



## Análise do Dimensionamento de Fundações em Estaca Hélice Contínua para Edifício de Médio Porte, no Município de Juiz de Fora - MG

Bruno Pereira Nunes

Graduado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil,  
bruno.nunes@engenharia.ufjf.br

Cátia de Paula Martins

Professora Adjunta, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, catia.martins@ufjf.edu.br

Márcio Marangon

Professor Titular, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, marcio.marangon@ufjf.edu.br

Vivian Bignoto da Rocha Cândido

Graduada em Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil,  
vivian.bignoto@engenharia.ufjf.br

**RESUMO:** Quando o solo não usufrui de boas resistências a menores profundidades, é prescrito o uso de fundações assentes em camadas mais profundas, buscando a componente de atrito lateral e melhores solos para sustento. As estacas hélice contínua monitorada apresentam-se como pertinente alternativa para fundações profundas, principalmente devido a sua elevada produtividade, adaptabilidade na maioria dos terrenos, não descompressão do subsolo e ausência de distúrbios e vibrações durante a execução. O presente trabalho apresenta o dimensionamento de fundações em estacas hélice contínua e a comparação com o projeto de fundação de um edifício, desenvolvido e executado por profissionais do mercado. Em posse da planta de cargas do edifício e dos boletins de sondagem SPT, produziu-se uma planilha autoral de cálculo que contempla os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso e de Décourt-Quaresma. O primeiro método levou a capacidades de carga significativamente elevadas se comparadas às obtidas pelo segundo método. Além disso, constatou-se a relevância econômica de uma boa concepção por meio da comparação com o dimensionamento de fundações apresentado por profissionais do mercado, do qual se sugere que as discrepâncias sejam causadas por diferentes critérios de projeto.

**PALAVRAS-CHAVE:** Geotecnia, Fundações, Investigação do subsolo, Estaca Hélice Contínua, Dimensionamento.

**ABSTRACT:** When the soil does not enjoy good resistance in less depth, the use of foundations based on deeper layers is prescribed, seeking the component of lateral friction and better soils for sustenance. The continuous monitored propeller piles are a relevant alternative for deep foundations, mainly due to their high productivity, adaptability in most terrains, no decompression of the subsoil and absence of disturbances and vibrations during the execution. The present work presents the dimensioning of foundations in continuous propeller piles and the comparison with the building foundation project, developed and executed by market professionals. Through the building plans of the building and the SPT survey bulletins, an authorial calculation spreadsheet was prepared that contemplates the semi-empirical methods of Aoki-Velloso and Décourt-Quaresma. The first method led to significantly higher load capacities compared to those obtained by the second method. In addition, the economic relevance of a good design was found through the comparison with the dimensioning of foundations presented by market professionals, which suggests that the discrepancies are caused by different design criteria.

**KEYWORDS:** Geotechnics, Foundations, Subsoil investigation, Continuous prop pile, Sizing.



## 1 Introdução

Entende-se por fundações os dispositivos estruturais enterrados, cuja finalidade é a transmissão das solicitações advindas da superestrutura ao maciço de solo com segurança, economia e durabilidade (AOKI, 2005). As fundações são divididas em superficiais, que usufruem de solos com boas resistências superficiais para o suporte de cargas, e profundas, assentes em camadas mais profundas, buscando a componente de atrito lateral e melhores solos para sustento. A estaca hélice contínua monitorada, em especial, é uma modalidade de fundação profunda que consiste na execução de uma estaca de concreto moldada in loco por meio da perfuração do solo por um trado contínuo, cuja retirada do terreno é feita simultaneamente à injeção de concreto (ANTUNES; TAROZZO, 1998). Devido as suas vantagens de elevada produtividade, adaptabilidade na maioria dos tipos de terreno e ausência de distúrbios e vibrações durante a execução, apresenta-se como uma pertinente alternativa para fundações profundas.

