

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/277

# Análise numérica e prova de carga instrumentada para projetos de fundações para um edifício de 51 pavimentos em Itapema -SC

Marcelo Ferreira dos Santos

Diretor Técnico, Consultrix Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, ferreira@consultrix.com.br

Guilherme Araújo Velasco Silva

Coordenador de Projetos, Petri Engenharia, São Paulo, Brasil, araujo@petriprojetos.com

**RESUMO:** O trabalho tem por objetivo apresentar as etapas de desenvolvimento dos projetos, desde a realização das investigações geotécnicas, das provas de carga instrumentadas e processamento por elementos finitos do modelo completo das contenções e fundações com o auxílio de um software 3D geotécnico.

Serão expostas as dificuldades encontradas para a previsão de capacidade de carga de estacas e de métodos convencionais analíticos de dimensionamento das fundações, fatos que levaram a uma necessidade de ensaios complementares à campanha inicial de sondagem SPT e CPT, de análise numérica com interação solo-estrutura e de confirmação em prova de carga bidirecional com instrumentação em profundidade.

Serão indicadas as diferenças encontradas entre métodos de cálculo em termos de solicitações nas fundações e, em nossa conclusão, a indicação não apenas da viabilidade técnica dos projetos, como também, alguma otimização em relação ao conceito inicial.

**PALAVRAS-CHAVE:** Fundações, Contenções, Provas de Carga Bidirecional Instrumentadas e análise numérica.

**ABSTRACT:** The objective of this scientific work is to present the project development stages, from carrying out geotechnical investigations, instrumented load tests and finite element processing of the complete model of containments and foundations with the aid of 3D geotechnical software.

The difficulties encountered in predicting the load capacity of piles and conventional analytical methods for foundations dimensioning will be exposed, facts that led to the need for complementary tests to the initial SPT and CPT survey campaign, numerical analysis with soil-structure interaction and confirmation in bidirectional load testing with in-depth instrumentation.

The differences found between calculation methods in terms of foundation requests will be indicated and, in our conclusion, an indication not only of the technical feasibility of the projects, but also some optimization in relation to the initial concept.

**KEYWORDS:** Foundations, Containments, Instrumented Bidirectional Load Tests and numerical analysis.

## 1 INTRODUÇÃO

Com o avanço da Engenharia, as edificações têm ficado cada vez mais esbeltas e altas, ao mesmo tempo as ferramentas de dimensionamento estrutural vem aumentando sua eficácia e otimizando cada vez mais os projetos. Esse avanço deve ser acompanhado pela engenharia de fundações, pois a evolução unilateral pode acabar gerando mais riscos para edificação. Nesse cenário, o artigo aborda premissas e desenvolvimento do projeto, aferição de desempenho via de prova de carga estática bidirecional, a interação com a disciplina de estrutura e a otimização final das fundações.

Assim, este trabalho apresenta de que forma foram estabelecidas as soluções de fundações para uma torre com 1 nível de subsolo e 51 pavimentos na região sul do país, tendo como foco a definição da capacidade de carga de estacas a partir de duas provas de carga do tipo bidirecional, a qual virou tema de tese de doutorado. Também, são apresentados os resultados de dimensionamento do estaqueamento por método analítico tradicional, por método numérico e uma comparação entre esses resultados.

A solução de fundação foi em estacas escavadas de grande diâmetro com fluido estabilizante e parede diafragma com tirantes provisórios para uma escavação total de aproximadamente 8,5 m. Para a fundação dos pilares da torre, a solução resultou em bloco único com 54 estacas de diâmetro de 150 cm com profundidades

da ordem de 48 m para 11.000 kN de carga admissível, sendo que a parede diafragma serviu também de forma para este bloco.

## 2 PREMISSAS DE PROJETO

Com uma área de terreno aproximada de 650 m<sup>2</sup>, inicialmente pretendia-se implantar um empreendimento de 60 andares com altura de 234 m. Após estudos de túneis de vento, foi observado a dificuldade de tal implantação devido à esbelteza de 1/12 da torre. Com isso, houve a redução para 51 pavimentos, além da consideração de outriggers em pavimento técnico.

