características do comportamento tensão-deformação-resistência dos solos e é amplamente utilizado na prática, especialmente em análises na condição de serviço, quando apenas parte do maciço atinge a ruptura. Posteriormente, por volta dos anos 2000, foi desenvolvida uma variação, chamada *Hardening Soil* (Shanz *et al*., 1999), fundamentado no Modelo Hiperbólico, mas incorporando alguns conceitos de plasticidade, passando a ser empregado em softwares comerciais recentes do MEF. O presente trabalho apresenta a interpretação de resultados de ensaios triaxiais drenados realizados em dois solos distintos: uma areia de praia e um solo residual compactado destinado à execução do núcleo de uma barragem de terra. Os ajustes obtidos com ambos os modelos são analisados e discutidos quanto à sua capacidade de representar adequadamente o comportamento tensão–deformação-resistência desses materiais.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem de solos, Modelo hiperbólico, Ensaios Triaxiais, Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT: The Hyperbolic Model was the first constitutive model to represent the nonlinear behavior of soils for use in Finite Element Method (FEM) analyses. Proposed by Duncan and collaborators in the late 1960s (Duncan and Chang, 1970), the model incorporates the main features of the stress-strain-strength behavior of soils and is widely used in practice, especially in working or service conditions, when only part of the soil mass reaches failure. Later, around the 2000s, a variation called *Hardening Soil* (Shanz *et al.*, 1999) was proposed, based on the Hyperbolic Model but incorporating some concepts of plasticity, and became widely used in more recent commercial FEM softwares. The present study presents the interpretation of drained triaxial test results performed on two distinct soils: a beach sand and a compacted residual soil intended for the core of an earth dam. The fittings obtained with both models are analyzed and discussed regarding their ability to adequately represent the stress-strain-strength behavior of these materials.

KEYWORDS: Soil modelling, Hyperbolic model, Triaxial tests, Finite Element Method.

1. INTRODUÇÃO

O Modelo Hiperbólico (doravante denominado *Hb*) foi o primeiro modelo de comportamento não linear dos solos para análise pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). Proposto por Duncan e colaboradores no final dos anos 1960 (Duncan e Chang, 1970), ele incorpora as principais feições do comportamento dos solos: (i) redução da rigidez com o aumento da tensão cisalhante, (ii) aumento da rigidez com o aumento da tensão confinante e (iii) mudança de comportamento em descarregamento/recarregamento – o que permite considerar o histórico das tensões aplicadas. Apesar da idade, e do aparecimento de modelos mais sofisticados posteriormente, esse modelo ainda é muito utilizado na prática, especialmente em situações em que apenas

parte do meio atinge ruptura, como na análise das condições de serviço. Uma qualidade do modelo é exigir um número relativamente pequeno de parâmetros, para os quais há muita experiência e valores típicos publicados. O modelo recebeu algumas contribuições ao longo do tempo, como a variante *Hardening Soil* (doravante denominada *HS*), que foi incorporada na maioria dos programas do MEF.

Importante lembrar que os modelos elásticos requerem um par de parâmetros, que podem ser E (Módulo de Young) e ν (Coeficiente de Poisson) ou E e B (Módulo Volumétrico ou *Bulk Modulus*) ou G (Módulo Cisalhante ou *Shear Modulus*) e B, etc. No caso de comportamento linear, esses parâmetros têm um valor único, e no caso de comportamento não linear, têm uma função para cada parâmetro.

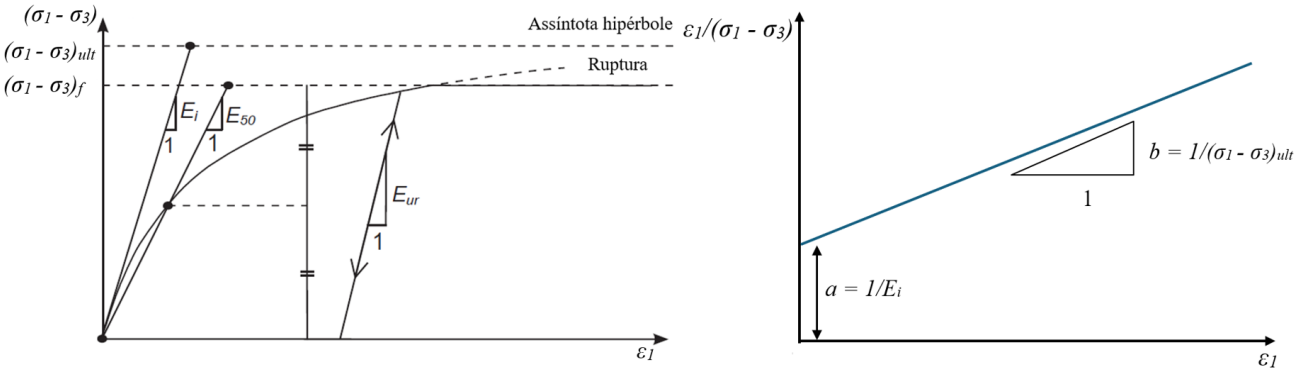
O presente trabalho se propõe a interpretar os resultados de ensaios triaxiais (drenados) em dois solos, de acordo com os modelos *Hb* e *HS*. Os solos são uma areia de praia, em duas compacidades diferentes, e um solo residual compactado para barragem. A qualidade dos ajustes dos modelos aos resultados dos ensaios avaliados é discutida, bem como são comparados os parâmetros obtidos com valores típicos disponíveis na literatura.

2. O MODELO HIPERBÓLICO

2.1 O Modelo Original de Duncan e Chang

No *Hb,* proposto por Duncan e Chang (1970), o Módulo de Young, E, varia com o nível de tensão cisalhante (devendo ser nulo quando essa se iguala à resistência), e com o nível de tensão confinante, além de diferir nas condições descarregamento-recarregamento, questão que não será tratada neste trabalho. Para a dependência do nível de tensão cisalhante, o modelo se baseia no trabalho de Kondner (1963), segundo o qual a maioria das curvas tensão-deformação dos solos segue uma hipérbole, expressa pela equação (ver Figura 1):

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \tag{1}$$



(a) (b)

Figura 1. (a) Curva tensão-deformação do solo, representada por uma hipérbole, e (b) determinação dos coeficientes a e b.

O Módulo de Young tangente (E_t) à hipérbole é obtido pela sua derivada em relação à deformação:

$$E_t = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_1} = \frac{a}{(a + b\varepsilon_1)^2} \tag{2}$$

Explicitando a deformação axial em função do acréscimo de tensão, tem-se:

$$E_t = \frac{1}{a}\left[1 - b(\sigma_1 - \sigma_3)\right]^2 \tag{3}$$

Como (Figura 1b) $1/a = E_i$, o módulo inicial, e $b = 1/(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$, tem-se:

$$E_t = E_i\left[1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}\right]^2 \quad (4a)$$

Ou, caso a assíntota da hipérbole não coincida com o patamar da curva tensão-deformação,

$$E_t = E_i\left[1 - R_f \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}\right]^2 \quad (4b)$$

onde R_f é a razão entre o patamar da curva (resistência) e a assíntota da hipérbole, razão esta obtida como mostrado na Figura 1. Para a dependência do nível de tensão confinante, Duncan e Chang utilizaram a expressão de Janbu (1963):

$$E_i = K\, p_{atm}\left(\frac{\sigma_3'}{p_{atm}}\right)^n \quad (5)$$

onde σ'_3 é a tensão confinante (efetiva) no ensaio triaxial, K e n são parâmetros determinados experimentalmente no plano E_i/p_{atm} versus σ'_3/p_{atm}, onde, p_{atm} é a pressão atmosférica, adotada como tensão de referência.

Duncan e Chang (1970) propuseram ainda que, no caso de ocorrer descarregamento ou recarregamento, o comportamento seja considerado elástico linear, mais rígido, adotando-se um módulo de descarregamento-recarregamento, E_{ur}, ao invés do E_t, dado por:

$$E_{ur} = K_{ur}\, p_{atm}\left(\frac{\sigma_3'}{p_{atm}}\right)^n \quad (6)$$

onde K_{ur} é o fator K da Equação (5), porém obtido em condição de descarregamento-recarregamento. Assim, é possível considerar a *história das tensões* ou a irreversibilidade de deformações num modelo elástico não-linear.

Para completar o par de parâmetros elásticos, tem sido usado o Coeficiente de Poisson ν, com função dada, por exemplo, por Kulhawy *et al.* (1969), ou o Módulo Volumétrico B, com função dada por Duncan *et al.* (1980). Esses parâmetros não serão tratados neste trabalho, bem como o comportamento em descarregamento/recarregamento.

2.2 O Modelo *Hardening Soil*

Shanz *et al.* (1999) apresentam uma variação do *Hb* chamada *Hardening Soil* (*HS*) implementada no programa Plaxis (2002). A função hiperbólica também é utilizada nesse modelo, porém, o parâmetro de referência é o módulo de elasticidade secante a 50% da tensão desviadora na ruptura, E_{50}. Com isso, o módulo de elasticidade tangente inicial é obtido pela Equação (7). O enrijecimento do solo com o aumento da tensão confinante também é considerado por uma função exponencial (8), semelhante ao proposto por Duncan e Chang (1970).

$$E_i = \frac{2\,E_{50}}{2 - R_f} \quad (7)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref}\left(\frac{c\cos(\varphi) - \sigma'_3 sen(\varphi)}{c\cos(\varphi) - p^{ref} sen(\varphi)}\right)^m \quad (8)$$

Na Equação (8), E_{50}^{ref} é o módulo secante a 50% da tensão desviadora na ruptura para a pressão de referência, p^{ref}, em geral, a pressão atmosférica.

As expressões que definem a tensão desviadora de ruptura e a partir dela a assíntota da curva de tensão-deformação são as mesmas já apresentadas no modelo de Duncan e Chang. No *HS*, as deformações de carregamentos virgens são consideradas como plásticas, ou seja, ao se descarregar, as deformações não são totalmente recuperadas. Para descarregamento e recarregamento, o modelo conta com uma outra formulação e outros parâmetros e considera um comportamento perfeitamente elástico baseado nas relações de Hooke:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c\cos(\varphi) - \sigma'_3 sen(\varphi)}{c\cos(\varphi) - p^{ref} sen(\varphi)} \right)^m \quad (9)$$

onde E_{ur} é o Módulo de Young para descarga e recarga.

Para caracterizar a deformabilidade, o modelo *HS* utiliza, como segundo parâmetro elástico, o módulo oedométrico, considerando variando com o estado de tensões segundo uma função exponencial com o mesmo expoente *m*:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c\cos(\varphi) - \sigma'_3 sen(\varphi)}{c\cos(\varphi) - p^{ref} sen(\varphi)} \right)^m \quad (10)$$

onde E_{oed}^{ref} é o módulo tangente no ensaio oedométrico. O modelo *HS* pede o Coeficiente de Poisson apenas para modelar a rigidez em descarregamento/recarregamento, como ν_{ur}.