Uma vez que o comportamento do subsolo implica diretamente no estudo de fundações, é essencial que a realização de uma investigação geotécnica seja o primeiro passo preconizado. É imprescindível que seja efetuada a identificação e classificação das camadas que compõem o substrato, de forma a avaliar suas propriedades de engenharia (QUARESMA et al., 1998). No Brasil, a norma técnica NBR 8036 da ABNT (1983) estabelece parâmetros para a investigação geotécnica relacionada ao escopo de fundações. Além do número mínimo de sondagens por área de projeção da edificação, a norma prescreve recomendações de localização dos ensaios de forma igualmente distribuída em toda a área, podendo o posicionamento levar em conta critérios estruturais específicos. Ademais, as sondagens devem ser efetuadas até a profundidade em que as cargas estruturais não afetem substancialmente os solos (ABNT, 1983), onde o acréscimo de pressão no solo seja menor que 10% da pressão geostática efetiva. Essa norma refere-se, em específico, à execução da sondagem de simples reconhecimento (SPT).

Segundo Cintra e Aoki (2010), a partir de correlações empíricas com o parâmetro NSPT e ajustes com provas de carga, são criados métodos denominados semi-empíricos para determinação da capacidade de carga de fundações profundas, como o de Aoki-Velloso (1975) e o de Décourt-Quaresma (1978). O método de Aoki-Velloso (1975) foi concebido originalmente de forma a correlacionar resultados dos ensaios de penetração do cone (CPT) e dos ensaios SPT para avaliar as tensões-limite de carga última de ponta e de fuste (MAGALHÃES, 2005; MARANGON, 2018). Já o método semi-empírico de Décourt-Quaresma (1978), para previsão da carga última de estacas, correlaciona apenas aos dados obtidos por meio de sondagens à percussão (SPT).

Neste sentido, o presente trabalho visa propor um dimensionamento de fundações profundas em estaca hélice contínua monitorada para um edifício de médio porte, comparando-o ao projeto de fundação do edifício, elaborado e executado por profissionais do mercado. Cabe ressaltar, todavia, que este estudo se restringirá ao dimensionamento geotécnico das fundações, não abrangendo os dimensionamentos relativos à parte estrutural.

## 2 Estudo de Caso

### 2.1 O Empreendimento

O empreendimento proposto para o dimensionamento de fundações é um edifício de médio porte localizado no município de Juiz de Fora, na Zona da Mata do estado de Minas Gerais, constituído de oito pavimentos, sete deles acima do nível da rua e um deles na forma de subsolo. O terreno que receberá a edificação é plano e possui uma área de 535,90 m<sup>2</sup>. A investigação geotécnica foi efetuada por meio de quatro furos de sondagem, o que excede o número mínimo de três, estipulado pela norma NBR 8036 (ABNT, 1983). A Figura 1, produzida com base nas outras plantas cedidas gentilmente pelo empreendedor da construção, apresenta a disposição dos furos de sondagem, a posição dos pilares e suas devidas cargas de solicitação. Foram estipuladas áreas de influência dos furos de investigação como critério de dimensionamento, nas quais as fundações dos pilares compreendidos foram dimensionadas utilizando-se os respectivos perfis de sondagem.

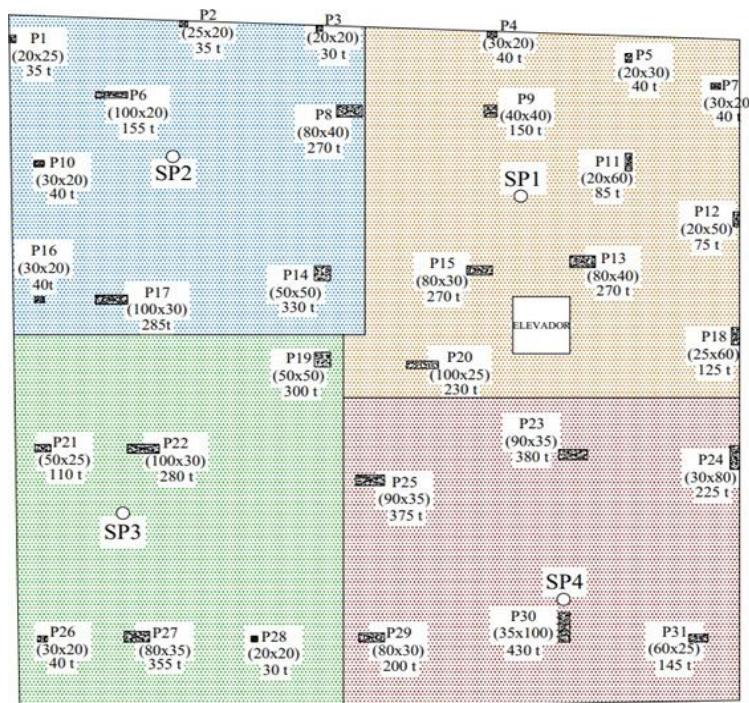


Figura 1. Disposição e cargas dos pilares, furos de sondagem e áreas de influência (AUTORES, 2020).