Com um terreno tão exíguo para um empreendimento deste porte, fatores financeiros, dimensão dos esforços e o perfil do solo, a definição da solução de fundação estava limitada. As condições de contorno direcionavam para fundações profundas, no qual era restrito o número de estacas devido à composição de espaçamento entre elementos, influenciando diretamente a capacidade de carga das fundações.

Com estas premissas, a solução seguiu um caminho inverso do tradicional, foi feito um lançamento inicial das estacas que cabiam na área disponível e verificadas as cargas admissíveis que seriam necessárias para as estacas. Desta forma, observou-se esforços atuantes nas estacas superiores às capacidades de carga admissíveis que os métodos semiempíricos indicavam. Com isso, seria preciso avanço das estacas em rocha.

Neste cenário, em função das dificuldades executivas para perfuração em rocha e, também, custos envolvidos, foi desenhado um ensaio bidirecional no qual haveria duas células expansivas. No entanto, após a discussão com os engenheiros e consultores envolvidos, preferiu-se realizar dois ensaios, evitando-se o risco de uma perda total do ensaio caso houvesse alguma falha.

## 3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Prospecção do solo a partir dos ensaios de SPT e CPT:

Tabela 1. Caracterização DO SOLO

Tipo de Solo / Rocha	Compacidade / Consistência / Coerência	Espessura	Varição de N <sub>spt</sub> / RQD
Areia fina	Pouco compacta a medianamente compacta	7 m	6 a 11
Areia fina	Medianamente compacta a compacta	3 m	14 a 21
Areia fina	Compacta a muito compacta	5 m	27 a 66
Argila pouco arenosa	Muito mole	15 m	2 a 3
Areia fina	Medianamente compacta	2 m	14 a 19
Argila arenosa	Média	3 m	6 a 9
Areia grossa	Compacta	2 m	34 a 38
Argila arenosa	Média	6 m	4 a 9
Areia siltosa	Muito compacta	6 m	27 a 87
Quartzito xistoso	Pouco coerente	9 m	0%
Quartzito xisto	Coerente	3 m	26%

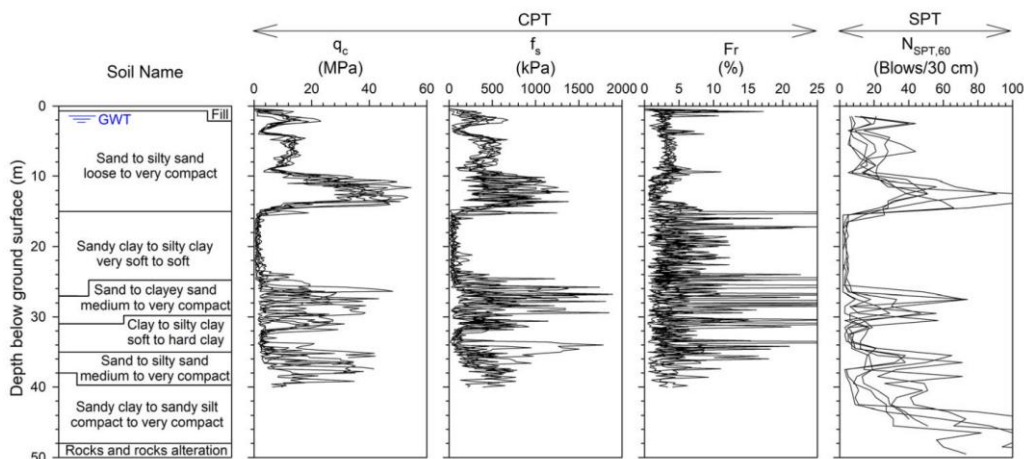


Figura 1. Perfil Geotécnico e Resultados de SPT e CPT (Barbosa, 2023)

### 3 DESCRIÇÃO DAS PROVAS DE CARGA EM ESTACAS

Além dos ensaios de SPT e CPT, para a aferição da capacidade de carga e definição de projeto, foram executados dois ensaios bidirecionais instrumentados com *strain-gages* e *tell-tales* PCE1 e PCE2.

