

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/273

## Análise do Dimensionamento de Estacas Escavadas para um Edifício de Médio Porte, na Cidade de Juiz de Fora - MG

Rodrigo Gava de Oliveira Barreto

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

Juliane Cristina Gonçalves

Professora, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brasil, juliane.goncalves@ufjf.br

**RESUMO:** O projeto de fundações é extremamente importante na concepção de uma edificação, pois as fundações transferem as solicitações da superestrutura para o terreno. As fundações profundas são alternativas quando não há possibilidade de se adotarem fundações superficiais. As estacas escavadas possuem uma grande vantagem no que diz respeito à inexistência de choques, o que as tornam particularmente indicadas em regiões densamente construídas. No presente trabalho, realiza-se o dimensionamento geotécnico de fundações em estacas escavadas e a comparação com o projeto de fundação de um edifício, desenvolvido por profissionais do mercado. A partir do perfil geotécnico do terreno e das solicitações nos pilares do edifício, elaborou-se uma planilha autoral de cálculo que contempla os métodos semiempíricos de Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma. Foram encontrados valores maiores de capacidade de carga geotécnica através do primeiro método se comparado aos obtidos pelo segundo método. Além disso, observou-se uma economia por meio da comparação com o dimensionamento de fundações apresentado pelos profissionais do mercado. Entretanto, vale ressaltar que esse estudo se restringe ao dimensionamento geotécnico, não contemplando o dimensionamento estrutural (inclusive equilíbrio/estabilidade do conjunto estrutura e fundação). No que diz respeito aos recalques, notou-se uma maior tendência de uniformização na bacia de recalques com o aumento do comprimento das estacas, pois atingiram solo residual de maior resistência.

**PALAVRAS-CHAVE:** Fundações, Dimensionamento Geotécnico, Estacas Escavadas.

**ABSTRACT:** The foundation design is extremely important in the conception of a building, as foundations transfer the demands of the superstructure to the ground. Deep foundations become alternatives when it is not possible to adopt shallow foundations. Bored piles have a significant advantage in terms of the absence of impacts, making them particularly suitable in densely constructed regions. In this study, the geotechnical sizing of foundations using bored piles is carried out, and a comparison is made with the foundation design of a building developed by industry professionals. Based on the geotechnical profile of the terrain and the loads on the building's columns, an original calculation spreadsheet was created, incorporating the semi-empirical methods of Aoki & Velloso and Décourt & Quaresma. Higher values of geotechnical load-bearing capacity were found using the first method compared to those obtained with the second method. Additionally, an economic advantage was observed in comparison with the foundation sizing presented by industry professionals. However, it is important to note that this study is limited to geotechnical sizing and does not include structural sizing (including the equilibrium/stability of the structure and foundation ensemble). Regarding settlements, a greater tendency for uniform settlement basins was observed with the increase in pile length, as they reached more resistant residual soil.

**KEYWORDS:** Foundation, Geotechnical Sizing, Bored Piles.

### 1 INTRODUÇÃO

A fundação é o elemento ou peça de estrutura responsável por transferir as solicitações da superestrutura para o terreno. Essa transferência deve ser feita de forma adequada, isto é, sem gerar problemas para a superestrutura como, por exemplo, dano estrutural em alvenarias, problema funcional e estético, inclinação de

edificações etc. O requisito de segurança com relação à ruptura corresponde à verificação do estado limite último (ELU), enquanto o de recalques corresponde à verificação do estado limite de serviço (ELS).

As fundações são classificadas em superficiais (ou diretas ou rasas) e em profundas. As fundações profundas são alternativas quando não há possibilidade de se adotarem fundações superficiais.

As fundações profundas transmitem a solicitação ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a 8 vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo a três metros (NBR 6122/2022).

As estacas escavadas, as quais são usadas na obra do presente estudo, possuem uma grande vantagem no que diz respeito à inexistência de choques, o que as tornam particularmente indicadas em regiões densamente construídas.