O perfil do subsolo do terreno é composto de solos transportados ou sedimentares nos horizontes superficiais, de origem fluvial, caracterizado pela alternância de camadas argilosas e siltosas e valores de SPT variáveis e em geral baixos. Um aspecto observado da investigação geotécnica executada consiste na diferença demonstrada pelos furos de sondagem. Enquanto os furos SP1, SP2 e SP3 atingem um solo residual composto de silte arenoso muito compacto com profundidades da ordem de 14 a 16 metros, a sondagem SP4 atinge esse mesmo material próximo aos 9 metros de profundidade.

O projeto de fundações elaborado por profissionais do mercado constitui-se de fundações profundas em estaca hélice contínua monitorada, com diâmetro padronizado de 60 cm. Ao todo, o projeto é composto por 96 estacas para o suporte de carga da edificação, agrupadas em blocos de coroamento que possuem de 1 a 12 estacas. Foram previstas profundidades de 10 a 16 metros para os elementos de fundação, um critério consideravelmente amplo, porém complementado com o requisito de um torque mínimo de parada especificado por uma pressão de 280 bar.

## 2.2 Dimensionamento das Fundações

Por meio dos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975) e de Décourt-Quaresma (1978), foi realizado o dimensionamento das fundações do empreendimento. Assim, foi confeccionada uma planilha autoral de cálculo no Microsoft Excel® para otimizar o dimensionamento pelos métodos indicados. Para o método de Aoki-Velloso (1975), a planilha necessita para cada metro de solo do parâmetro de resistência  $N_{SPT}$  e do tipo de solo, o que introduzirá aos cálculos os parâmetros  $k$  e  $\alpha$ . Por fim, são requeridos os dados referentes ao tipo de fundação profunda, adicionando as constantes  $F1$  e  $F2$  do método, e seu respectivo diâmetro. A planilha fornecerá como resultado a capacidade de carga acumulada metro a metro da estaca, soma das parcelas de resistência de ponta e de atrito de fuste com aplicação do fator de segurança  $FS=2$ , possibilitando ao projetista a escolha adequada da profundidade para as condições de projeto. Nas últimas colunas, calcula-se a parcela da capacidade de carga advinda da resistência de ponta, bem como do atrito lateral.

Já para o método de Décourt-Quaresma (1978), adiciona-se os dados referentes ao  $N_{SPT}$  do subsolo a cada metro, para o qual também é necessário fornecer o tipo de solo, possibilitando a inserção do parâmetro  $C$ . A partir do fornecimento desses dados, os cálculos de  $N_p$  e  $N_L$  são imediatamente ponderados para cada metro. Por fim, fornece-se como dado de entrada o tipo de fundação e seu diâmetro. Os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  são estabelecidos para cada metro de solo ao se analisar o tipo de fundação em conjunto com o tipo de solo. Assim,



a planilha fornecerá a capacidade de carga acumulada, a cada metro, adotando como valor final o menor dentre o que faz uso dos fatores de segurança 4 e 1,3, respectivamente para a resistência de ponta e para o atrito lateral, e o normatizado, que aplica um fator de segurança 2 à soma das parcelas de ponta e atrito.

### 3 Resultados e Discussões

#### 3.1 Dimensionamento

Até profundidades da ordem de 10 metros, o subsolo apresentou baixos valores de  $N_{SPT}$ , a partir de quando, ao atingir uma camada de silte muito arenoso, observou-se um aumento do parâmetro de resistência. Isso fez com que, no dimensionamento, a resistência de ponta representasse de 20% a 50% da capacidade de carga. Como a prescrição normativa da NBR 6122 (ABNT, 2010) orienta que no máximo 20% da carga admissível de estacas escavadas seja suportada pela ponta da estaca, foi necessária a aplicação de cuidados especiais, como visto em Silva (2011 *apud* POLIDO, 2013), de controle durante a concretagem e da necessidade de embutimento da ponta em camadas de elevada resistência.