O Ensaio Bidirecional, segundo Façal (2015), foi criado por Pedro Elísio da Silva (1983 e 1986) e consiste numa célula expansiva hidrodinâmica que é posicionada em uma determinada profundidade da estaca, de forma a gerar esforços fazendo com que o trecho superior reaja contra o trecho inferior. Esses esforços são distribuídos no solo pela área lateral da estaca no seu trecho superior e pela área lateral da estaca no seu trecho inferior mais a parcela de capacidade da ponta.

Além da célula hidro expansiva, as estacas ensaiadas para este projeto foram instrumentadas com:

- **Tell-tales:** Segundo Barbosa (2023), são hastes de deslocamentos que permitem a leitura direta de deslocamentos, possibilitando a estimativa real do encurtamento das estacas, ao se comparar com a leitura de deslocamento do topo do elemento.
- **Strain-Gages:** São elementos condutores que são dispostos na forma de Ponte de Wheatstone com o objetivo de formar um circuito que permitir a leitura de deformações na ordem de  $10E-6$  mm. Esse sistema funciona com o modelo conceitual que todo condutor elétrico muda sua resistência quando submetido a qualquer tipo de tensão mecânica, seja de tração ou compressão (Barbosa, 2023).

#### 3.1 INSTRUMENTAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

As figuras e tabelas a seguir apresentam o posicionamento das células ao longo das estacas ensaiadas.

Tabela 2. Caracterização de ensaios bidirecionais

Ensaio	Carga de Trabalho Prevista (kN)	Comprimento da Estaca	Ø Est. (m)	Profundidade de Instrumentação (m)					
				S1	S2	S3	S4	Cél. Exp.	S5
PCE1	12.500	47,8	1,6	13,2	21,5	34,7	41,3	43,4	47,4
Ensaio	Carga de Trabalho Prevista (kN)	Comprimento da Estaca	Ø Est. (m)	S1	S2	S3	Cél. Exp.	S4	S5
PCE2	6.500	47,8	1,6	16,4	23,4	34,9	38,8	40,8	47,8

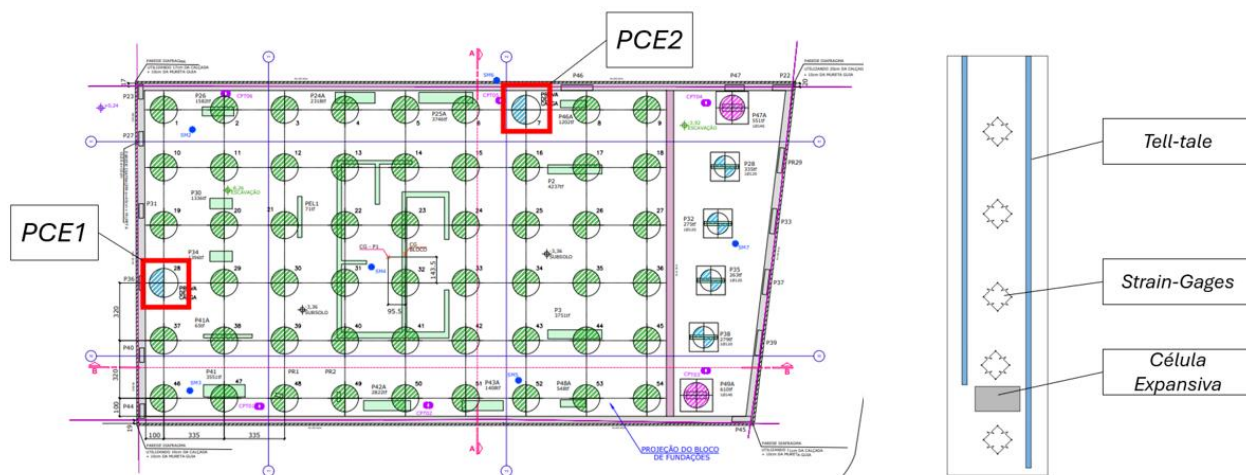


Figura 2. Locação de ensaios e Croqui Esquemático de Ensaio Bidirecional Instrumentado