3. SOLOS ANALISADOS

Na presente avaliação do modelo hiperbólico foram analisados 3 conjuntos de ensaios triaxiais drenados CID (*Consolidated Isotropic Drained*), sendo um conjunto de um solo argiloso compactado e dois outros de uma areia de praia.

O primeiro conjunto de ensaios triaxiais foi obtido de um solo utilizado no núcleo da *Barragem de Serra da Mesa* (SRM), conforme resultados apresentados por Castro (1996). O material é proveniente de áreas de empréstimo localizadas às margens do Rio Tocantins, consistindo em uma mistura de solos coluvionares e residuais maduros de rocha granítica. Foi caracterizado como uma argila arenosa bem graduada, de coloração marrom-avermelhada e plasticidade média, com Limite de Liquidez de 42%, Limite de Plasticidade de 18% e classificação USCS (*Unified Soil Classification System*) como CL. O solo foi compactado a 100% do Proctor Normal, com umidade ótima de aproximadamente 15%, apresentando peso específico seco de 18 kN/m^3, e foi submetido, nos ensaios, a tensões de adensamento de 100, 300, 500 e 800 kPa.

O segundo e terceiro conjuntos de ensaios triaxiais CID foram obtidos da *Areia da Praia de Ipanema* (IPA), estudada na última década quanto às suas características de resistência (Coutinho, 2021; Domingos, 2022), de permeabilidade (Costa, 2020; Soares, 2021; Simões, 2024), e o comportamento dependente do tempo, como "*creep*" e envelhecimento ou "*aging*" (Domingos, 2022). Trata-se de uma areia quartzosa, de grãos sub arredondados a sub angulares, de granulometria média (D_{50} = 0,35 mm; CU = 1,92; CC = 1,06), classificação USCS como SP. Foram avaliados 4 ensaios na condição medianamente compacta (49 ≤ *Dr* (%) ≤ 57) e outros 4 ensaios na condição compacta (89 ≤ *Dr* (%) ≤ 93), na mesma sequência de tensões de adensamento: 50, 100, 200 e 400 kPa.

4. OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS E AJUSTES

Os parâmetros de resistência (c' e ϕ') foram obtidos a partir dos resultados dos ensaios triaxiais de cada conjunto, conforme apresentados por Castro (1996) e Domingos (2022). Para a avaliação do Módulo de Young, são planilhados os dados de tensão desviadora (σ_1 - σ_3) e de deformação axial (ε_1) de cada ensaio. Posteriormente, são elaborados os gráficos $\varepsilon_1/(\sigma_1 - \sigma_3)$ versus ε_1 para obtenção dos coeficientes *a* e *b* da hipérbole, como exemplificado na Figura 2a com os ensaios de Serra da Mesa, que vão indicar E_i e R_f no *Hb*, bem como de E_{50} e R_f para o *HS*. Destaca-se que, para as amostras da Areia da Praia de Ipanema, os valores de E_{50} foram obtidos diretamente do gráfico tensão-deformação de cada ensaio.

A etapa seguinte consistiu na obtenção dos parâmetros K e n, por meio da interpretação do gráfico E_i/p_{atm} versus σ'_3/p_{atm} (Figura 2b), e na obtenção do expoente m para o modelo *HS* no plano $\ln(E_{50})$ versus $\ln(X)$, com X sendo definido na Figura 2c. O Coeficiente de Poisson foi determinado pela razão entre as deformações específicas radial e axial, sendo a deformação específica radial calculada a partir da deformação volumétrica e axial. Para efeito deste trabalho, foram consideradas as médias dos valores calculados para o Coeficiente de Poisson até que este atingisse o valor de 0,50, que seria o limite de um comportamento elástico. Um resumo dos parâmetros obtidos para cada conjunto de ensaios é apresentado na Tabela 1.

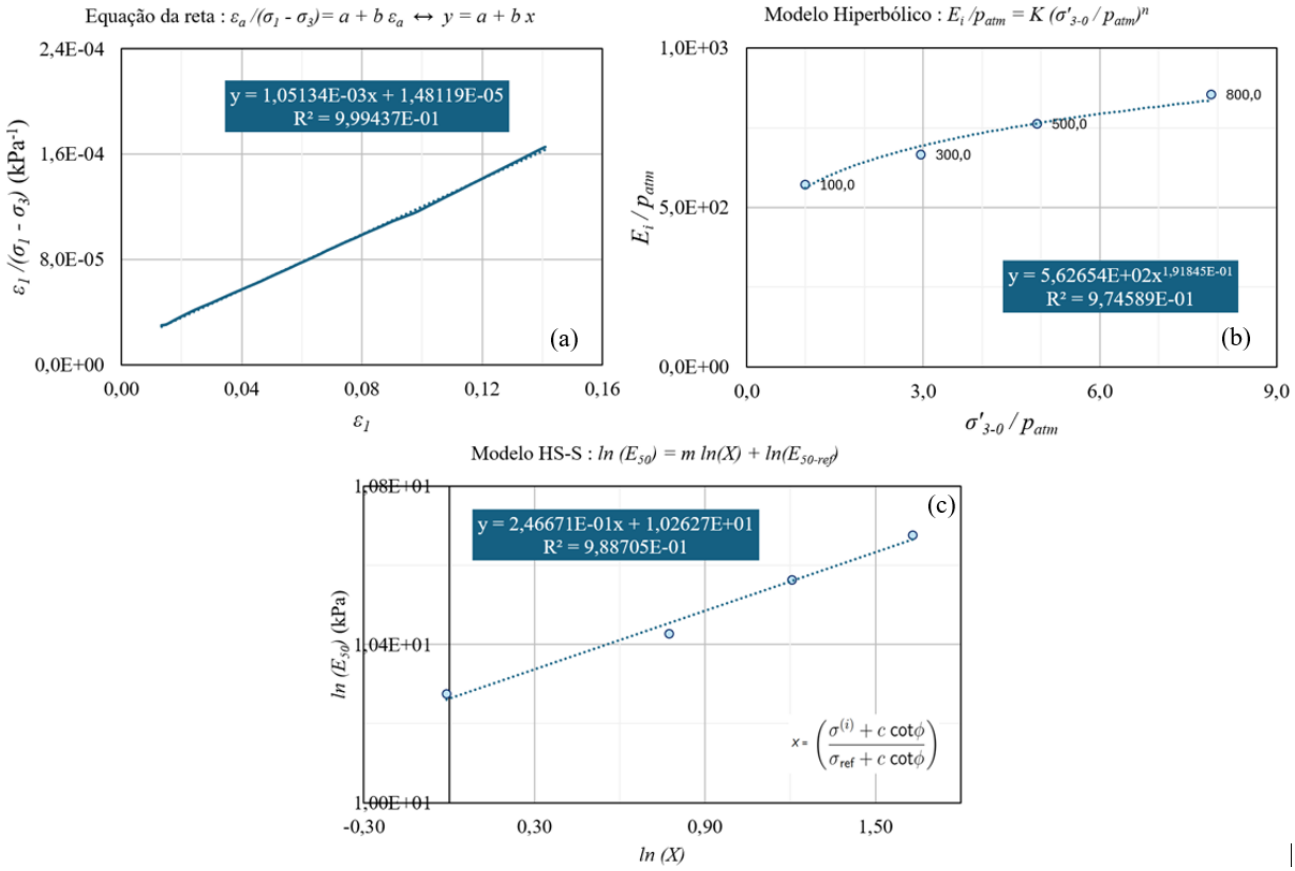


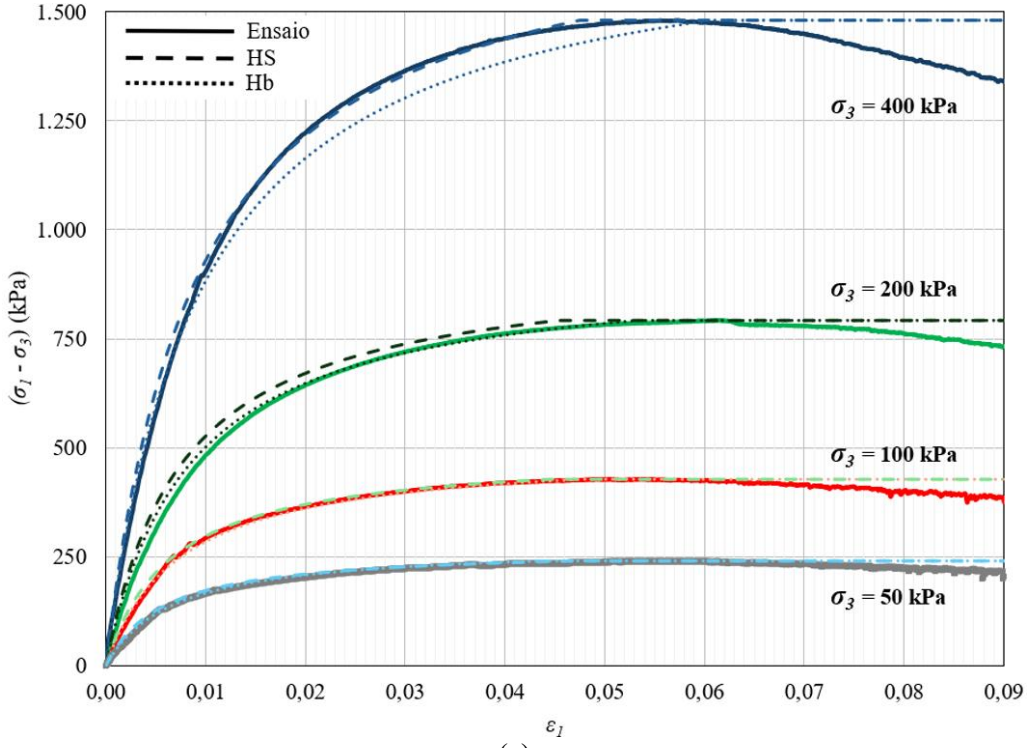
Figura 2. Determinação dos parâmetros para os modelos *Hb* e *HS*: (a) coeficientes a e b, (b) n e K no plano E_i/p_{atm} versus $\sigma'_3/p_{atm,}$ e (c) m no plano $\ln(E_{50})$ versus $\ln(X)$.

Tabela 1. Resumo dos parâmetros obtidos para o modelo hiperbólico.