Um dos aspectos imprescindíveis para o projeto de fundações é o conhecimento adequado do perfil do terreno. Em função da diversidade de equipamentos e procedimentos disponíveis no mercado brasileiro, estabelece-se um plano racional de investigação. Conhecimento, experiência, normas e práticas regionais devem ser consideradas durante o processo de “julgamento geotécnico”. Na etapa do projeto executivo, a programação de sondagens deve satisfazer a exigências mínimas que garantam o reconhecimento detalhado das condições do terreno. Nesse sentido, no Brasil, a norma técnica NBR 8036 da ABNT (1983) estabelece parâmetros para a investigação geotécnica relacionada ao escopo de fundações como número mínimo de sondagens por área de projeção da edificação, localização das sondagens etc.

De acordo com Cintra & Aoki (2010), as fórmulas teóricas normalmente não são confiáveis na estimativa da capacidade de carga de fundações por estacas. Assim, muitos autores têm proposto métodos baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga. O método de Aoki & Velloso (1975) foi desenvolvido originalmente correlacionando resultados dos ensaios de penetração do cone (CPT – *Cone Penetration Test*) e dos ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) para avaliar as tensões limite de carga última de ponta e de fuste. Já o método semiempírico de Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996), para a estimativa da carga última de estacas, correlaciona somente os dados obtidos por meio de sondagens a percussão (SPT).

Ainda segundo Cintra & Aoki (2010), uma vez conhecidos o valor da carga estrutural da estaca e o valor da carga geotécnica admissível, deve-se adotar o menor deles para garantir segurança ao elo mais fraco do sistema (elemento geotécnico ou elemento estrutural).

Neste artigo, apresenta-se o dimensionamento de fundações em estacas escavadas e a comparação com o projeto de fundação de um edifício, desenvolvido por profissionais do mercado, tanto no que diz respeito à capacidade de carga quanto recalques. Ressalta-se que o estudo se restringe ao dimensionamento geotécnico, não contemplando o dimensionamento estrutural (inclusive equilíbrio/estabilidade do conjunto estrutura e fundação).

## 2 CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO E SUAS FUNDAÇÕES

Localizado na cidade de Juiz de Fora, no estado de Minas Gerais, o edifício em estudo é residencial em concreto armado e possui 8 pavimentos, quais sejam: um pavimento de garagem, seis pavimentos-tipo (último cobertura) e o pavimento ático. A Figura 1 mostra o modelo 3D da edificação.

As solicitações dos 24 pilares que chegam ao nível da fundação variam de 85 até 930 kN. As fundações são em estacas escavadas com diâmetro de 40 cm e comprimentos variando de 11 a 12 metros.



Figura 1. Modelo Tridimensional do Edifício.

### 3 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO TERRENO

Foram realizadas, para o desenvolvimento do projeto, duas sondagens a percussão. A planta de locação (croqui) correspondente encontra-se indicada na Figura 2.

A partir do furo de sondagem SP01 (Figura 3), nota-se o nível d'água nos metros iniciais da perfuração, com sua profundidade variando de 1,6 a 2,0 metros. O solo apresenta-se bastante heterogêneo e de formação sedimentar aluvionar. Observa-se nos 2,8 metros iniciais de perfuração uma camada de argila siltosa com consistência muito mole a mole, com areia fina e pedregulhos. De 3,0 a 4,5 metros, encontra-se um solo composto por areia grossa e média com compactidade variando de fofa a medianamente compacta, com pedregulhos cinza claro. Ressalta-se que nesta camada, mais especificamente na profundidade de 3,5 metros, há um valor pontual e elevado de resistência, que é seguido por camadas de solo com valores de resistência muito inferiores. Na profundidade de 4,5 a 8,0 metros, encontra-se uma camada residual de silte arenoso cinza claro, com areia fina e média, classificado como fofo. Por fim, de 8,0 a 12,5 metros, onde ocorre o final da perfuração pela impenetrabilidade do trépano, é encontrado um solo residual composto por silte arenoso arroxeadado, com areia média, pouco compacto e medianamente compacto. Para esta última camada, há um crescimento nos valores de índice de resistência (N) do ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) até o limite da perfuração, igualando-se ao valor atípico de compactidade encontrado anteriormente na profundidade de 3,5 metros.

O furo de sondagem SP02 segue o mesmo padrão do furo SP01, com a mesma posição do nível d'água. A primeira camada de solo atinge a profundidade de 2,6 metros e é composta por argila siltosa muito mole com areia fina. Subjacente, tem-se uma camada de areia fina e média até a profundidade de 4,5 metros, classificada de fofa a medianamente compacta. Na última camada, entre 4,5 até 6,8 metros (impenetrável ao trépano), encontra-se um silte arenoso residual cinza claro, com areia fina, fofo e medianamente compacto.