## 4 MÉTODOS DE ANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA E CARGAS ADMISSÍVEIS

### 4.1. Ensaio bidirecional

A seguir será apresentado o resumo dos resultados, sendo que os gráficos de resultados serão apresentados junto às análises:

- Para o ensaio PCE1, cuja carga total de ensaio seria para até 25.000 kN, chegou-se a 19.624 kN com deslocamento de 5 mm para o trecho superior e de 50 mm para o trecho inferior.
- Para o ensaio PCE2, cuja carga total de ensaio seria 13.000 kN, chegou-se a 13.126 kN com deslocamento de 2 mm para o trecho superior e de 15 mm para o trecho inferior.

### 4.2 Análise da instrumentação

#### 4.2.1 Resultado direto da carga de ruptura sem extrapolação

O ensaio realizado pelo Eng.º Yuri Barbosa e Eng.º Prof. Paulo Albuquerque da Unicamp forneceu os parâmetros de adesão solo e estaca, sendo possível realizar um cálculo direto aproximado da carga de ruptura para as estacas.

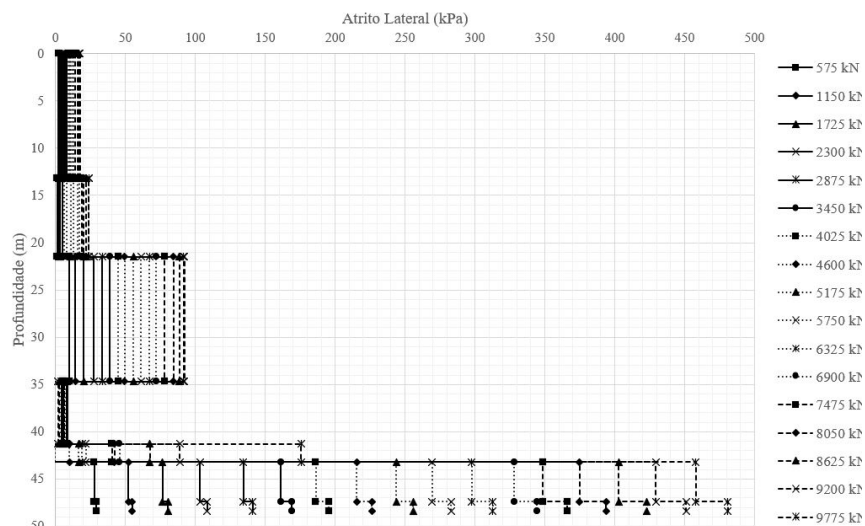


Figura 3. Resultado de PCE1 – Atrito Lateral x Profundidade da Estaca (m). Fonte Barbosa (2023).

Tabela 3. Adesão lateral para estacas de Ø160cm

Prof. (m)	8.0 - 14.0	14.0 - 20.5	20.5 - 35.0	35.0 - 40.5	40.5 - 43.0	43.0 - 47.0	47.0 - 48.0	
(KN/m <sup>2</sup> )	20	25	90	10	177	460	480	
(kN/m)	101	126	452	50	890	2.312	2.413	<b>Total:</b>
(kN)	603	817	6.559	276	2.224	9.249	2.413	22.141

Carga de ruptura estimada = 22.141 kN para a estaca  $\phi$  160 cm.

#### 4.2.2 Resultado a partir métodos com extrapolação

A seguir serão apresentados os resultados das medições diretas de cargas ajustadas e deslocamentos da ponta e topo da célula e a análise feita por Barbosa, 2023.