Adotou-se a prescrição de um embutimento de 2 a 3 metros da ponta das estacas na camada de solo com valor de  $N_{SPT}$  igual a 50 ou superior. Limitou-se a perfuração do solo resistente a 3 metros, visto a possibilidade de se encontrar dificuldades em campo para o trado hélice adentrar em profundidades maiores. Observa-se que, nesse caso, o contato efetivo entre o concreto e o solo firme ou rocha foi assegurado pelo executor, conforme previsto posteriormente, na revisão da norma em 2019.

A capacidade de carga obtida pelo método de Décourt-Quaresma (1978) foi consideravelmente menor do que a por Aoki-Velloso (1975). Foi adotado um diâmetro de 40 cm para as estacas de suporte dos pilares de menor solicitação e de 60 cm para as demais. A redução dos diâmetros demandaria uma grande quantidade de estacas, enquanto a utilização de diâmetros superiores a 60 cm implicaria em uma redução pouco significativa do número de estacas, ambas acarretando em um projeto mais oneroso.

O dimensionamento autoral é constituído por 71 estacas, composto por diâmetros de 40 e 60 cm e profundidades variando de 11 a 17 m. Em vista de facilitar a interpretação e execução do projeto, as estacas foram agrupadas segundo duas profundidades, 12 e 17 metros, sempre majorando a profundidade requerida. O resumo do dimensionamento autoral, assim como a configuração agrupada, estão retratados na Tabela 1.

Tabela 1. Resumo do dimensionamento (AUTORES, 2020).

Dimensionamento	Adotado
2 estacas Ø40 cm - 14 m	12 estacas Ø40 cm - 17 m
3 estacas Ø40 cm - 16 m	
7 estacas Ø40 cm - 17 m	
2 estacas Ø60 cm - 11 m	18 estacas Ø60 cm - 12 m
16 estacas Ø60 cm - 12 m	
14 estacas Ø60 cm - 16 m	41 estacas Ø60 cm - 17 m
27 estacas Ø60 cm - 17 m	

#### 3.2 Análise Comparativa

Buscou-se apurar as semelhanças e divergências entre o dimensionamento proposto pelos autores e o projeto fornecido pelo empreendedor. Essa comparação se limitou à quantidade e ao diâmetro das estacas, uma vez que o projeto considerava uma variação da cota de assentamento ampla.

Ao passo que o dimensionamento autoral contemplou 71 estacas, o projeto fornecido considerou 96, conforme a Tabela 2. Para ambos foi adotado o diâmetro de 60 cm, embora, no dimensionamento autoral, 12 estacas de menor solicitação foram prescritas com um diâmetro de 40 cm. Cinco pilares foram dimensionados da mesma forma pelo projetista e pelos autores e outros 11 se diferenciaram apenas no diâmetro escolhido. Esses 16 pilares estão localizados quase em sua totalidade nas regiões próximas aos furos SP1 e SP2, que compreendem subsolos com baixas resistências ao SPT até a profundidades de 12 a 13 metros, seguidos de



uma camada de aproximadamente 3 metros de silte argiloso, que promove um discreto aumento na resistência e, por fim, por uma camada mais competente de silte arenoso.

Já os perfis dos furos SP3 e SP4 são consideravelmente melhores que os primeiros no escopo da geotecnica de fundações. No dimensionamento nessas regiões, foi percebida uma maior diferença entre o dimensionamento dos autores e o projeto fornecido, com 4 pilares em que se exigiu mais uma estaca, 3 em que se exigiu mais duas estacas e 3 dimensionados com três estacas a mais no projeto. Essas observações permitem dizer que o dimensionamento de todas as estacas no projeto fornecido pode ter sido realizado a partir do perfil de sondagem de menor resistência.

Tabela 2. Resumo do dimensionamento (AUTORES, 2020).