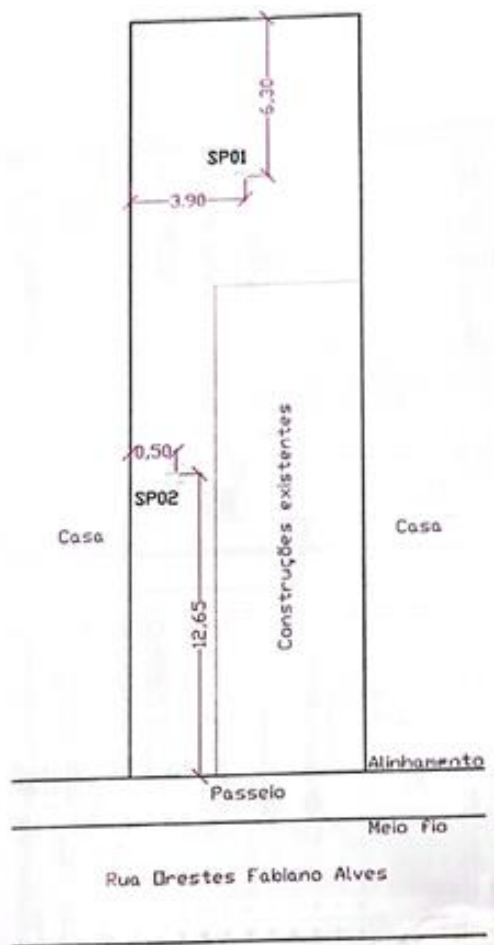


Figura 2. Planta de Locação (Croqui) dos Furos de Sondagens Realizados.