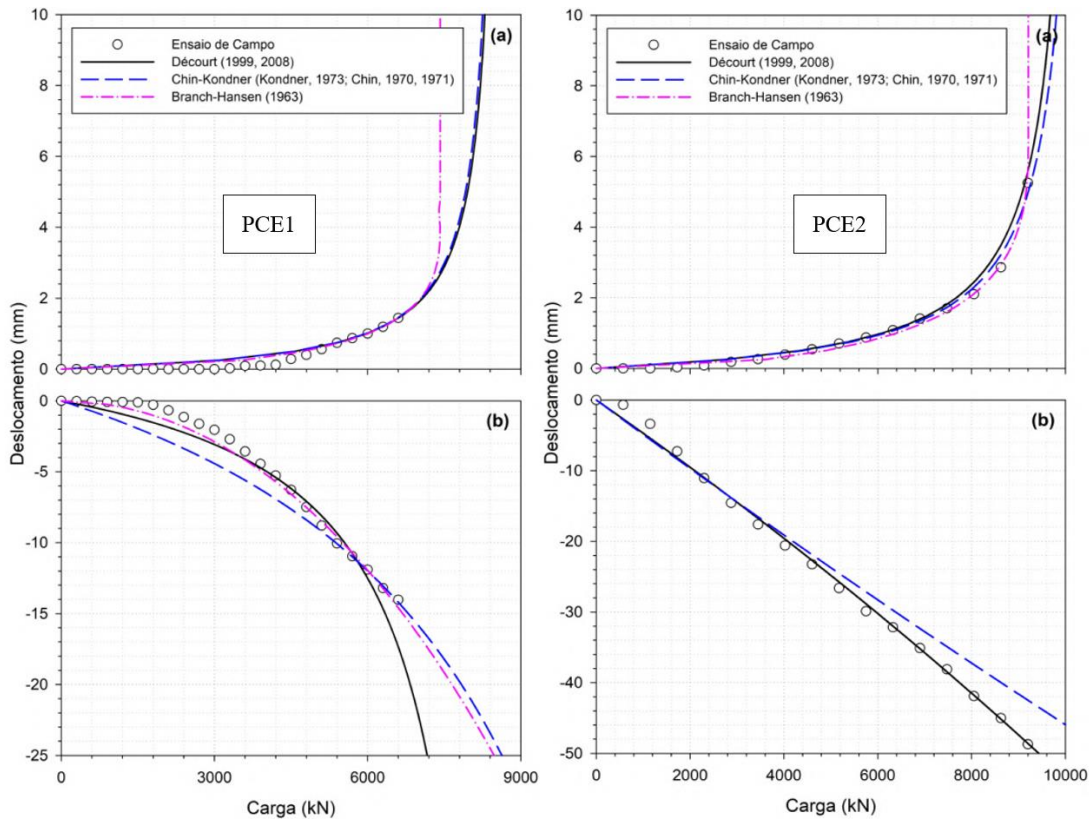


Figura 4. Resultado e Análise de PCEs – Curva Recalque x Carga (Barbosa, 2023)

Barbosa (2023) também chegou em curvas de transmissão de esforços para o solo através das medições dos *strain-gages* e análises de parâmetros do solo e da estaca.