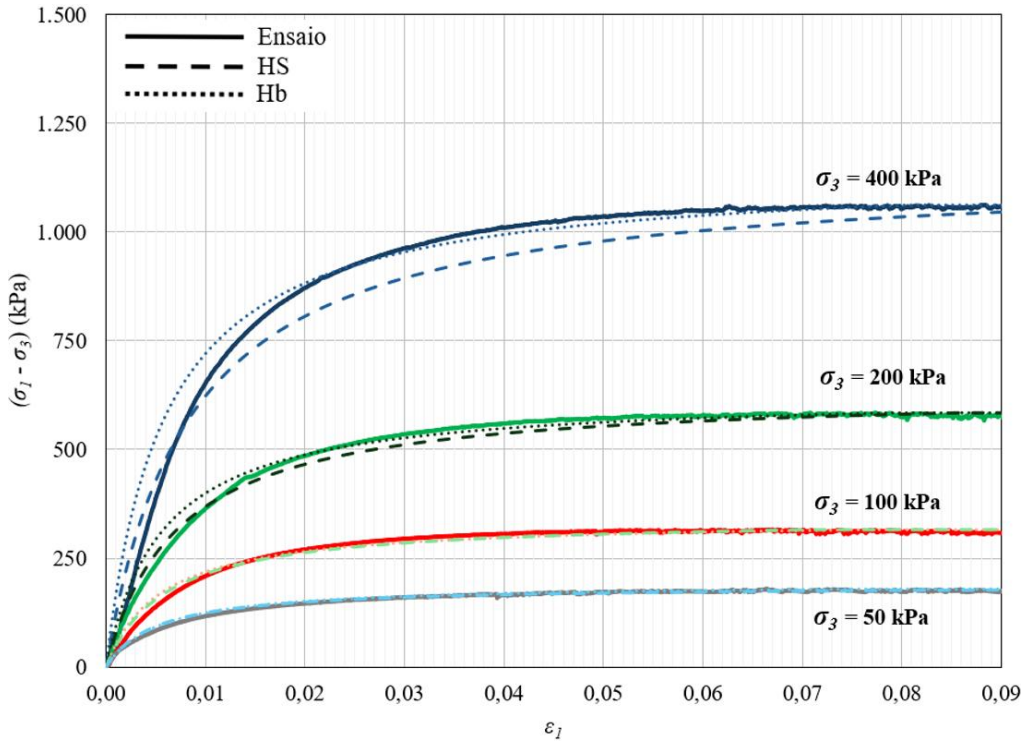
Material*	e_0	***Dr* (%)**	***c'* (kPa)**	***ϕ'* (°)**	R_f	***K***	***n***	***v***	E_{50}^{ref} **(kPa)**	***m***
SRM	0,505	97,7	45,1	33,3°	0,89	563	0,20	0,30	28.974	0,25
IPA-M	0,597	52,0	0,0	36,3°	0,93	601	0,85	0,42	28.054	0,65
IPA-C	0,476	92,1	0,0	42,0°	0,87	676	0,71	0,41	38.526	0,68

***SRM** (Serra da Mesa); **IPA** (Areia da Praia de Ipanema): **M** medianamente compacta e **C** compacta.

Ressalta-se que, no ajuste da hipérbole (Figura 2), foram descartados os primeiros pontos, conforme recomendação de Duncan *et al.* (1980). As Figuras 3 e 4 apresentam a comparação entre os resultados experimentais e as previsões de cada modelo para cada tensão confinante.



(a)



(b)

Figura 3. Ensaios na Areia da Praia de Ipanema (IPA), curvas medidas e previstas pelos modelos, para duas compacidades: (a) compacta e (b) medianamente compacta.

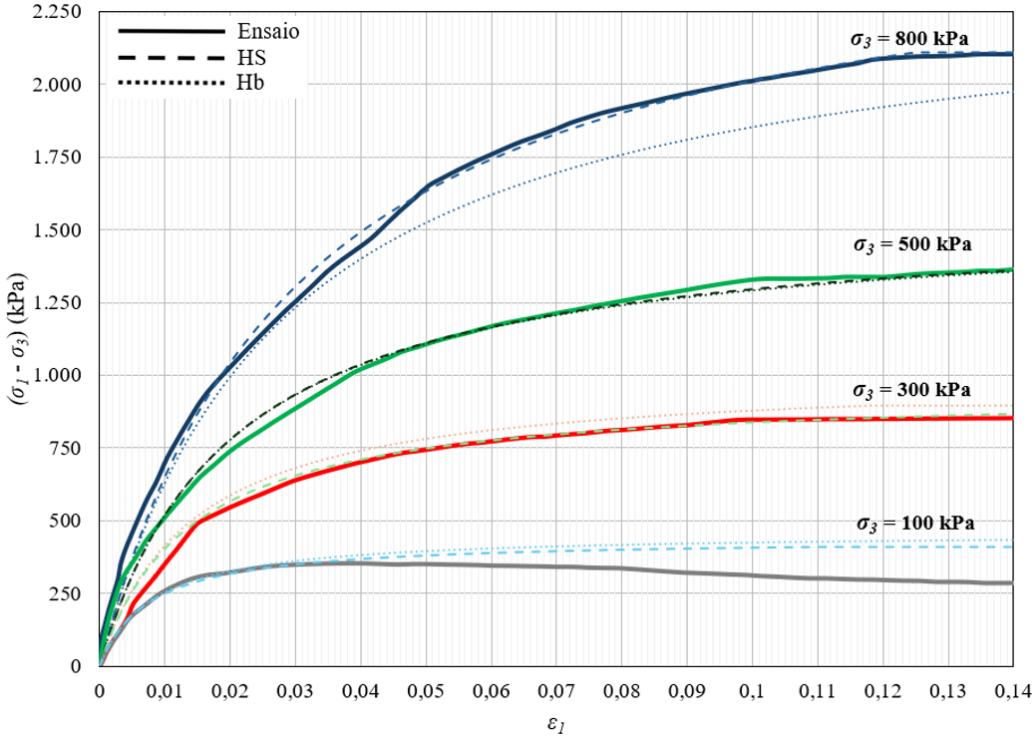


Figura 4. Ensaios do núcleo da Barragem de Serra da Mesa (SRM), curvas medidas e previstas.

5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

No que se refere aos parâmetros obtidos (Tabela 1), observa-se que, no caso do *Hb*, os valores estão em consonância com aqueles típicos reportados por Duncan *et al*. (1980). Os baixos valores do parâmetro *n* para as amostras SRM indicam uma menor dependência da rigidez em relação à tensão confinante, o que pode estar associado ao fato de se tratar de um material compactado, com efeito similar a um sobreadensamento. Isto também se observa nos valores do parâmetro *m* do *HS*, que foram inferiores aos obtidos das amostras IPA-M e IPA-C. Estes resultados sugerem menor dependência das tensões confinantes no caso do material compactado, enquanto os maiores valores de *m* obtidos para IPA-M e IPA-C indicam maior dependência, coerente com amostras que foram reconstituídas, adensadas, e não sofreram descarregamento (condição normalmente adensada). De modo geral, os valores de *m* encontrados na literatura técnica são compatíveis com aqueles obtidos neste estudo (Obrzud e Truty, 2025, reportam valores de *m* entre 0,3 e 0,9).

Em relação ao parâmetro R_f, foram obtidos valores da ordem de 0,90 para ambos os materiais, em concordância com o que é usualmente reportado na literatura técnica (p.ex., Duncan *et al.*, 1980; Selig, 1988). Os valores de E^{ref}_{50} determinados para o material SRM e para IPA-M mostraram-se semelhantes; entretanto, verificou-se que a amostra IPA-C apresentou rigidez aproximadamente 35% superior, evidenciando o efeito direto da compacidade no aumento da rigidez. Essa tendência também é coerente com a redução do parâmetro *n* em relação às amostras IPA-M e IPA-C.

Comparando as curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais com aquelas previstas pelos modelos, para as amostras IPA, os melhores ajustes ocorreram para tensões confinantes de até 200 kPa. Nos ensaios com tensão confinante de 400 kPa, no caso da IPA-C (Figura 3a), o modelo *Hb* apresentou ajuste adequado até deformações axiais da ordem de 1%, enquanto o *HS* manteve boa concordância até a tensão desviadora máxima. Já para a IPA-M (Figura 3b), sob a mesma tensão confinante, o *HS* apresentou um melhor ajuste em relação ao *Hb* até deformações próximas de 1%. Comportamento semelhante foi observado para as amostras SRM (Figura 4). Para a maior tensão confinante analisada, igual a 800 kPa, embora o *HS* tenha proporcionado o melhor ajuste global, o modelo hiperbólico apresentou resultados bastante próximos até deformações da ordem de 1%.

De modo geral, ambos os modelos se mostraram capazes de reproduzir adequadamente as curvas experimentais para pequenas deformações, até cerca de 1% de deformação axial. As maiores discrepâncias foram observadas nas análises sob maiores tensões confinantes, 400 kPa para as amostras IPA e 800 kPa para

as amostras SRM, refletindo limitações inerentes do processo de ajuste dos modelos em elevados níveis de tensão confinante, sem necessariamente indicar alterações nas propriedades das amostras durante os ensaios (não havendo quebra de grãos, ou mudança de drenagem). Os melhores ajustes de ambos os modelos ocorreram para tensões confinantes próximas à tensão de referência adotada, igual a 100 kPa, tanto em relação ao tipo de material quanto ao grau de compacidade, particularmente no caso das amostras IPA. Tal resultado reforça a importância da escolha adequada da tensão de referência na calibração dos parâmetros constitutivos.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho apresentou a interpretação de ensaios triaxiais do tipo CID em dois solos de naturezas distintas e diferentes estados de compacidade, a partir das formulações dos modelos hiperbólicos *Hb* e *HS*. Observou-se que ambas as abordagens foram capazes de reproduzir satisfatoriamente os resultados experimentais, especialmente em níveis de pequenas deformações, associados às condições de serviço. Os parâmetros obtidos mostraram-se consistentes com valores típicos da literatura técnica, evidenciando que materiais compactados, como do núcleo da barragem de Serra da Mesa (SRM), apresentam menor dependência da rigidez em relação à tensão confinante, quando comparados a materiais reconstituídos e normalmente adensados, como no caso da Areia da Praia de Ipanema (IPA-M e IPA-C). O aumento da compacidade elevou a rigidez secante em aproximadamente 35%, mostrando o efeito do grau de compacidade. Embora ambos os modelos apresentem boa aderência em tensões próximas à de referência (100 kPa), o *HS* demonstrou desempenho superior sob elevados níveis de confinamento (400 kPa e 800 kPa).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Castro, C.H. (1996) Comportamento da Barragem de Serra da Mesa durante o período de construção. Dissertação de M.Sc., PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ.

Costa, R.C. (2020) Ensaios de Caracterização e de Permeabilidade na Areia da Praia de Ipanema, RJ. Dissertação de M.Sc., PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ.

Coutinho, J.V.M. (2021) Ensaios de Cisalhamento Direto na Areia da Praia de Ipanema, RJ. Dissertação de M.Sc., PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ.

Domingos, G.S. (2022) Estudo do Creep Não Drenado da Areia da Praia de Ipanema sob Condição Hidrostática. Tese de D.Sc., COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

Duncan, J.M., and Chang, C.Y. (1970) Nonlinear analysis of stress and strain in soils. J.S.M.F.D., ASCE, vol. 96, no. SM5 (September), pp. 1629-1653.

Duncan, J.M., Byrne, P., Wong, K.S., Mabry, P. (1980) Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soils masses. Geotechnical Engineering Research Report n° UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley.