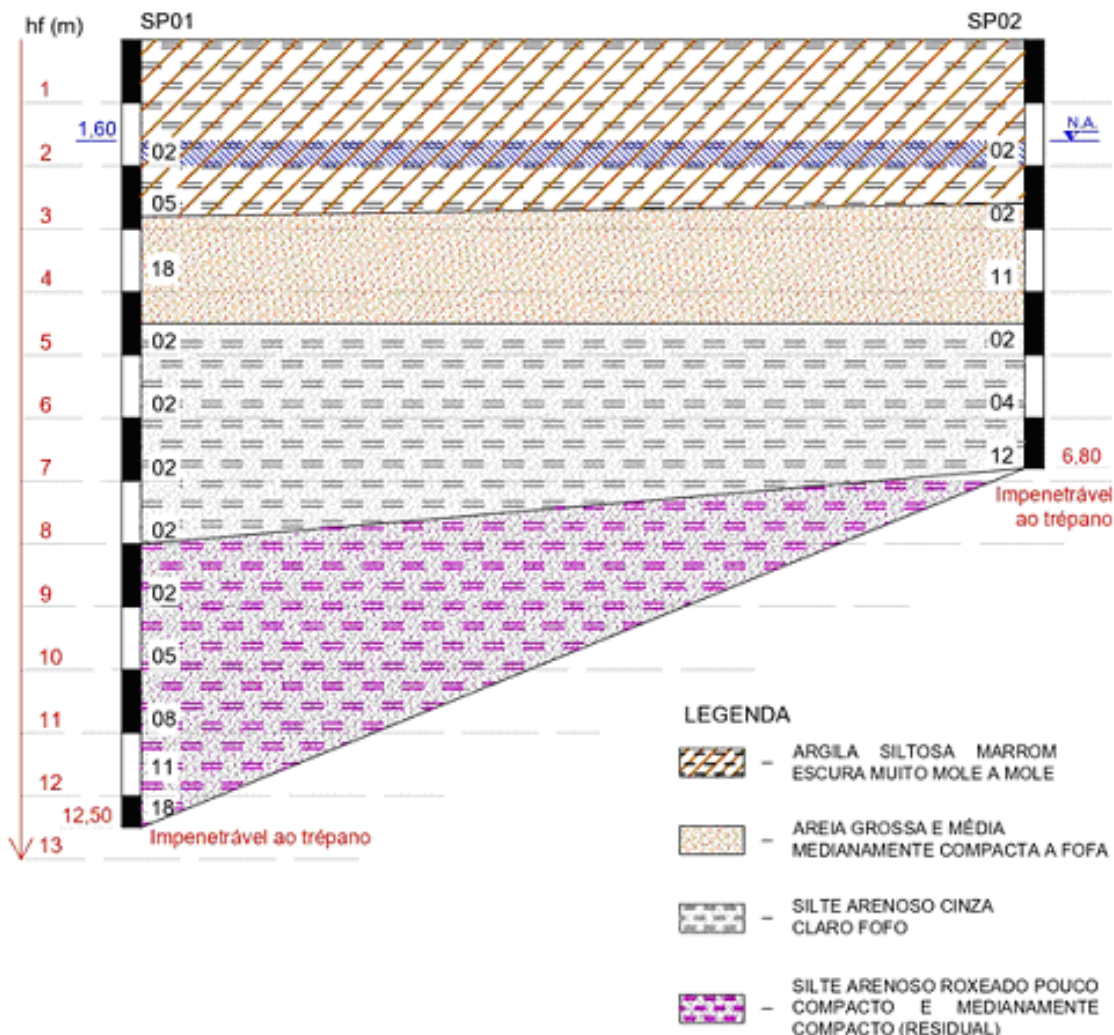


Figura 3. Perfil Geotécnico ao Longo dos Furos SP01 e SP02.

#### 4 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DAS FUNDAÇÕES

O dimensionamento geotécnico das fundações do edifício em estudo é realizado através dos métodos semiempíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996). Para tanto, desenvolve-se uma planilha de cálculo autoral no *Microsoft Excel* com o intuito de otimizar o dimensionamento pelos métodos citados.

Para o método de Aoki & Velloso (1975), são fornecidos para a planilha o valor do índice de resistência (N), o tipo de solo, o coeficiente K e a razão de atrito  $\alpha$  a cada metro. Fornecem-se, também, os fatores de correção F1 e F2 que valem, respectivamente, 3 e 6 para a estaca escavada, além do diâmetro da estaca (40 cm). Finalmente, calcula-se a capacidade de carga geotécnica admissível a partir da contribuição da parcela de atrito lateral ao longo do fuste e da parcela de resistência de ponta e emprego do fator de segurança global igual a 2 (NBR 6122/2022).

Para o método de Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996), são fornecidos o valor do índice de resistência (N), o tipo de solo, o valor de  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo a cada metro. Fornecem-se, ainda, o valor do coeficiente C e  $\alpha$  em função do tipo de estaca e tipo de solo, além do diâmetro da estaca (40 cm). Dessa forma, calcula-se a capacidade de carga geotécnica a partir da contribuição da parcela de resistência de atrito lateral ao longo do fuste (sem levar em conta o valor de N usado na avaliação da resistência de ponta) e da parcela de resistência de ponta (com N médio obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior).

Ressalta-se que, conforme proposto por Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996), foram adotados valores de  $N$  no mínimo igual a três. Para a estimativa da capacidade de carga geotécnica admissível foram comparados os resultados empregando-se os fatores de segurança global igual a 2 (NBR 6122/2022) e os fatores de segurança parciais de 4 e 1,3, respectivamente, para a resistência de ponta e para o atrito lateral. Adotou-se o menor entre os dois critérios mencionados.

Em ambos os métodos semiempíricos, foram usadas as informações do furo de sondagem SP01, uma vez que o mesmo apresenta menores valores de índice de resistência ( $N$ ) ao longo da profundidade. O valor de  $N = 18$  (entre a profundidade de 3 e 4 metros) foi substituído por  $N = 2$ , pois o valor de  $N = 18$  é pontual e alto se comparado com os valores bem inferiores nas profundidades subsequentes (da ordem de  $N = 2$ ). Em outras palavras, o valor de  $N = 18$  foi atípico no perfil geotécnico. O valor de  $N = 2$  foi assim definido por se tratar de um solo de formação sedimentar aluvionar (Marangon, 2023). Para a situação de impenetrável ao trépano, a qual não foi caracterizada, adotou-se um valor de  $N = 40$ . Dessa forma, trabalhou-se sempre a favor da segurança. Vale mencionar, ainda, que foi considerado um bloco de coroamento de altura de 1 metro em todas as situações.