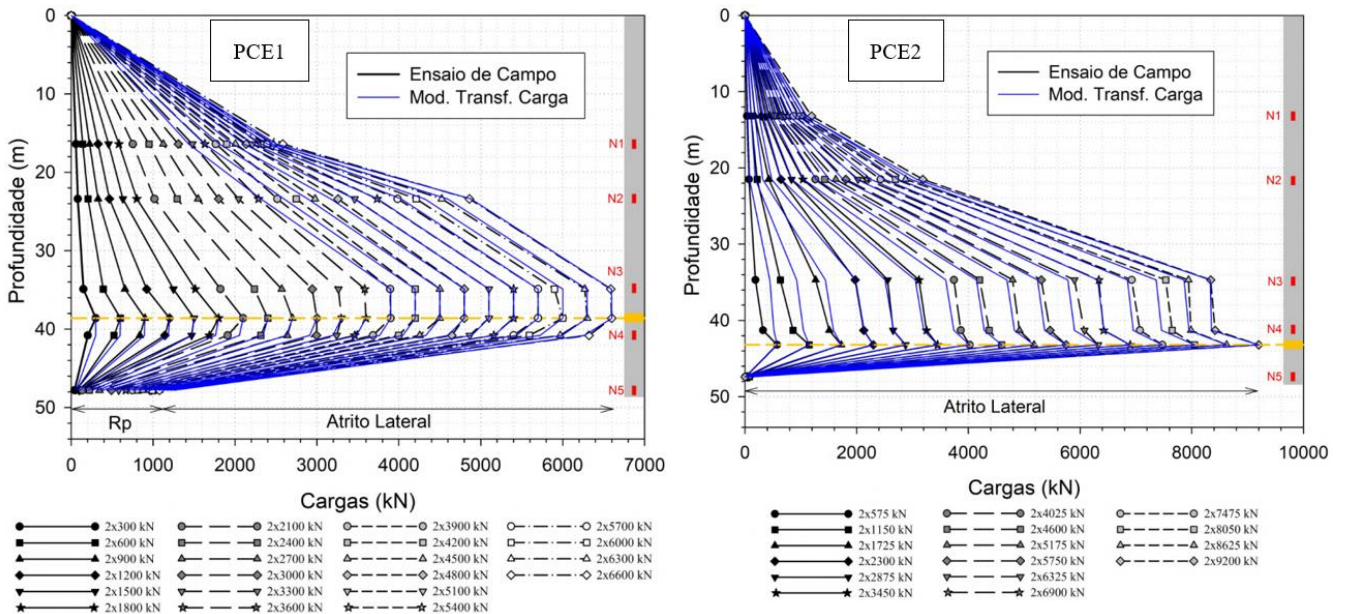


Figura 5. Curvas de transmissão de Esforços. Fonte: Barbosa (2023).

E por fim, combinando as análises anteriores e avaliação sugerida pela ABNT NBR6122/2022, construiu-se um gráfico de Carga x Deslocamento equivalente a uma prova de carga estática convencional para definição da capacidade.

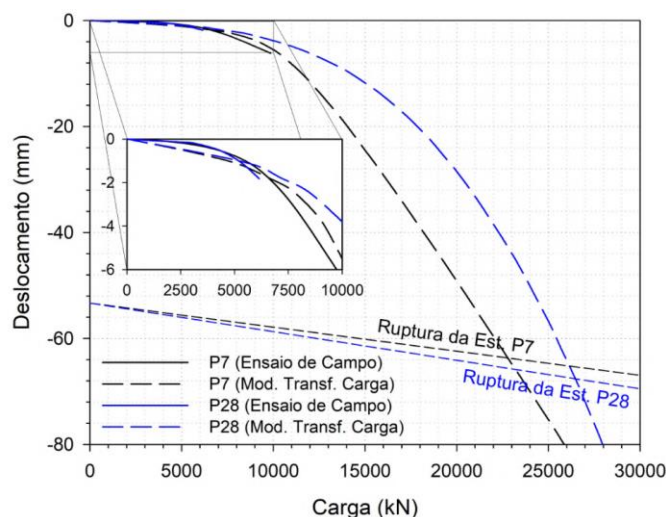


Figura 6. Curva Equivalente de Carga x Deslocamento. Fonte: Barbosa (2023).

## 5 CARGAS ADMISSÍVEIS NAS ESTACAS

A partir dessas análises, podemos considerar que a ruptura para as estacas de diâmetro 160 cm foi de 23.000 kN e, sendo as duas provas de carga realizadas previamente, podemos considerar 1,60 de fator de segurança, o que resulta em uma carga admissível de 14.000 kN.

## 6 CARGAS ATUANTES NAS ESTACAS

Devido ao tamanho do empreendimento, o protótipo da fachada foi testado em túneis de vento para a obtenção das cargas atuantes na face do edifício. As cargas que chegam nas fundações foram estabelecidas pelo projetista de estrutura e enviadas separadamente para cada pilar, conforme combinações de diferentes direções de ventos e combinações de máximos e mínimos de esforços axiais e momentos fletores nas direções X e Y arbitrados do modelo.

Para a escolha das estacas a serem ensaiadas, foi considerada a proximidade com sondagens que seriam representativas da área, considerando maiores variações nas características geotécnicas dos horizontes de solo e rocha que compõem o perfil geológico local.