Janbu, N. (1963) Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. Proceedings, European C.S.M.F.E., Wiesbaden, vol. 1, pp. 19-25.

Kondner, R.L. (1963) Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 89, 115-143.

Kulhawy, F.H., Duncan, J.M., and Seed, H.B. (1969) Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Embankments during Construction, *Report no. TE 69-4*, University of California, Berkeley.

Obrzud, R., Truty, A. (2025) The Hardening Soil Model: A Practical Guidebook. Zace Services.

Selig, E.T. (1988) Soil parameters for design of buried pipelines. In: Proceedings of the Pipeline Infrastructure Conference, Reston, pp. 99-116.

Shanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. (1999) The Hardening Soil Model: formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, 1st. Ed., pp. 281-296.

Simões, F.B. (2024) Ensaios de Permeabilidade da Areia da Praia de Ipanema e de um Arranjo de Microesferas de Vidro. Dissertação de M.Sc., COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

Soares, B.R. (2021) Ensaios de Permeabilidade na Areia da Praia de Ipanema e em uma Amostra de Microesferas de Vidro. Dissertação de M.Sc., PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/99

Validação dos Parâmetros de Modelos Numéricos para Maciços de Areia

Lorena da Silva Leite
Doutoranda em engenharia civil, UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil, lorenaleite@pq.uenf.br

Paulo César de Almeida Maia
Docente, UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil, maia@uenf.br

Aldo Durand Farfán
Docente, UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil, aldo@uenf.br

RESUMO: A crescente necessidade de construir sobre solos de baixa capacidade de suporte tem incentivado o uso de geossintéticos como reforço em fundações rasas. Esses materiais proporcionam maior capacidade de carga e menor recalque, oferecendo soluções técnicas e economicamente viáveis. Este estudo apresenta a validação de modelos numéricos aplicados à análise de fundações rasas em areia reforçada com geogrelhas. A pesquisa baseia-se em dados experimentais obtidos em ensaios triaxiais e em modelos físicos reduzidos desenvolvidos em investigação anterior. Os ensaios triaxiais permitiram determinar os parâmetros constitutivos utilizados na calibração dos modelos numéricos. A retroanálise paramétrica foi utilizada para ajustar os parâmetros de rigidez e resistência do solo. Os resultados numéricos mostraram boa concordância com os dados experimentais, reproduzindo adequadamente o comportamento carga–recalque observado em laboratório. Conclui-se que os modelos validados são representativos do comportamento de solos, sendo aplicáveis a análises e projetos geotécnicos.

PALAVRAS-CHAVE: retroanálise paramétrica, MEF, ensaio triaxial, fundação rasa, geogrelha.

ABSTRACT: The increasing need to build on soils with low bearing capacity has encouraged the use of geosynthetics as reinforcement in shallow foundations. These materials provide higher load-bearing capacity and reduced settlement, offering technically and economically viable solutions. This study presents the validation of numerical models applied to the analysis of shallow foundations on sand reinforced with geogrids. The research is based on experimental data obtained from triaxial tests and reduced-scale physical models developed in a previous investigation. The triaxial tests allowed the determination of the constitutive parameters used to calibrate the numerical models. Parametric back-analysis was employed to adjust the soil stiffness and strength parameters. The numerical results showed good agreement with the experimental data, accurately reproducing the load–settlement behavior observed in the laboratory. It is concluded that the validated models are representative of soil behavior and are applicable to geotechnical analyses and design.

KEYWORDS: parametric back-analysis, FEM, triaxial test, shallow foundation, geogrid.

1 INTRODUÇÃO

A demanda cada vez mais recorrente de construção sobre solos de baixa capacidade de suporte devido à expansão urbana torna a técnica de reforço de solos cada vez mais necessária. Obras geotécnicas têm utilizado cada vez mais materiais geossintéticos (geogrelhas e geomantas) como reforço (Fernandes, 2019). Os geossintéticos, empregados como reforço do solo, oferecem soluções econômicas e tecnicamente avançadas em obras de fundações. O uso de geossintéticos pode significar menor volume de transporte, escavação, técnicas construtivas menos elaboradas, menor custo com equipamentos sofisticados e diminuição de mão de obra resultando em uma melhor relação custo benefício. No caso de fundações rasas, ele trabalha melhorando o suporte do solo, em que a zona composta resultante, camada de solo reforçado, pode melhorar a capacidade de carga do maciço de fundação e proporcionar uma melhor distribuição de pressão nos solos fracos subjacentes, reduzindo assim os recalques associados. (Lopes, 2019).

A análise numérica é uma maneira prática de simular o comportamento do maciço reforçado. Estudos recentes demonstram boa compatibilidade entre o comportamento dos modelos numéricos e experimentais, além do aumento da capacidade de carga e redução do recalque com a inclusão de geossintéticos (Kumar et al., 2024; Laboudi, 2024; Chua e Nepal, 2023; Chua et al., 2023; Yalaoui et al., 2023; Chua et al., 2022; Al-Jeznawi e Al-Azzawi, 2021; Ksheeraja e Srilatha, 2021; Albusoda e Al-Saadi, 2020; Sahu et al. 2020; El - Soud e Belal, 2019; Hussein e Meguid, 2020).

Neste trabalho, apresenta-se a validação de modelos numéricos de maciços de solo não coesivo por meio de retroanálise paramétrica, utilizando dados de ensaios físicos em escala reduzida desenvolvidos em estudo prévio. Os parâmetros constitutivos dos modelos numéricos foram calibrados com base nos resultados obtidos em ensaios triaxiais.

2 MODELO FÍSICO

O estudo prévio com modelo físico reduzido no qual esta pesquisa se baseou foi desenvolvido por Corrêa (2021), no qual o autor analisa os efeitos do reforço com geogrelha em maciço de areia a partir de ensaios experimentais, utilizando diferentes configurações. A areia de referência (protótipo), extraída do Rio Paraíba do Sul na região de Campos dos Goytacazes-RJ, apresenta diâmetro dos grãos entre 0,06 mm e 2,0 mm. Considerando que o modelo físico reduzido tem fator escala (λ) entre protótipo e modelo igual a 7,5, a areia utilizada no modelo reduzido deve possuir, pelas leis de similaridade, diâmetro médio entre 0,06 mm (limite inferior da fração areia) e 0,27 mm.

A Figura 1 apresenta as curvas carga-recalque, com tensão normalizada, para os modelos reduzidos de fundação rasa reforçada, com diferentes configurações de reforço, apresentadas por Corrêa (2021) e demonstram o ganho de resistência da fundação com o acréscimo dos reforços.

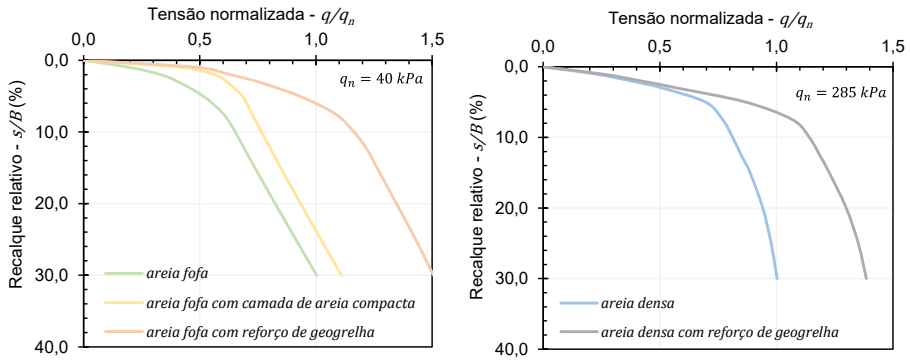


Figura 1. Curvas carga-recalque normalizadas dos modelos reforçados (Corrêa, 2021).

3 ENSAIO TRIAXIAL

3.1 Metodologia

Os ensaios triaxiais, realizados em areias no estado denso e fofo, utilizando o método consolidado e drenado, foram feitos conforme orientações de Bishop e Henkel (1962), assim como da ASTM D7181-20.

Os ensaios foram realizados em amostras de 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro. A amostra de areia fofa foi montada com o auxílio de um tubo PVC, conforme moldagem prevista no ensaio para determinação do índice de vazios máximo (NBR 16840). Para a areia densa, foi realizada a compactação em camadas. A Figura 2 ilustra os passos para a montagem dos ensaios triaxiais.

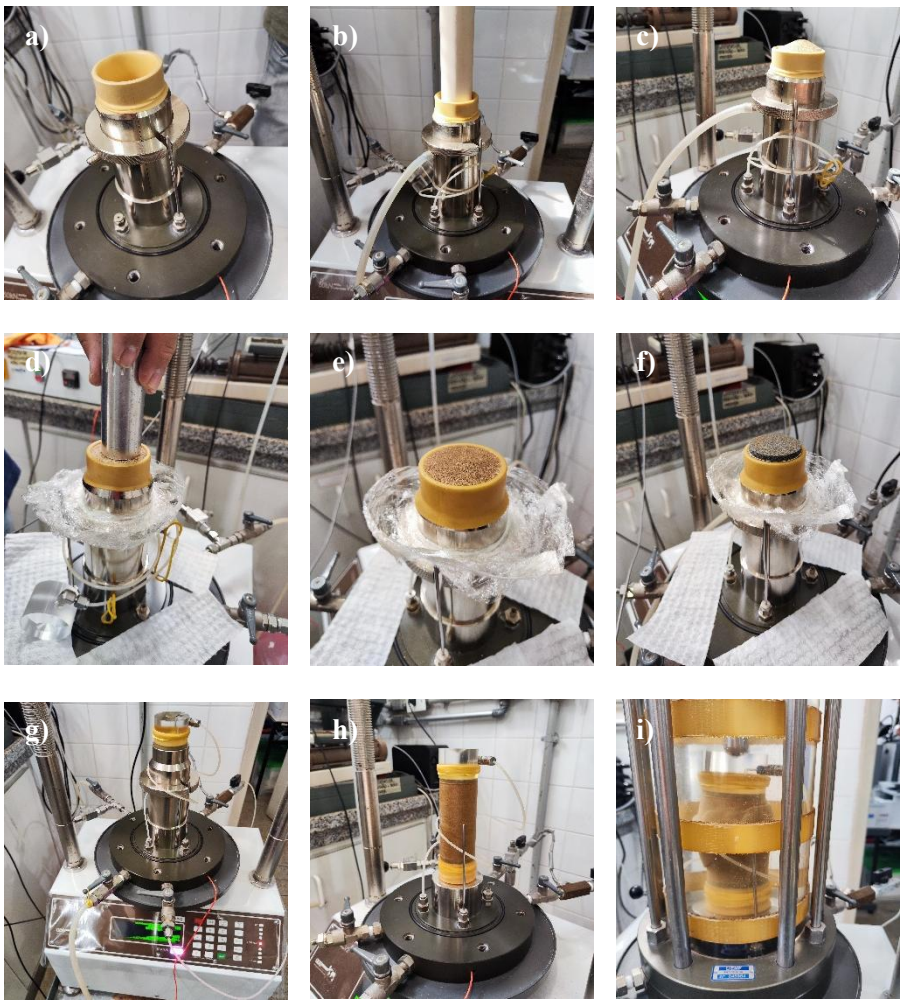


Figura 2. Passos para a montagem dos ensaios triaxiais: a) montagem da membrana em molde tripartido com aplicação de sucção; b) equipamento para montagem da amostra solta; c) amostra fofa imediatamente antes do arrasamento; d) compactação da amostra densa; e) corpo de prova montado, com superfície arrasada; f) corpo de prova com filtro e pedra porosa; g) corpo de prova com top cap durante percolação de água, ainda com molde tripartido; h) corpo de prova montado; i) corpo de prova após ensaio.