Ainda para compor o dimensionamento geotécnico, com o intuito de verificar a segurança com relação ao estado limite de serviço (ELS), foram realizadas estimativas de recalques através da proposta de Poulos & Davis (1980), baseada em procedimento numérico, a qual emprega as equações de Mindlin (1936). Para tais estimativas também foram usadas as informações do solo do furo de sondagem SP01, além da solicitação em cada estaca, diâmetro e comprimento.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir da planilha autoral de cálculo, estimou-se a capacidade de carga geotécnica admissível pelo método de Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996) – 525 kN – menor que o de Aoki & Velloso (1975) – 637 kN. A diferença entre os dois métodos foi da ordem de 20%.

Até a profundidade de aproximadamente 12 metros, o perfil do solo apresenta baixos valores de  $N$ .

A Figura 4 mostra os valores de resistência lateral acumulados ao longo da profundidade para os dois métodos. Embora o método de Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996) apresente menor resultado de capacidade de carga geotécnica admissível, o mesmo apresenta maiores valores de resistência lateral acumulada ao longo da profundidade. Trata-se de um método que conta mais com a resistência (atrito) lateral.

Nota-se que a parcela preponderante na capacidade de carga geotécnica foi a de ponta para os dois métodos estudados.

Pode-se inferir que o valor de capacidade de carga geotécnica admissível pelo método de Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996) foi menor especialmente por conta dos fatores de segurança parciais de 1,3 e 4, respectivamente, para o atrito lateral e para a resistência de ponta. Esse método não privilegia a ponta.

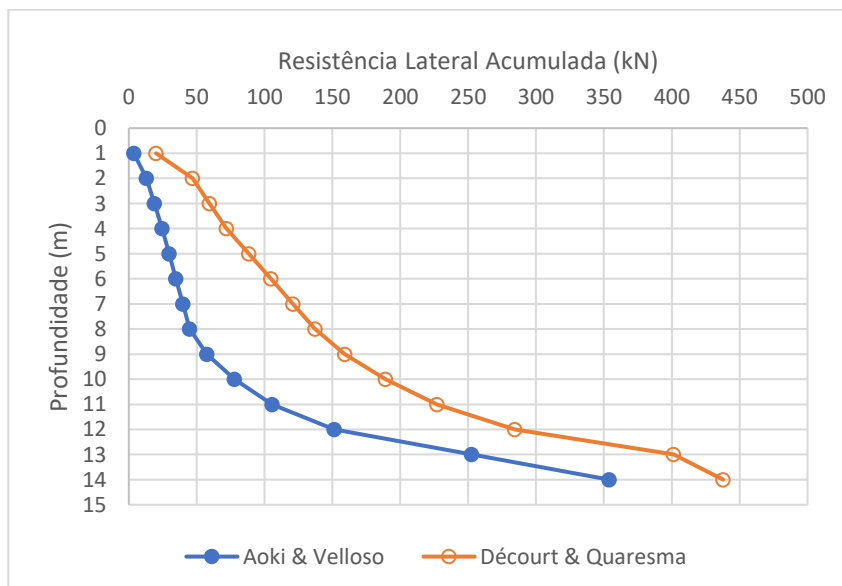


Figura 4. Resistência Lateral Acumulada ao Longo da Profundidade.

A Tabela 1 apresenta uma comparação entre o dimensionamento dos projetistas do mercado e dos presentes autores.

Tabela 1. Comparação entre o Dimensionamento dos Projetistas do Mercado e dos Presentes Autores.

Pilar	Carga (kN)	Ø estaca (cm)	Dimensionamento Projetista		Dimensionamento Autores	
			Ne*	Prof. de assentamento (m)	Ne*	Prof. de assentamento (m)
P1	283	40	2	11	1	14
P3	434	40	3	11	1	14
P4	322	40	2	11	1	14
P5	381	40	2	12	1	14
P6	512	40	3	12	1	14
P7	476	40	3	11	1	14
P8	331	40	2	12	1	14
P11	930	40	6	11	2	14
P12	287	40	2	11	1	14
P13	287	40	2	11	1	14
P14	638	40	4	11	1	14
P17	399	40	4	11	1	14
P18	481	40	3	11	1	14
P19	490	40	3	11	1	14
P20	564	40	4	11	1	14
P22	357	40	2	12	1	14
P30	575	40	3	12	1	14
P32	106	40	1	11	1	14
P33	783	40	5	11	2	14
P34	490	40	3	11	1	14
P35	543	40	3	12	1	14
P38	855	40	5	12	2	14
P40	530	40	3	12	1	14
P50	85	40	1	11	1	14
		Σ =	71		Σ =	27