Furo	Pilar	Autoral	Projeto	Comparação Projeto/Autores
SP1	P4	1 x Ø40 cm – 17 m	1 x Ø60 cm - * m	Ø maior
	P5	1 x Ø40 cm – 17 m	1 x Ø60 cm - * m	Ø maior
	P7	1 x Ø40 cm – 17 m	1 x Ø60 cm - * m	Ø maior
	P9	2 x Ø60 cm – 17 m	3 x Ø60 cm - * m	+ 1 estaca
	P11	2 x Ø40 cm – 17 m	2 x Ø60 cm - * m	Ø maior
	P12	1 x Ø60 cm – 17 m	2 x Ø60 cm - * m	+ 1 estaca
	P13	4 x Ø60 cm – 17 m	4 x Ø60 cm - * m	Igual
	P15	4 x Ø60 cm – 17 m	4 x Ø60 cm - * m	Igual
	P18	2 x Ø60 cm – 17 m	2 x Ø60 cm - * m	Igual
	P20	4 x Ø60 cm – 17 m	4 x Ø60 cm - * m	Igual
SP2	P1	1 x Ø40 cm – 17 m	1 x Ø60 cm - * m	Ø maior
	P2	1 x Ø40 cm – 17 m	1 x Ø60 cm - * m	Ø maior
	P3	1 x Ø40 cm – 17 m	1 x Ø60 cm - * m	Ø maior
	P6	2 x Ø60 cm – 17 m	3 x Ø60 cm - * m	+ 1 estaca
	P8	4 x Ø60 cm – 17 m	4 x Ø60 cm - * m	Igual
	P10	1 x Ø40 cm – 17 m	1 x Ø60 cm - * m	Ø maior
	P14	4 x Ø60 cm – 17 m	6 x Ø60 cm - * m	+ 2 estacas
	P16	1 x Ø40 cm – 17 m	1 x Ø60 cm - * m	Ø maior
	P17	4 x Ø60 cm – 17 m	5 x Ø60 cm - * m	+ 1 estaca
SP3	P19	3 x Ø60 cm – 17 m	6 x Ø60 cm - * m	+ 3 estacas
	P21	1 x Ø60 cm – 17 m	2 x Ø60 cm - * m	+ 1 estaca
	P22	3 x Ø60 cm – 17 m	4 x Ø60 cm - * m	+ 1 estaca
	P26	1 x Ø40 cm – 17 m	1 x Ø60 cm - * m	Ø maior
	P27	3 x Ø60 cm – 17 m	6 x Ø60 cm - * m	+ 3 estacas
	P28	1 x Ø40 cm – 17 m	1 x Ø60 cm - * m	Ø maior
SP4	P23	4 x Ø60 cm – 12 m	6 x Ø60 cm - * m	+ 2 estacas
	P24	2 x Ø60 cm – 12 m	4 x Ø60 cm - * m	+ 2 estacas
	P25	4 x Ø60 cm – 12 m	6 x Ø60 cm - * m	+ 2 estacas
	P29	2 x Ø60 cm – 12 m	3 x Ø60 cm - * m	+ 1 estaca
	P30	4 x Ø60 cm – 12 m	7 x Ø60 cm - * m	+ 3 estacas
	P31	2 x Ø60 cm – 12 m	3 x Ø60 cm - * m	+ 1 estaca

### 3.3 Análises Referentes à Execução

A análise dos relatórios de execução das estacas permite avaliar e comparar os resultados com o dimensionamento autoral, pois retratam como ocorreu o processo de produção das estacas. Alguns relatórios, porém, não estavam presentes no material fornecido, sendo necessário adotar valores médios através de elementos do mesmo bloco de coroamento ou do entorno para se prosseguir com a comparação.



Para esta comparação, o volume de concreto utilizado é um interessante parâmetro quantitativo, pois, como a análise comparativa envolve três variáveis simultâneas – número, profundidade e diâmetro das estacas –, a visualização ficaria limitada. Esse volume foi determinado através da profundidade de cada estaca executada, que estava disponível nos relatórios de execução, multiplicada pela área de sua seção transversal. O valor de volume de concreto já contido nos relatórios incorpora o sobreconsumo auferido no processo executivo, não sendo, dessa forma, uma comparação equivalente com o volume determinado para o estaqueamento dos autores. Os volumes totais gastos de concreto foram de 283,78 m<sup>3</sup> e de 423,37 m<sup>3</sup>, respectivamente, no dimensionamento destes autores e na execução do projeto fornecido pelo empreendedor, o que corresponde a uma diferença de 139,59 m<sup>3</sup> ou 49,19%.