3.2 Resultado dos ensaios triaxiais

Os resultados dos ensaios triaxiais são apresentados a seguir, com análise dos gráficos de tensão–deformação e de variação volumétrica, visando identificar as principais tendências de comportamento e subsidiar a determinação dos parâmetros dos modelos constitutivos empregados na modelagem numérica. As figuras 3 a 6 apresentam, respectivamente, as curvas de tensão desviadora em função da deformação axial, as curvas de deformação volumétrica em função da deformação axial, o círculo de Mohr referente aos ensaios com areia densa e os círculos de Mohr correspondentes aos ensaios com areia fofa..

Os resultados demonstram que o comportamento da areia densa é caracterizado por maior rigidez inicial, menores deformações axiais para uma mesma tensão desviadora e tendência à dilatância após o pico de resistência. Em contraste, a areia fofa apresenta menor rigidez inicial, maiores deformações axiais e comportamento contrativo. Esses resultados estão em consonância com o comportamento típico observado na literatura para solos arenosos. A partir dos círculos de Mohr obtidos, observa-se que as envoltórias de ruptura apresentam comportamento típico de solos arenosos, com coesão despresível. Os ensaios com areia densa resultaram em ângulos de atrito interno mais elevados, refletindo maior resistência ao cisalhamento, enquanto os ensaios com areia fofa apresentaram ângulos de atrito inferiores. Esses resultados confirmam a coerência

dos dados experimentais e reforçam a adequação dos parâmetros adotados para calibração dos modelos numéricos.

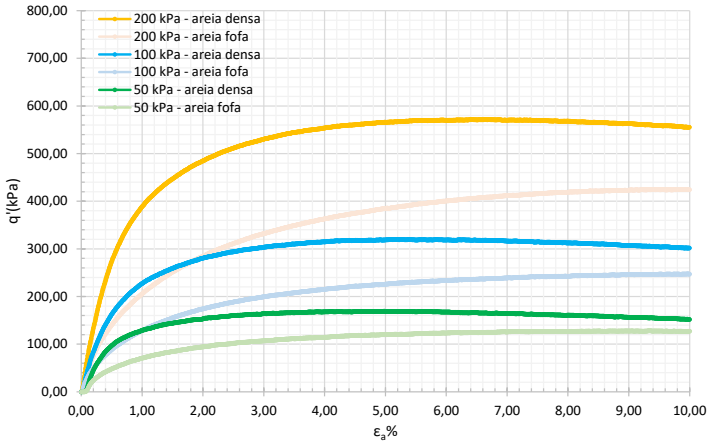


Figura 3 . Curvas de tensão desviadora x deformação axial.

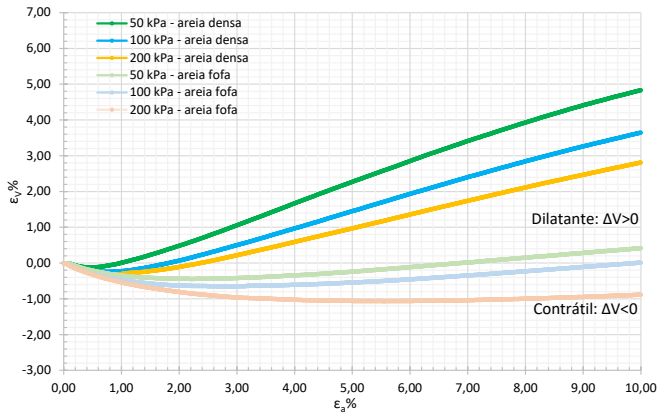


Figura 4 . Curvas de deformação volumétrica x deformação axial.

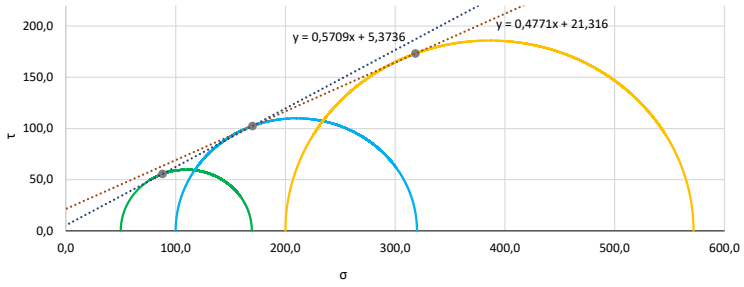


Figura 5 . Círculos de Mohr – areia densa.

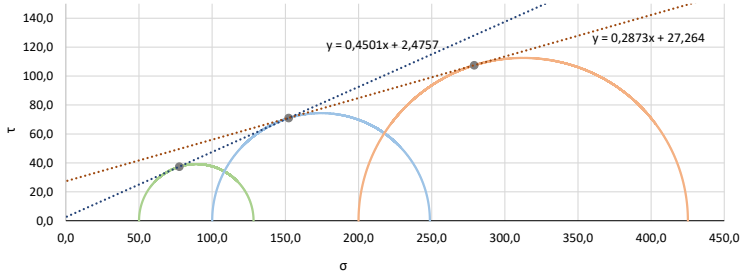


Figura 6 . Círculos de Mohr – areia fofa.

4 MODELO NUMÉRICO

4.1 Modelos constitutivos

Os modelos numéricos foram realizados em sotware baseado no método dos elementos finitos para análises tridimensionais, com elementos tetraédricos de 10 nós, nos quais foram utilizados os modelos constitutivos Linear Elástico e Hardening-Soil.

O modelo linear elástico é o material mais simples do Plaxis, é baseado na Lei de Hooke para comportamento elástico linear isotrópico, e foi utilizado para simular a sapata corrida.

O modelo hardening soil é um modelo avançado para simular o comportamento de diferentes tipos de solos e admite um comportamento elástico perfeitamente plástico, no qual o solo passa por sucessivas superfícies de escoamento até atingir a envoltória de Mohr-Coulomb, causando o endurecimento do material.

A Figura 7 apresenta a malha gerada para o modelo numérico com o maciço de solo e a sapata corrida.

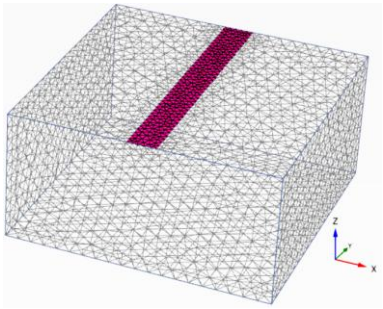


Figura 7 . Malha do modelo numérico.

4.2 Parâmetros

Os parâmetros do modelo constitutivo, utilizado para simular a sapata corrida, foram validados em ensaios experimentais em amostras de concreto e não serão discutidos neste trabalho. Os parâmetros variados nos ensaios para a validação dos modelos numéricos são os referentes ao modelo constitutivo hardening soil. São eles: E, ν e ϕ. Foram considerados os valores obtidos nos ensaios triaxiais e os valores máximos e mínimos previstos para cada tipo de material apresentados na bibliografia. Portanto, a Tabela 1 apresenta os limites máximos e mínimos considerados para cada parâmetro.

Tabela 1. Parâmetros máximos e mínimos.

Solo	E [Mpa] [a]		ν [b]		ϕ [°] [c]	
	min	máx	min	máx	min	máx
Areia fofa	5	25	0,2	0,35	24,2	35
Areia densa	25	81	0,3	0,4	29,56	45

a – módulo de Young (limites segundo Bowles, 1997)

b – coeficiente de Poisson (limites segundo Bowles, 1997)

c- ângulo de atrito (liites inferiores conforme ensaios triaxiais e superiores segundo Das, 2007)

4.3 Resultados

Os resultados demonstraram boa correlação entre o comportamento dos modelos físicos reduzidos e dos modelos numéricos. A Figura 8 apresenta o resultado numérico, com as isocurvas de delocamento do solo. As figuras 9 e 10 apresentam, respectivamente, as curvas carga-recalque do modelo físico e numérico do modelo com areia fofa e com areia densa. Observa-se boa coerência entre os resultados experimentais e as simulações numéricas, reforçando a confiabilidade do modelo numérico para análise de maciços de areia em condições similares às ensaiadas.

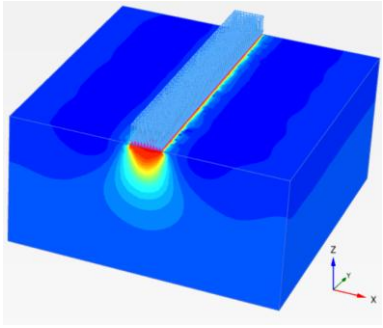


Figura 8 . Isocurvas de deslocamento do modelo numérico.

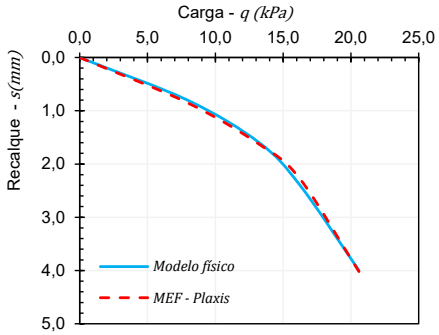


Figura 9 . Curva carga-recalque para modelo com areia fofa.

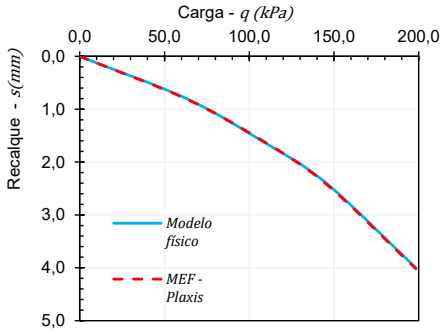


Figura 10 . Curva carga-recalque para modelo com areia densa.

Os parâmetros validados são apresentados na Tabela 2, onde m é o parâmetro que representa a dependência da rigidez com o estado de tensão do solo, ϕ é o ângulo de atrito, E_{50} é a rigidez secante em ensaios triaxiais, E_{ur} é a rigidez de descarregamento/carregamento, E_{oed} é a rigidez tangente em ensaios oedométricos, q_{ref} é a tensão de referência, γ_d é o peso específico seco, γ_{sat} é o peso específico saturado, e é o índice de vazios e v é o coeficiente de Poisson.

Tabela 2. Parâmetros validados.