\* Ne = número de estacas

A partir da Tabela 1, nota-se que os projetistas propuseram a execução de 71 estacas escavadas de diâmetro igual a 40 cm e com comprimentos de 11 e 12 metros. Os autores do presente estudo propõem a execução de 27 estacas escavadas de diâmetro também igual a 40 cm e com comprimento de 14 metros. Assim, as estacas ficariam embutidas em um solo residual mais resistente. Além disso, tem-se um projeto mais econômico, uma vez que o volume de concreto seria da ordem de 47 m<sup>3</sup> enquanto na proposta dos projetistas seria de aproximadamente 99 m<sup>3</sup>, ou seja, na proposta dos projetistas, gasta-se praticamente o dobro de concreto.

No que tange aos recalques, o maior valor estimado pelos projetistas foi da ordem de 8 mm. Os autores do presente trabalho estimaram o maior valor de recalque, a partir da proposta de Poulos & Davis (1980), menor que 1 mm. Tal valor se deve à maior profundidade proposta de assentamento da estaca (14 metros), a qual atinge um solo residual mais resistente. De qualquer forma, todos os valores são menores que o admissível proposto por Meyerhof (1976) para estacas. A situação mais crítica de recalque distorcional apresentada pelos projetistas foi 1/420, enquanto que pela estimativa autoral foi 1/33333. Vale mencionar que Bjerrum (1963) classifica 1/500 o limite de segurança para edifícios em que não são admitidas fissuras e 1/300 o limite em que são esperadas as primeiras fissuras em paredes divisórias.

As Figura 5 e 6 ilustram, respectivamente, a bacia de recalques do projetista e autoral. Essas bacias facilitam a visualização dos recalques estimados.

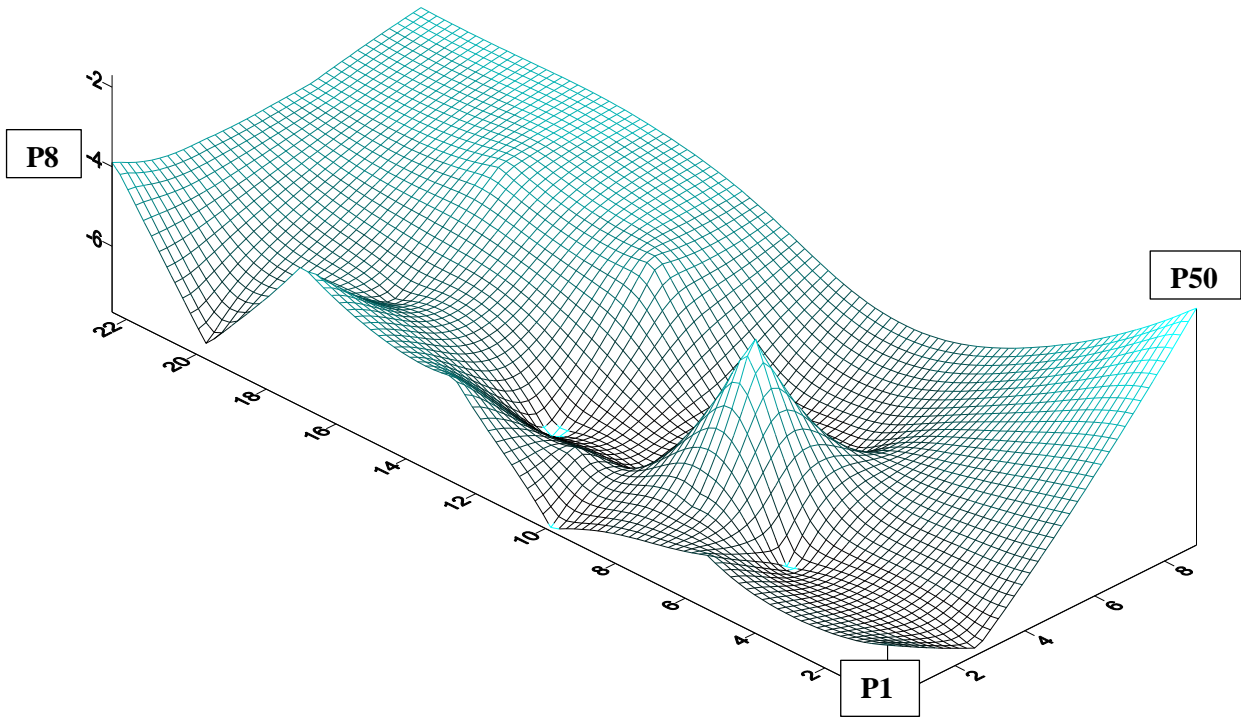


Figura 5. Bacia de Recalques Estimados (mm) pelos Projetistas.