Por meio desses valores, é possível notar a redução no consumo de concreto com a otimização dos diâmetros, que corresponde a aproximadamente 20% do volume economizado. Ela é mais evidente nas regiões dos furos de sondagem SP1 e SP2, que contêm um maior número de estacas pouco solicitadas. A parte complementar do volume economizado é proveniente do menor número de estacas prescritas pelos autores e é mais pronunciada nas áreas de influência dos furos SP3 e SP4, onde observam-se perfis geotecnicalemente melhores do subsolo, supostamente não adotados no projeto fornecido.

Com base em Corrêa (2011), os autores buscaram analisar os parâmetros pressão da bomba hidráulica para gerar o torque de perfuração, velocidade de rotação e velocidade de avanço do trado no decorrer da profundidade, procurando correlações com os perfis de sondagem executados no local. A análise realizada é qualitativa, através das formas gráficas, e não quantitativa, verificando-se os valores dos parâmetros. Embora seja um estudo realizado após a execução das fundações, é uma maneira de se confirmar as hipóteses de projeto baseadas nas sondagens realizadas. Utilizou-se o software GraphData para a extração dos dados dos gráficos de execução para a forma numérica. As Figuras 2, 3 e 4 apresentam as comparações gráficas entre a sondagem e os parâmetros de execução das estacas dos furos SP1, SP2 e SP4, respectivamente.

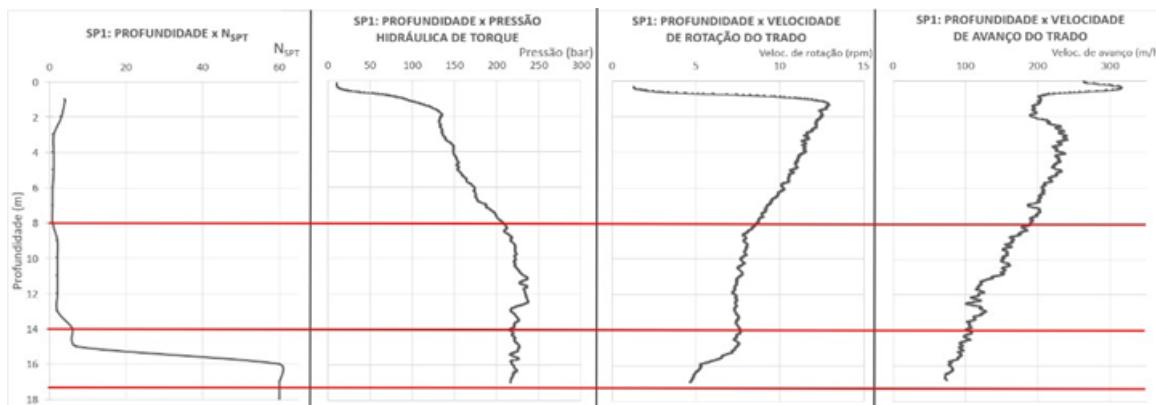


Figura 2. Gráficos comparativos entre sondagem e parâmetros de execução das estacas do furo SP1 (AUTORES, 2020).

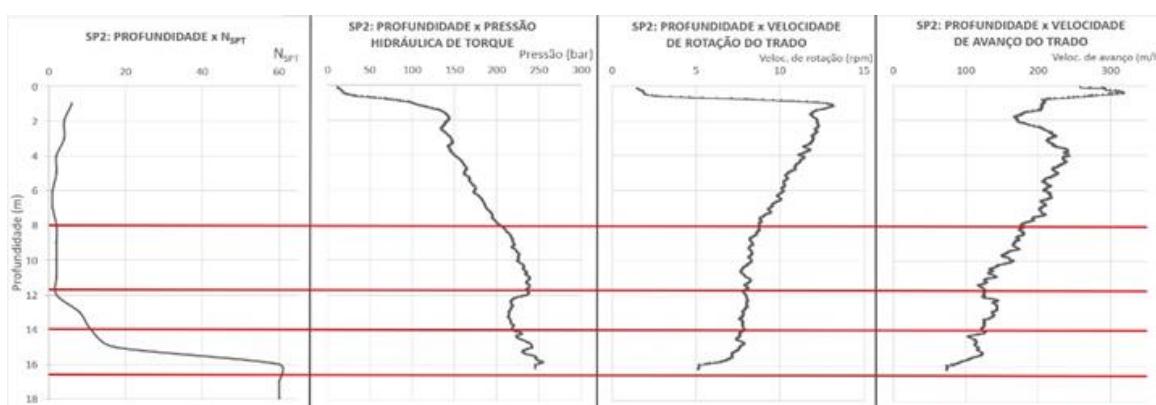


Figura 3. Gráficos comparativos entre sondagem e parâmetros de execução das estacas do furo SP2 (AUTORES, 2020).