Parâmetro	Areia fofa	Areia densa
m	0,69	0,74
Φ [°]	24,8	31
E_{50} [Mpa]	9,77	43,19
E_{ur} [Mpa]	29,31	129,57
E_{oed} [Mpa]	14,5	52
q_{ref} [Mpa]	40	100
γ_d [kN/m³]	12,6	14,6
γ_{sat} [kN/m³]	17,8	19,05
e	1,09	0,8
v	0,3	0,3

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou a validação de modelos numéricos a partir de dados experimentais obtidos em ensaios triaxiais e de modelos físicos reduzidos de fundações rasas sobre areia reforçada com geogrelhas. A retroanálise paramétrica permitiu calibrar os parâmetros constitutivos do modelo hardening soil para areia fofa e densa, garantindo a coerência entre os resultados numéricos e experimentais.

Os resultados demonstraram que os modelos numéricos foram capazes de reproduzir adequadamente o comportamento observado nos ensaios físicos, tanto em termos de rigidez inicial quanto de resposta carga–recalque. Observou-se boa correlação entre os deslocamentos, tensões e deformações obtidos, indicando que os parâmetros validados representam de forma satisfatória o comportamento dos solos analisados.

Verificou-se que a areia densa apresentou maior rigidez e resistência ao cisalhamento, associadas à dilatância do material, enquanto a areia fofa exibiu comportamento mais deformável, conforme observado nos ensaios triaxiais e, consequentemente, nas simulações numéricas.

Conclui-se que a metodologia empregada é adequada para a validação de modelos numéricos aplicados à análise de fundações em solos arenosos, permitindo o uso confiável dos parâmetros obtidos em simulações futuras e contribuindo para o aprimoramento de estudos sobre o comportamento de maciços não coesivos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16840. Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro.

ASTM International (2020). ASTM D7181: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.

Albusoda, Bushra S.; Al-Saady, Semaa Z. (2020). Numerical Modeling of Square Footing Subjected to Eccentric Loading on Geogrid Reinforced Loose Sand. *Key Engineering Materials*, 857 (2020), p. 341-348.

Al-Jeznawi, Duaa; Al-Azzawi, Adel A. (2021). The Behavior of Strip Footing Resting on Soil Strengthened with Geogrid. *Civil and Environmental Engineering*, 17 (2), p. 597-609.

Bishop, A. W., Henkel D. J. (1962). *The measurements of soil properties in the triaxial test*. 2nd ed., Edward Arnold (publishers) LTD, London, 228 p.

Bowles, Joseph E., P.E., S.E. (1997). *Foundation analysis and design*. 5th ed., McGraw-hill, NY, USA, 1207 p.

Chua, Boon Tiong; Abuel-Naga, Hossam; Nepal, Kali Prasad. (2022). A Case Study on Unreinforced and Geogrid-Reinforced Working Platform Design by Finite Element Method. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 9 (5), p. 565-582.

Chua, Boon Tiong; Nepal, Kali Prasad. (2023). Numerical Modelling and Predicting Performance of Geogrid-Reinforced Low-Volume Unpaved Roads over Soft Subgrades. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 4 (18), p. 876-891.

Chua, Boon Tiong; Nepal, Kali Prasad; Abuel-Naga, Hossam. (2023). Estimating the Bearing Capacity of a Square Footing on a Geogrid-Stabilised Granular Layer over Clay Using the Finite Element Method. *Advances in Civil Engineering*, 1 (2023), 3560697.

Corrêa, B. R. F. (2021). *Avaliação da inteação solo-estrutura-geossintético em fundações rasas reforçadas com geogrelha*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro / UENF, 110 p.

Das, Braja M. (2007). *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. 6th ed. Thomson Learning, California State University, Sacramento, USA, 562 p.

El-Soud, S. A., Belal, A. M. (2019). Numerical modeling of rigid strip shallow foundations overlaying geosythetics-reinforced loose fine sand deposits. *Arabian Journal of Geosciences*, 12 (7), 254.

Fernandes, H.D. (2019). *Análise Numérica da Interação Solo-Geogrelha Aplicada como Reforço de Maciços em Fundações Rasas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro / UENF, 102 p.

Hussein, Mahmoud G., Meguid, Mohamed A. (2020). Improved understanding of geogrid response to pullout loading: insights from three-dimensional finite-element analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 57 (2), p. 277-293.

Ksheeraja, A. L., Srilatha, N. (2021). Application of Geosynthetics for Geotechnical Challenges. In: Ground Improvement and Reinforced Soil Structures - Indian Geotechnical Conference 2, Singapore, *Anais*… Springer Singapore, p. 317-327.

Kumar, V.; Vieira, A. M. P.; Pierozan, R. C.; Portelinha, F. H. M. (2024). Numerical analysis of a laboratory-modelled geosynthetic-partially encased columns applied as shallow foundation support in frictional-cohesive soils. *Modeling Earth Systems and Environment*, 10 (2), p. 3003-3022.

Laboudi, K. (2024). FEM Investigation on the Secondary Reinforcement Effect on Shallow Foundation Seated on Geosynthetic Reinforced Soil. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 11 (4), p. 2221-2234.;

Lopes, A. C. C. (2019). *Interação solo-geossintético-estrutura de fundações rasas reforçadas com geogrelha em solo transparente*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro / UENF, 146 p.

Sahu, R.; Patra, C. R.; Sivakugan, N.; Das, B. M. (2020). Behavior of Inclined Loaded Strip Footings Resting on Geogrid–Reinforced Sand. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38 (5), p. 5245-5256.

Yalaoui, N.; Trouzine, H.; Meghachou, M.; Miranda, T. F. (2023). Geotextile reinforced strip footing: numerical modeling and analysis. *Mathematical Modelling of Engineering Problems*. 10 (2), p. 398-404.

XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/100

Viabilidade do Uso de Estacas de Madeira em Fundações de Pontes Rodoviárias no Estado do Amapá

Luis Henrique Rambo
Doutorando, FECFAU/UNICAMP, Campinas/SP, Brasil, l202359@dac.unicamp.br

Leonardo Haick Mathias
Eng Civil, UNIFAP, Macapá/AP, Brasil. leo.haick@yahoo.com.br

José Vitor Borges de Assis
Eng Civil, Perito Criminal POLITEC, Macapá/AP, Brasil. zvitorassis@gmail.com

Adenilson Costa de Oliveira
Prof. Me. Eng Civil, UNIFAP, Macapá/AP, Brasil. adcivil@gmail.com

Marcelo Augusto Rambo
Mestrando. PMPECS/UNC, Mafra/SC, Brasil. rambo@unir.br

RESUMO: O uso de estacas de madeira em fundações profundas representa uma solução tradicional na engenharia civil, especialmente em regiões amazônicas, onde a disponibilidade de espécies com propriedades mecânicas adequadas favorece sua aplicação. Contudo, esse tipo de fundação tem sido progressivamente substituído por sistemas em concreto e aço, muitas vezes sem avaliação criteriosa de sua viabilidade. Este artigo avalia a viabilidade do uso de estacas de madeira em fundações de pontes rodoviárias no Estado do Amapá, considerando aspectos geotécnicos, normativos, ambientais e econômicos. A metodologia adotada compreendeu revisão bibliográfica, análise normativa com base na NBR 6122:2019 e entrevistas semiestruturadas com engenheiros civis atuantes na região. Os resultados indicam que, quando adequadamente especificadas, tratadas e executadas, as estacas de madeira apresentam desempenho satisfatório, sobretudo em solos saturados e com lençol freático elevado. Embora o custo inicial seja geralmente inferior ao de soluções convencionais, a durabilidade e a necessidade de manutenção frequente configuram fatores limitantes. Conclui-se que as estacas de madeira constituem uma alternativa tecnicamente viável para pontes rodoviárias de pequeno e médio porte no Amapá, desde que adotados critérios rigorosos de projeto, controle executivo e sustentabilidade ambiental.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas de madeira, Fundações profundas, Pontes rodoviárias, Sustentabilidade.

ABSTRACT: The use of timber piles in deep foundations is a traditional solution in civil engineering, particularly in Amazonian regions where suitable wood species are available. However, timber foundations have been increasingly replaced by concrete and steel systems, often without a detailed feasibility assessment. This paper evaluates the feasibility of using timber piles in road bridge foundations in the State of Amapá, Brazil, considering geotechnical, regulatory, environmental, and economic aspects. The methodology included a literature review, normative analysis based on NBR 6122:2019, and semi-structured interviews with civil engineers working in the region. The results indicate that, when properly specified, treated, and installed, timber piles show satisfactory performance, especially in saturated soils with high groundwater levels. Although initial costs are generally lower than those of conventional solutions, durability and maintenance requirements remain limiting factors. It is concluded that timber piles are a technically feasible alternative for small- and medium-span road bridges in Amapá, provided that strict design, construction control, and sustainability criteria are adopted.

KEYWORDS: Timber piles, Deep foundations, Road bridges, Sustainability.

1 INTRODUÇÃO

As pontes de madeira, principalmente as de pequenos vãos, são largamente empregadas nas estradas vicinais brasileiras e tem extrema importância no âmbito socioeconômico do país, seja para o deslocamento de pessoas como para a logística de transporte de mercadorias. Com uma enorme reserva florestal e capacidade de reflorestamento, as pontes de madeira de pequenos e médios vãos são bastante competitivas no ponto de vista econômico em relação a outros materiais com base em custos iniciais e a longo prazo, principalmente devido ao seu baixo custo energético de produção. No Brasil, observa-se que, embora exista número considerável de pesquisas sobre superestruturas de pontes de madeira, o mesmo não ocorre em relação às subestruturas, especialmente no que se refere às fundações com estacas de madeira. (MINÁ e DIAS, 2008)

Segundo Calil Júnior et al., (2006), apesar de estar sujeito ao apodrecimento e ataques de insetos, a madeira é um material duradouro quando utilizada com tratamento preservativo químico adequado, protegendo e evitando sua deterioração por um período de 50 anos ou mais, tendo pouca manutenção durante sua vida útil. Na construção civil, as estacas de madeira são utilizadas desde os primórdios, porém atualmente seu uso está bastante reduzido.

O Amapá é um estado da região Norte do Brasil, conhecido por sua rica biodiversidade e pelas comunidades ribeirinhas que habitam as margens dos rios da região. A construção civil é uma importante atividade econômica do estado, e a utilização de estacas de madeira é uma prática comum na construção de edificações, principalmente em áreas alagáveis e em regiões com solos instáveis. A utilização de estacas de madeira para construção civil é uma técnica milenar, que tem sido utilizada em todo o mundo desde tempos imemoriais. Estima-se que milhões de estacas de madeira ainda estejam em serviço, suportando desde pequenas edificações até grandes estruturas, como igrejas, palácios e construções hidráulicas, incluindo muros de cais e pontes. (KLAASSEN e CREEMERS, 2012)

A seleção inadequada do tipo de martelo pode resultar em danos às estacas, uma vez que martelos com energia superior à especificada podem causar fissuração ou esmagamento, enquanto martelos subdimensionados podem comprometer a eficiência da cravação. (DAS, 2011)

A utilização de estacas de madeira como fundações para pontes rodoviárias no Amapá tem uma grande relevância para a pesquisa científica, uma vez que permite estudar a eficácia e a durabilidade desse tipo de fundação em um ambiente específico, que apresenta particularidades que podem influenciar no desempenho da estrutura.