### 6.1 MODELO DE CÁLCULO ANALÍTICO DE BLOCO RÍGIDO

Para um cálculo inicial, foi feita a análise do bloco de fundação com a premissa de bloco rígido com dupla simetria. Para obtenção dos esforços, foi feita a consideração na qual a carga atuante numa estaca genérica  $i$  de coordenadas  $(x_i, y_i)$  é dada por:

$$P_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \quad (1)$$

Fonte: Alonso, Urbano Rodriguez - Exercício de Fundações – 3. ed. – São Paulo: Blucher, 2019

### 6.2 MODELO DA ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS

#### 6.2.1 Parâmetros e critérios considerados

O modelo conceitual para a análise das solicitações resultantes nas estacas levou em consideração todos os pilares da estrutura, os elementos de fundação, os blocos de coroamento, a contenção e as combinações mais críticas de carregamentos. Para os carregamentos, os inputs das cargas axiais foram considerados como tensões nas seções dos pilares para não haver concentrações de carregamentos e apenas as solicitações de momentos fletores foram consideradas nos centros de carga de cada pilar. Para o cálculo por elementos finitos

foi utilizado o software geotécnico Plaxis 3D Advanced em sua última versão, sendo adotado o critério de ruptura segundo Mohr-Coulomb. Neste caso, entrando com parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade obtidos por correlações com os ensaios de SPT e CPT. Um ajuste nos Módulos de Young foi empregado para as camadas de solo, através de uma simulação do comportamento das provas de carga realizadas em termos de tensões e deslocamentos com o auxílio também do Plaxis. A premissa inicial era para a utilização de critérios mais refinados de cálculo disponíveis no Plaxis, utilizando-se de valores para Módulos de Cisalhamento ( $G_0$ ), que seriam obtidos através de ensaios geofísicos. Entretanto, questões diversas acabaram por não viabilizar a execução desses ensaios.

As figuras a seguir apresentam as imagens do modelo conceutivo no Plaxis.

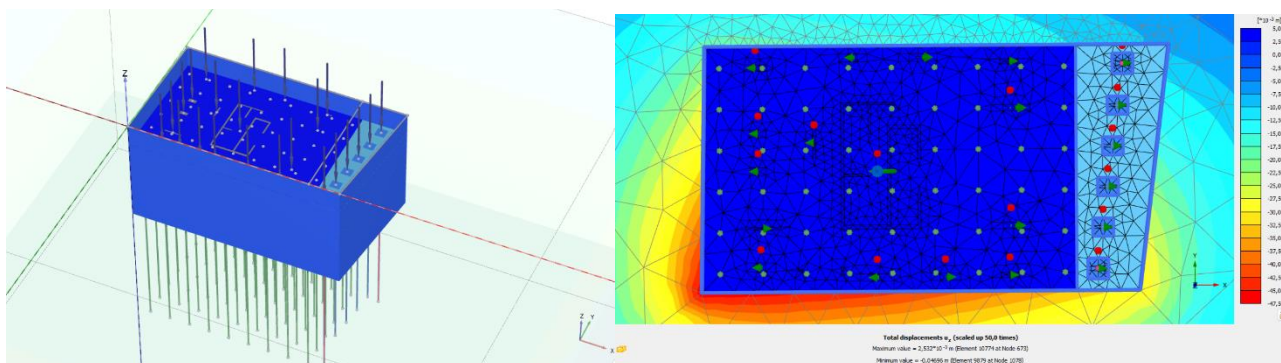


Figura 7. Imagem de Modelo de Cálculo utilizado no PLAXIS 3D

### 6.3 RESULTADOS

Resultados para a combinação de carga, na qual há o pico de esforços de momentos fletores em Y:

Tabela 4. Esforços Atuantes nas Estacas

Esforços Atuantes nas Estacas (tf)- Método Analítico									Esforços Atuantes nas Estacas (tf) - MEF								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	1	2	3	4	5	6	7	8	9
996	974	952	930	908	886	865	843	821	873	588	615	570	533	487	438	396	350
10	11	12	13	14	15	16	17	18	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1021	999	977	955	933	911	890	868	846	852	573	580	562	583	533	496	433	466
19	20	21	22	23	24	25	26	27	19	20	21	22	23	24	25	26	27
1046	1024	1002	980	958	937	915	893	871	848	652	674	643	622	585	576	568	571
28	29	30	31	32	33	34	35	36	28	29	30	31	32	33	34	35	36
1071	1049	1027	1005	983	962	940	918	896	938	641	769	723	748	721	641	640	603
37	38	39	40	41	42	43	44	45	37	38	39	40	41	42	43	44	45
1096	1074	1052	1030	1008	987	965	943	921	1156	762	728	608	665	605	667	678	698
46	47	48	49	50	51	52	53	54	46	47	48	49	50	51	52	53	54
1121	1099	1077	1055	1033	1012	990	968	946	1065	1137	1116	1118	1121	1055	1074	1022	963

### 6.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS PELO DOIS MODELOS DE CÁLCULO

Da comparação dos modelos de cálculo, temos quem em relação à carga mais elevada verificada nas estacas, não há grandes diferenças, entretanto, a somatória de carga das estacas do modelo analítico é bem maior que a do modelo numérico. O corre que no modelo numérico, há uma contribuição da área de projeção do bloco de coroamento das estacas funcionando como fundação direta. Diferenças de cargas são devidas também a rigidez do bloco, que na análise numérica não é infinita.

Uma vez que, verificamos através das envoltórias de solicitações, a máxima atuante as estacas é de aproximadamente 11.000 kN, não precisaríamos utilizar estacas de diâmetros 160 cm para 14.000 kN e o projeto foi ajustado para estacas de diâmetro 150 cm.

## 7 CONCLUSÃO

Verificamos aqui a importância que teve a realização de uma prova de carga instrumentada, haja vista que, os cálculos através dos métodos semiempíricos de capacidade de cargas para as estacas indicavam a necessidade de perfuração em rocha para a quantidade máxima de estacas que cabiam na área disponível para as fundações. O resultado mostrou que não houve esta necessidade e, também, foi possível ainda uma redução de diâmetro das estacas. Em complemento, a análise por elementos finitos forneceu segurança em termos de avaliação das cargas nas estacas, considerando a real rigidez do bloco e estimativas de deslocamentos confiáveis da fundação para atendimento não apenas as diretrizes normativas em termos de análises de Estado Limite Último ou Ruptura (ELU), mas também, de Estado Limite de Serviço ou Utilização (ELS).

Uma continuidade para este trabalho está prevista agora, a partir do monitoramento do recalque durante a construção da torre, procedimento obrigatório por norma. Uma questão interessante ainda, seria a verificação das cargas reais que chegam nos pilares principais a partir da instalação de Strain-Gages.

## 8 AGRADECIMENTOS

NOVA INCORPORADORA pela autorização da utilização dos dados em Tese de Doutorado e publicação de artigos.

Eng.º Newton Chaves da Arcos Engenharia de Solos pelo suporte com os dados das provas de cargas.

Eng.º Yuri Barbosa pela realização da instrumentação, apoio em obra e disponibilidade das análises.

Eng.º Prof. Paulo Albuquerque da Unicamp pelo auxílio na definição e execução das provas de carga.

## 9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 12131. *Estacas- Prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- ASTM International (2006). ASTM D2166: *Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil*.
- 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 6, São Paulo. *Anais...* ABMS. v. 1, p. 221-245.
- Machmer, B. (2012) *Understanding the Behavior of a Pile Foundation in Unsaturated Soils Subjected to Lateral Loading*. Disponível em: <[http://https://tigerprints.clemson.edu/all\\_theses/1395/](http://https://tigerprints.clemson.edu/all_theses/1395/)>. Acesso em: 10 jul. 2019.
- Silva, J. L. (2004) *Metodologia de projeto de fundações por estacas incluindo probabilidade de ruína*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 118 p.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G. (1983) Interpretation of cone penetrometer test, Part I: Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 20 (4), p.718-733.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. (1987) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 685 p.