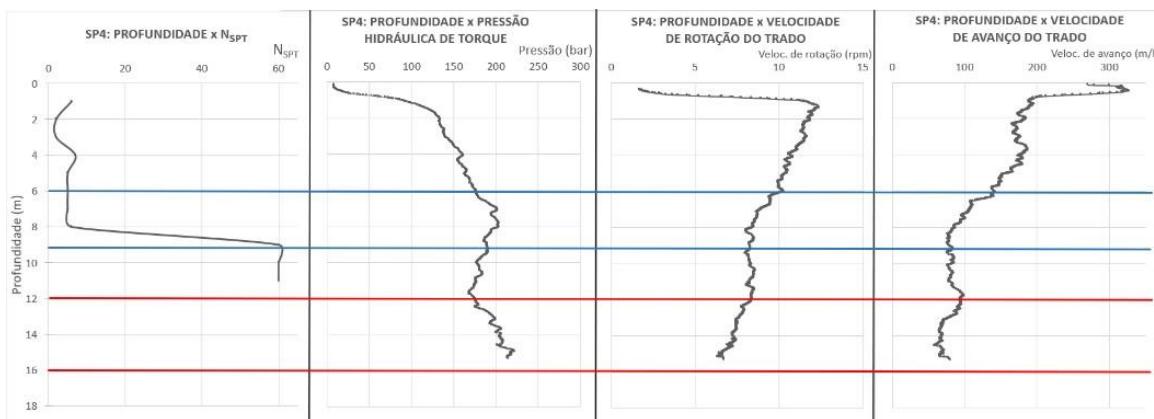


Figura 4. Gráficos comparativos entre sondagem e parâmetros de execução das estacas do furo SP4 (AUTORES, 2020).

Ao comparar os furos de sondagem com os parâmetros das estacas executadas, observou-se um aumento constante da pressão hidráulica e uma redução das velocidades de rotação e de avanço do trado nos trechos de 2 a 8 m para as sondagens SP1 e SP2. A redução das velocidades acarreta uma redução da pressão necessária na perfuração, o oposto do verificado. Sugere-se que tenha havido um ganho de resistência ao cisalhamento do solo, embora não mensurado pela sondagem SPT na penetração do amostrador padrão. Já a partir de 14 m, houve uma redução da velocidade de rotação sem uma expressiva redução na velocidade de avanço para SP1, enquanto em SP2 houve essa redução na velocidade de rotação e também na de avanço. Isso pode indicar a presença de um solo mais competente próximo a essa profundidade nas áreas de influência dos perfis SP1 e SP2, corroborando com as sondagens.

Para o furo SP4, o perfil apresentou um ganho de resistência a uma profundidade de 9 m, consideravelmente menor do que nos outros furos do canteiro. Esse ganho de resistência é respaldado por um ressalto no gráfico de pressão hidráulica enquanto as velocidades de rotação e de avanço do trado sofreram decréscimo. Porém, segundo a sondagem, a camada de solo encontrada era residual, o que divergiu do demonstrado pelos gráficos de execução, que demonstraram um ganho de resistência localizado. A camada residual teria sido alcançada mais profundamente, como observado na Figura 4, no ganho de resistência observado a partir de 12 m.

Dessa forma, nas estacas do furo SP4, nas quais eram previstos comprimentos inferiores, observou-se execuções em mais de 3 metros mais profundas que o impenetrável previsto na sondagem. As premissas de projeto (sondagem SPT) utilizadas para o dimensionamento das fundações por meio dos métodos semi-empíricos para a área de influência desse furo são, portanto, incompatíveis com o executado nesta obra.

#### 4 Conclusão

A confecção da planilha de cálculo que englobou os métodos semi-empíricos foi oportuna para a fixação do aprendizado e aplicação das metodologias para situações reais. Foi possível perceber, com isso, que um projeto de fundações abrange muito mais que a aplicação de fórmulas, como a necessidade de adoção de critérios de projeto coerentes a partir de uma análise geotécnica do contexto da obra.