As construções com peças roliças de madeira aparecem como alternativa viável para estruturas civis, rurais e de infraestrutura, incluindo estacas de fundações, passarelas e pontes, por conciliarem aspectos de sustentabilidade social, econômica e ambiental. (BRITO, 2010)

As causas associadas aos problemas observados em fundações de estacas de madeira são amplamente conhecidas e estão relacionadas, principalmente, a fatores de projeto, execução, sobrecarga e condições hidrológicas inadequadas, e não ao material em si. (KLAASSEN e CREEMERS, 2012)

Resultados obtidos por Miná e Dias (2008) demonstram que estacas de madeira são excelentes elementos estruturais para uso em fundações, apresentando desempenho compatível com aplicações em pontes de pequeno vão. (MINÁ e DIAS, 2008)

Diante desse contexto, o presente artigo tem como objetivo avaliar a viabilidade técnica, ambiental e econômica do uso de estacas de madeira em fundações de pontes rodoviárias no Estado do Amapá, à luz da literatura especializada, da normativa brasileira vigente e da percepção de profissionais atuantes na região.

2 METODOLOGIA

A pesquisa adotou abordagem qualitativa e exploratória, combinando revisão bibliográfica sistemática, análise normativa conforme a NBR 6122:2019 e entrevistas semiestruturadas com engenheiros civis atuantes em projetos e obras de pontes rodoviárias no Estado do Amapá.

2.1 Descrição do Local

O Estado do Amapá está localizado no extremo norte do Brasil, na Região Norte do país. Sua posição geográfica é única e estratégica, fazendo fronteira com o Oceano Atlântico e com dois países da Guiana: a Guiana Francesa, a leste, e o Suriname, a oeste. Devido à sua localização geográfica e a grande quantidade de recursos naturais, o Amapá desempenha um papel estratégico para o país, contribuindo para a economia

brasileira através da exploração de minérios, madeira, pesca, turismo e produção de energia hidrelétrica. A figura 1 apresenta o mapa dos municípios, divisas e a linha do Equador. (IBGE, 2024)



Figura 1. Mapa dos Municípios no estado do Amapá Fonte: IBGE (2024)

A capital do Estado é Macapá, que está situada às margens do rio Amazonas, cerca de 15 km ao sul da linha do Equador, o que confere à cidade uma característica única, a Linha do Equador passa exatamente pelo meio da cidade. Isso resulta em uma influência direta da Zona de Convergência Intertropical, favorecendo um clima equatorial úmido. A estação seca, por sua vez, ocorre entre agosto e dezembro.

As características do solo no Amapá são diversificadas devido à ampla variedade de formações geológicas presentes no estado. A região abrange desde solos arenosos e argilosos até solos lateríticos e solos de várzea. Além disso, é comum encontrar solos orgânicos em áreas de manguezais e regiões próximas a rios.

A topografia do Amapá é caracterizada por uma combinação de planícies costeiras, áreas de manguezais, planaltos e serras. A infraestrutura de transportes do Amapá dispõe de 4 rodovias estaduais e 2 rodovias federais, sendo estas: BR-156, que se estende do município de Oiapoque, no extremo norte do estado, ao município de Laranjal do Jari, no sul; BR-210, que vai de Roraima a Porto Grande e Macapá.

A rede rodoviária do Amapá apresenta uma série de problemas estruturais que trazem prejuízos à sua população e refletem diretamente na economia do estado. Longos trechos sem pavimentação, problemas de escoamento da água e pontes de madeira com a estrutura comprometida são os maiores desafios enfrentados.

2.2 Procedimentos

2.2.1 Fichamento e seleção de citações

O processo de fichamento inicialmente, foi realizado um levantamento bibliográfico com base em fontes acadêmicas e literatura especializada, selecionando trabalhos que abordam a temática de estacas de madeira em fundações de pontes rodoviárias.

2.2.2 Entrevistas semiestruturadas

A entrevista foi elaborada com 8 perguntas, abordando questões sobre as razões e vantagens da utilização de estacas de madeira em fundações de pontes rodoviárias no Estado do Amapá. A entrevista foi realizada junto a um grupo de engenheiros civis, composto com no (mínimo três e no máximo cinco) profissionais, que possuam experiência e conhecimento na área de projeto e construção de pontes.

As entrevistas com os engenheiros civis foram conduzidas de forma integrativa com a literatura, buscando aprofundar as respostas obtidas na entrevista e complementar com experiências práticas dos profissionais. Essa abordagem permitiu obter uma visão mais ampla e embasada sobre a utilização de estacas de madeira em pontes rodoviárias no contexto específico do Estado do Amapá.

2.2.3 Processamento dos dados de forma qualitativa

Creswell e Poth (2018), Fontana e Frey (2005), são fundamentais para entender e embasar a escolha da abordagem qualitativa, especialmente no contexto das entrevistas semiestruturadas, contribuindo para a construção de uma pesquisa sólida e cientificamente embasada sobre o uso de estacas de madeira para fundações de pontes rodoviárias no Estado do Amapá. Creswell e Poth (2018), referem-se a um método de pesquisa que oferece certa flexibilidade ao entrevistador, permitindo seguir uma estrutura básica de questões predefinidas, mas também adaptar e explorar novos tópicos ou questões emergentes conforme a interação com o entrevistado.

As entrevistas semiestruturadas foram conduzidas com engenheiros civis especializados em projetos e construções de pontes rodoviárias, a fim de compreender suas visões e conhecimentos sobre a utilização de estacas de madeira em fundações de pontes no Estado do Amapá. Para processar os dados qualitativos obtidos, as respostas foram compiladas e organizadas em quadros individuais, permitindo uma análise comparativa entre as percepções e experiências dos profissionais entrevistados.

A compilação e organização desses dados em quadros individuais permitiram uma análise aprofundada das respostas dos engenheiros civis, identificando convergências e divergências em suas percepções e experiências. A abordagem integrativa entre as entrevistas e a literatura proporcionou uma compreensão mais holística e embasada sobre a utilização de estacas de madeira em fundações de 59 pontes no Estado do Amapá.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Motivação da utilização das estacas de madeira para fundações

A revisão de literatura apresentada aborda um tema importante e relevante para a engenharia civil e ambiental, que é a utilização de estacas de madeira como fundações de pontes rodoviárias no Estado do Amapá.

Mina (2005), enfatizou que com o crescente interesse em materiais de construção resistentes, duráveis e ecológicos, bem como o desenvolvimento de novas técnicas de ligação e materiais derivados da madeira, as pontes de madeira têm despertado um interesse renovado. Isso mostra que há uma tendência de revalorização das estruturas de madeira, inclusive em fundações de pontes rodoviárias, devido às suas características sustentáveis e propriedades mecânicas adequadas.

A escolha de estacas de madeira como fundações de pontes rodoviárias pode ser uma abordagem interessante e sustentável, considerando a abundância de recursos florestais no Amapá. Estudos clássicos demonstram que a durabilidade das estacas de madeira está fortemente associada à sua posição em relação ao lençol freático. Ensaios laboratoriais realizados em estacas de madeira provenientes de edificações dos séculos XVI e XIX indicam que estacas posicionadas abaixo do nível d'água subterrâneo mantêm suas propriedades físicas por centenas de anos. (LUNDSTRÖM, 1981)

Em ambientes caracterizados por lençol freático elevado e solos permanentemente saturados, como ocorre em grande parte da região amazônica, a ausência de gradiente hidráulico ao longo das estacas tende a limitar o fluxo de água através da madeira, reduzindo significativamente os processos de degradação bacteriana. (KLAASSEN, 2008)

Ensaios de carregamento estático em estacas de madeira demonstraram que métodos analíticos consagrados são capazes de prever adequadamente o comportamento vertical e lateral dessas estacas, desde que parâmetros geotécnicos representativos sejam utilizados. (ADIB, 2001)

Estudos baseados em análises dendrocronológicas indicam que o intervalo de tempo entre o corte da árvore e sua utilização como estaca de fundação exerce influência significativa no desempenho e na suscetibilidade à degradação da madeira. Investigações em fundações históricas demonstram que, em geral, esse intervalo não excede três anos, sendo frequentemente inferior a dois anos, o que contribui para a preservação das propriedades do material. (KLAASSEN, 2012).

A partir das percepções dos principais autores da literatura abordada sobre a utilização de estacas de madeira para fundações de pontes rodoviárias, verificou-se que: Pfeil e Pfeil (2003), destacaram que a madeira é um dos materiais de construção mais antigos utilizados devido à sua disponibilidade natural e facilidade de manuseio. A resistência, baixo peso e capacidade de absorver impactos tornam na uma opção desejável para construções dessa natureza, incluindo pontes rodoviárias. A madeira pode ser implementada em qualquer local e condição climática, sem prejudicar a qualidade do material. Além disso, sua aparência natural proporciona um aspecto agradável às estruturas. Ritter (1992), ressaltou que, embora a madeira seja suscetível à

deterioração e ao ataque biológico, ela pode se tornar durável quando protegida da variação da umidade. O uso de preservativos pode aumentar a vida útil da madeira exposta por longos períodos, chegando a mais de 50 anos.

Por outro lado, a capacidade de estacas de madeira existentes em resistir a esforços laterais foi considerada limitada, sobretudo quando a conexão entre segmentos de materiais distintos não é capaz de transferir momentos fletores ou esforços cortantes significativos. (ADIB, 2001)

Apesar do amplo volume de estudos voltados à avaliação ambiental de superestruturas, observa-se uma atenção ainda muito limitada à análise do impacto ambiental de fundações profundas, mesmo sendo estas responsáveis por uma parcela significativa do carbono incorporado nas estruturas. (ABUSHAMA et al., 2025)

Hellmeister (1978), explicou que a madeira no Brasil tem sido uma solução prática para a construção de pontes em diversas regiões, incluindo o Estado do Amapá. Essas pontes costumavam ser construídas por carpinteiros, sem cálculos estruturais complexos, utilizando vigas de madeira maciça e apoios de pedra. Algumas estruturas mais evoluídas existiam em São Paulo, permitindo a passagem de automóveis e bondes elétricos. Isso mostra que a tradição de utilizar estacas de madeira em pontes rodoviárias tem raízes históricas no Brasil.

Estacas de madeira existentes podem ser reutilizadas em novas estruturas, desde que sejam realizadas inspeções detalhadas, provas de carga e ensaios de integridade, a fim de verificar sua capacidade resistente e o estado atual de deterioração do material. (DAS, 2011)

A utilização de materiais renováveis e de menor intensidade de carbono, como a madeira, está alinhada às atuais diretrizes de redução de emissões e desenvolvimento de soluções construtivas mais sustentáveis no setor da construção civil. (ABUSHAMA et al., 2025).

