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).

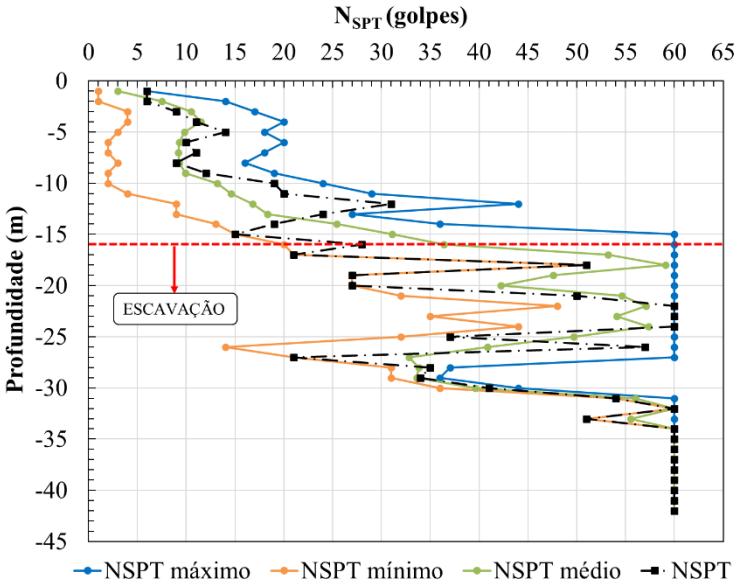


Figura 1. Valores de N_{SPT} ao longo da profundidade.

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.

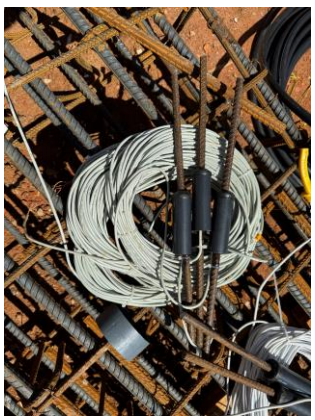


Figura 4. Segmentos de barra.



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.

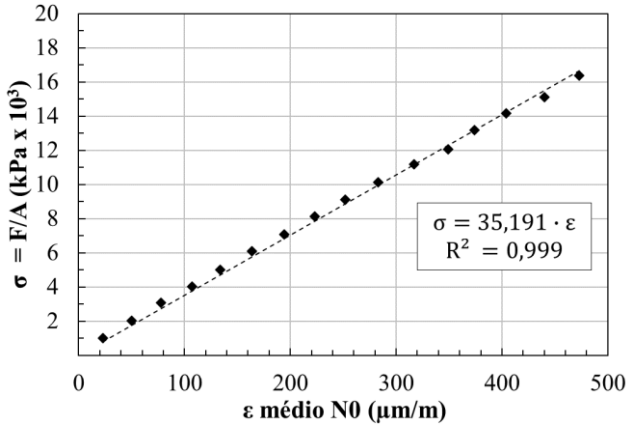


Figura 7. curva σ × ε – N0 (Módulo constante).

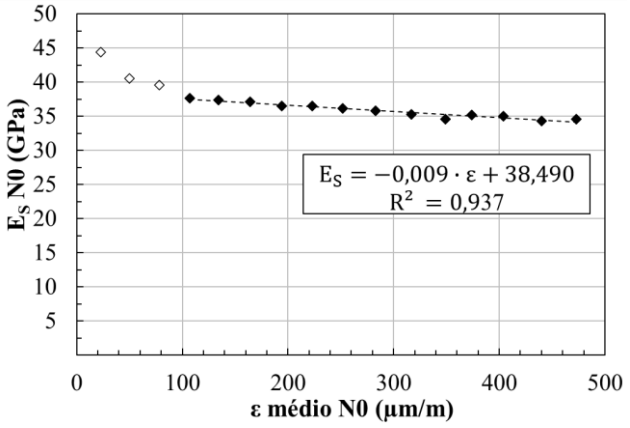


Figura 8. Curva E_S x ε – N0 (Módulo secante).

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.

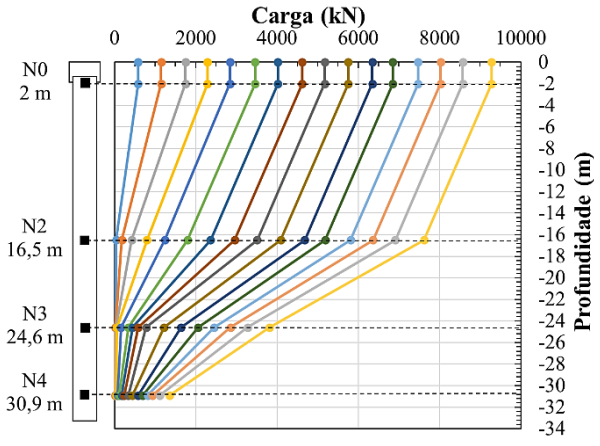


Figura 9. Distribuição carga x profundidade.

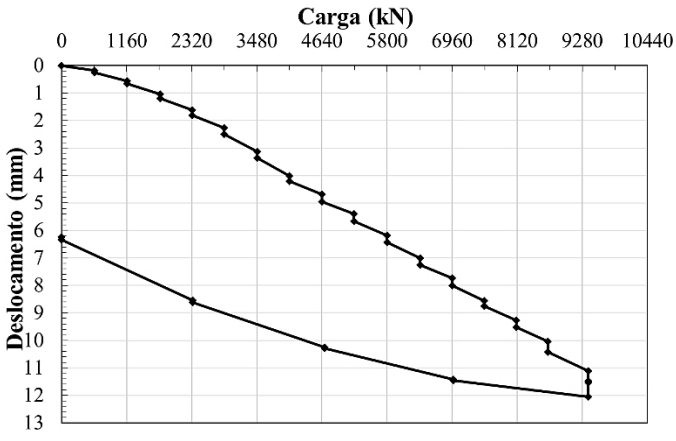


Figura 10. Curva carga x deslocamento.

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.