Em relação ao dimensionamento, as capacidades de carga pelo método de Aoki-Velloso (1975) foram consideravelmente maiores que as obtidas pelo método de Décourt-Quaresma (1978), pois este último incorpora coeficientes de segurança globais de valores 1,3 para a resistência lateral e 4,0 para a resistência de ponta. A resistência de ponta da estaca assume considerável parcela da carga em subsolos como o estudo, sendo minorada por um fator de segurança elevado.

Já em relação à comparação entre os dimensionamentos, são oportunas algumas reflexões. Com a otimização dos diâmetros das estacas pouco solicitadas, foi gerada uma economia para obra na quantidade de concreto utilizado. Entretanto, a maior parte dessa economia foi ocasionada pelo número notoriamente menor de estacas propostas pelo dimensionamento autorral. Essa diferença de número de estacas foi vista em menor número na região do furo SP1, considerado pior do ponto de vista geotécnico, e, em maior, no furo SP4,



considerado o melhor nesse aspecto. Dessa forma, é possível supor que o projetista do empreendimento tenha adotado os dados do perfil de sondagem SP1 para todo o seu dimensionamento.

A análise comparativa com os boletins de sondagem, todavia, mostrou que a execução das estacas se diferenciou das expectativas de projeto dos autores. A provável adoção dos dados do perfil de sondagem geotecnicamente pior pelo projetista do empreendimento para o dimensionamento das fundações de todo o canteiro foi, então, razoável, embora tenha acarretado um aumento de custos para o restante da obra.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Antunes, W. R.; Tarozzo, H. (1998) *Estaca tipo hélice contínua*. In: Hachich, W.; Falconi, F. F.; Saes, J. L.; Frota, R. G. Q; Carvalho, C. S.; Niyama, S. (Ed.). Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, p. 345-348
- Aoki, N. (2005) Segurança e confiabilidade de fundações profundas. In: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 1., 2005, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pontes e Estruturas, p. 1-15.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1983). NBR 8036. *Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios*. Rio de Janeiro, 3 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). NBR 6122: *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, 91 p.
- Cintra, J. C. A.; Aoki, N. (2010) *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos, 96 p.
- Corrêa, C. N. (2011) *Acompanhamento de estacas hélice contínua monitorada*. São Paulo: ZF & Engenheiros Associados S/S, 9 p. Disponível em: <[https://zfsolos.com.br/images/Trabalhos\\_Publicacoes/Trabalho\\_de\\_H%C3%83%C2%A9lice.pdf](https://zfsolos.com.br/images/Trabalhos_Publicacoes/Trabalho_de_H%C3%83%C2%A9lice.pdf)>. Acesso em 16 set. 2019.
- Magalhães, P. H. L. (2005) *Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalques de estacas hélice contínua via provas de carga*. Dissertação de mestrado. Brasília: Universidade de Brasília, 270p. Disponível em: <[http://repositorio.unb.br/bitstream/10482/6656/1/2005\\_Paulo%20Henrique%20Louren%C3%A7a%20Magalh%C3%A3es.pdf](http://repositorio.unb.br/bitstream/10482/6656/1/2005_Paulo%20Henrique%20Louren%C3%A7a%20Magalh%C3%A3es.pdf)>. Acesso em 28 jan. 2020.
- Marangon, M. (2018) *Geotecnia de fundações*. 170 f. Notas de aula da disciplina TRN 074 - Geotecnia de fundações e obras de terra. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/pagina-do-aluno/notas-de-aula/geotecnia-de-fundacoes-e-oberas-de-terra-20173/>>. Acesso: 28/02/2020
- Polido, U. F. (2013) Experiência com Estaca Hélice Contínua na Região Sudeste - Algumas questões práticas. In: Conferência Em Tecnologia De Fundações, 1., São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS.
- Quaresma, A. R.; Décourt, L.; Quaresma Filho, A. R.; Almeida, M. de. S. S. de; Danziger, F. (1998) *Investigações geotécnicas*. In: Hachich, W.; Falconi, F. F.; Saes, J. L.; Frota, R. G. Q; Carvalho, C. S.; Niyama, S. (Ed.). Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, p. 119-162.
- Veloso, de A.; Lopes, F. de R. (2011) *Fundações: critérios de projetos, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. São Paulo: Oficina de Textos, 568 p.