Contudo, é importante lembrar que a utilização de estacas de madeira requer um projeto e execução adequados para garantir a segurança e desempenho das estruturas.

3.2 Análise qualitativa das entrevistas

Após a realização das entrevistas semiestruturadas, as respostas foram organizadas por categorias temáticas, permitindo identificar os principais aspectos convergentes observados entre os profissionais participantes. Essa estratégia de análise possibilitou sintetizar as percepções relacionadas ao emprego de estacas de madeira em fundações de pontes rodoviárias, destacando os elementos considerados mais relevantes quanto aos aspectos normativos, técnicos, executivos e de viabilidade.

A Tabela 1 apresenta uma síntese das categorias identificadas e dos principais pontos recorrentes nas respostas obtidas.

Tabela 1. Perguntas e respostas das entrevistas de forma compilada. Fonte Matias, 2024.

Tema	**Síntese das respostas**
Perfil profissional	Experiência em projeto, construção, inspeção e manutenção de pontes rodoviárias.
Normas utilizadas	Predomínio da ABNT NBR 6122, ABNT NBR 7190 e normas do DNIT.
Aplicação das estacas	Indicadas principalmente para pontes de pequeno porte em solos moles.
Tratamento preservativo	Considerado indispensável para aumento da vida útil.
Vantagens	Baixo custo inicial, disponibilidade regional, facilidade construtiva e sustentabilidade.
Limitações	Durabilidade, necessidade de manutenção e restrições para grandes vãos.
Viabilidade	Considerada tecnicamente viável quando observados critérios de projeto, execução e manutenção.
Recomendações	Controle da origem da madeira, inspeções periódicas, estudos hidrológicos e avaliação técnica individualizada.

Observa-se que os entrevistados apresentam elevado grau de concordância quanto aos aspectos fundamentais relacionados ao uso de estacas de madeira em fundações de pontes rodoviárias. Em geral, reconhecem que a solução pode ser tecnicamente viável em condições específicas, especialmente em regiões caracterizadas por solos moles e elevada disponibilidade de madeira. Entre os principais benefícios destacam-se o baixo custo inicial, a facilidade executiva e o potencial de utilização de um material renovável.

Por outro lado, os profissionais ressaltam que a durabilidade permanece como o principal fator limitante, tornando indispensável a adoção de tratamentos preservativos, inspeções periódicas e adequado controle tecnológico durante todas as etapas de projeto e execução.

De forma complementar, as entrevistas evidenciam que a decisão pela utilização de estacas de madeira deve considerar não apenas aspectos econômicos, mas também critérios geotécnicos, hidrológicos, ambientais e de manutenção ao longo da vida útil da estrutura.

A tabela 2 apresenta o restante das perguntas e respostas das entrevistas de forma compilada.

Tabela 2. Perguntas e respostas das entrevistas de forma compilada. Fonte Matias, 2024.

Entrevistado	Normas	Uso (madeira)	Vantagens	Limitações	Recomendação
R1	NBRs 6122 e 7190	Uso frequente em pontes	Baixo custo e rápida execução	Elevada necessidade de manutenção	Controle da origem e inspeções periódicas
R2	NBRs 6122, 7190 e DNIT	Áreas remotas	Facilidade executiva e menor custo inicial	Menor durabilidade	Rastreabilidade da madeira e planejamento logístico
R3	Conforme projeto	Uso pontual	Boa adaptação a solos moles	Restrições econômicas e ambientais	Avaliação técnica caso a caso

Com base nas entrevistas realizadas, observa-se que os profissionais demonstram domínio das normas técnicas aplicáveis às fundações com estacas de madeira, em especial a NBR 6122 e a NBR 7190, indicando aderência às diretrizes normativas nos projetos e na execução das obras, aspecto essencial para a qualidade e a segurança estrutural. Os entrevistados reconhecem a viabilidade do uso de estacas de madeira em contextos específicos, destacando sua boa adaptação a solos moles; entretanto, apontam limitações relevantes, como restrições ambientais, oferta limitada de madeira local e redução da vida útil quando comparada a soluções em concreto.

O tratamento preventivo das estacas é citado como prática recorrente para aumento da durabilidade, embora sejam relatadas limitações quanto à sua eficácia, refletidas na necessidade de manutenções frequentes e na ocorrência de manifestações patológicas precoces. Os respondentes também convergem quanto à necessidade de avanços tecnológicos na concepção e execução de pontes com estacas de madeira, seja por meio da adoção de soluções mistas, seja pelo aprimoramento dos métodos construtivos e das condições de segurança operacional.

De forma consistente, os entrevistados consideram mais adequada a aplicação de estacas de madeira em pontes de menor extensão, alertando para o aumento de custos, complexidade logística e impactos operacionais em estruturas de maior porte. Destaca-se ainda a importância de estudos hidrológicos e de avaliações técnicas criteriosas para a definição da real necessidade de adoção desse tipo de solução, especialmente diante das restrições de disponibilidade de madeira na região.

Nesse contexto, a análise evidencia a necessidade de equilíbrio entre os benefícios técnicos, ambientais e econômicos do uso de estacas de madeira, reforçando a relevância de investimentos em melhorias nos tratamentos preservativos, no desenvolvimento tecnológico e na avaliação criteriosa da viabilidade de aplicação dessas fundações no Estado do Amapá. Ressalta-se, ainda, que estudos recentes indicam desempenho ambiental superior das estruturas em madeira quando comparadas a soluções em concreto e aço, especialmente no que se refere às emissões de gases de efeito estufa e ao consumo energético ao longo do ciclo de vida. (ABUSHAMA et al., 2025)

As informações foram obtidas por meio de entrevistas semiestruturadas com engenheiros civis atuantes no Estado do Amapá e apresentadas de forma anonimizada, utilizando-se identificações genéricas (R1, R2, R3), de modo a preservar a confidencialidade dos participantes.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise desenvolvida indica que as estacas de madeira podem representar uma alternativa tecnicamente viável para fundações de pontes rodoviárias em contextos específicos, especialmente quando consideradas sob a ótica do custo inicial e da disponibilidade regional. No entanto, sua aplicação apresenta limitações relevantes associadas à durabilidade, à necessidade de manutenção frequente e às condições ambientais, aspectos determinantes para a tomada de decisão em projetos de infraestrutura.

Em ambientes tropicais úmidos, como o do Estado do Amapá, a ação combinada da umidade elevada, de agentes biológicos e dos processos hidráulicos associados a rios e igarapés tende a acelerar os mecanismos de degradação da madeira, exigindo inspeções regulares e intervenções periódicas. Essa recorrência de manutenção pode resultar em custos acumulados ao longo da vida útil superiores aos observados em soluções mais duráveis, como estacas de concreto armado ou aço.

Os resultados reforçam a importância de uma abordagem criteriosa no projeto e na execução de fundações com estacas de madeira, considerando aspectos como escolha da espécie, tratamento preservativo, controle executivo e compatibilidade com as condições geotécnicas e hidrológicas locais. A ocorrência de manifestações patológicas, como recalques, deslocamentos e deterioração do material, pode comprometer a estabilidade e a segurança estrutural, demandando ações corretivas oportunas.

Do ponto de vista ambiental, a madeira proveniente de florestas manejadas de forma sustentável apresenta vantagens relevantes, por se tratar de material renovável, de baixo impacto ambiental e com potencial de sequestro de carbono, em consonância com diretrizes contemporâneas de sustentabilidade. (KLAASSEN e CREEMERS, 2012)

Entretanto, tais benefícios somente se consolidam quando associados a estratégias eficazes de durabilidade, como o uso de tratamentos preservativos adequados, conforme preconizado pelas normas técnicas vigentes.

Dessa forma, a escolha do material de fundação para pontes rodoviárias no Amapá deve considerar não apenas os custos iniciais, mas também o desempenho estrutural, a durabilidade ao longo da vida útil, as exigências de manutenção e os impactos ambientais. A adoção de soluções mais duráveis ou híbridas, aliada à observância rigorosa da NBR 6122:2019 (ABNT, 2019), pode contribuir para infraestruturas mais seguras, econômicas e sustentáveis no contexto regional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abushama, M.; Zornberg, J. G.; Han, J.; Leshchinsky, D. (2025). *Environmental performance of timber structures compared to concrete and steel solutions: life cycle assessment approach*. Journal of Cleaner Production, v. 418, p. 139812.

Adib, M. E. (2001). *Load tests on prestressed precast concrete and timber piles*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 127, n. 12, p. 1043–1050.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1997). *NBR 7190: Projeto de estruturas de madeira*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Brito, L. D. (2010). *Estacas de madeira aplicadas a fundações: avaliação do desempenho estrutural e geotécnico*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Calil Júnior, C.; Lahr, F. A. R.; Dias, A. A. (2006). *Dimensionamento de elementos estruturais de madeira*. Barueri: Manole.

Creswell, J. W.; Poth, C. N. (2018). *Qualitative inquiry and research design: choosing among five approaches*. 4. ed. Thousand Oaks: Sage Publications.

Das, B. M. (2011). *Principles of foundation engineering*. 7. ed. Stamford: Cengage Learning.

Fontana, A.; Frey, J. H. (2005). *The interview: from neutral stance to political involvement*. In: Denzin, N. K.; Lincoln, Y. S. (Eds.). The Sage handbook of qualitative research. 3. ed. Thousand Oaks: Sage Publications, p. 695–727.

Hellmeister, J. C. (1978). *Pontes de madeira*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Klaassen, R. (2012). *Historical use of timber piles*. In: Klaassen, R.; Creemers, J. *Timber piles and foundations*. Rotterdam: CRC Press/Balkema, p. 1–22.

Klaassen, R.; Creemers, J. (2012). *Timber piles and foundations*. Rotterdam: CRC Press/Balkema.

Lundström, T. (1981). *Timber foundations in Sweden*. Stockholm: Swedish Council for Building Research.

Matias, L. H. (2024). *Estudo da utilização de estacas de madeira para fundações de pontes rodoviárias no Estado do Amapá*. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Amapá, Macapá, 2024.

Miná, A. J. S.; Dias, A. A. (2008). *Estacas de madeira para fundações de pontes de madeira*. Cadernos de Engenharia de Estruturas, v. 10, n. 44, p. 129–155.

Pfeil, W.; Pfeil, M. (2003). *Estruturas de madeira*. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC.

Ritter, M. A. (1992). *Timber bridges: design, construction, inspection, and maintenance*. Madison: U.S. Department of Agriculture, Forest Service.



contato@editoraomnisscientia.com.br
https://editoraomnisscientia.com.br/
@editora_omnis_scientia
https://www.facebook.com/omnis.scientia.9
+55 87 99920-5762



contato@editoraomnisscientia.com.br
https://editoraomnisscientia.com.br/
@editora_omnis_scientia
https://www.facebook.com/omnis.scientia.9
+55 87 99920-5762