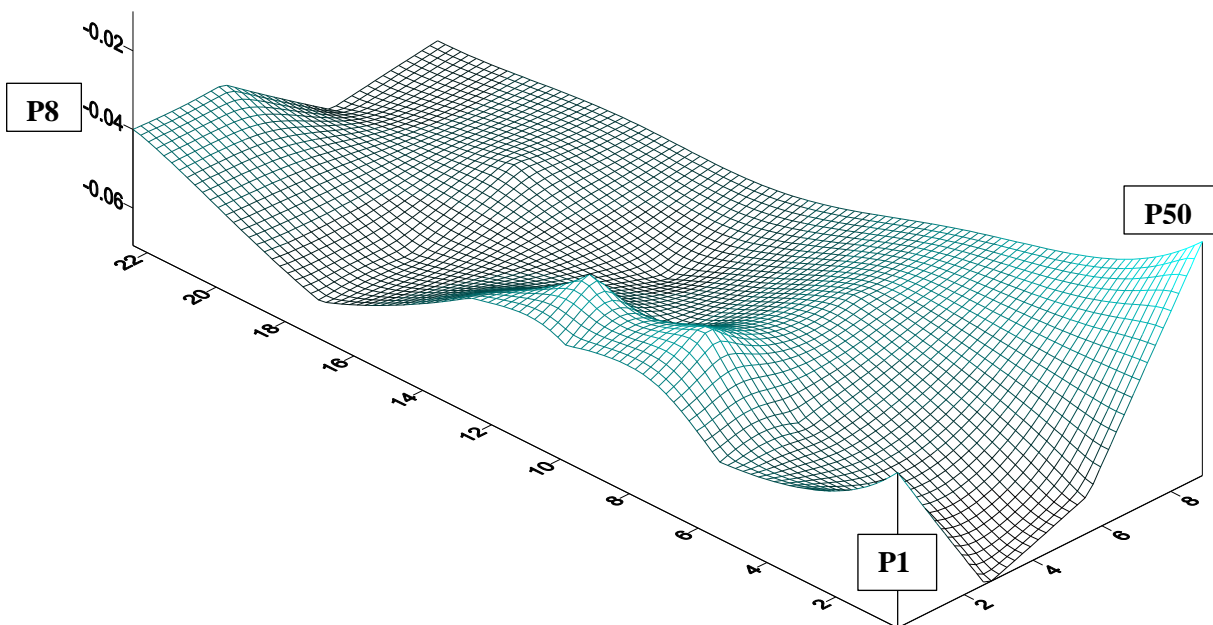


Figura 6. Bacia de Recalques Estimados (mm) pelos Autores.

A partir das Figuras 5 e 6, percebe-se uma maior uniformização dos recalques estimados pelos autores do presente estudo.

## 6 CONCLUSÕES

Enumeram-se as seguintes conclusões:

- (i) A elaboração da planilha de cálculo contemplando os métodos semiempíricos possibilitou uma agilidade nas análises geotécnicas do caso real de obra. Dessa forma, pode-se tomar decisões rápidas para que se tenha um projeto geotécnico seguro.
- (ii) A capacidade de carga geotécnica admissível pelo método de Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996) foi menor que pelo método de Aoki & Velloso (1975). A diferença entre os dois métodos semiempíricos foi da ordem de 20%.
- (iii) Como os valores de N (índice de resistência) do ensaio SPT são baixos até a profundidade de aproximadamente 12 metros, constatou-se que a parcela preponderante na capacidade de carga geotécnica foi a de ponta para os dois métodos semiempíricos estudados.
- (iv) O método de Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996) apresentou um resultado mais conservativo de capacidade de carga geotécnica admissível especialmente por causa do fator de segurança parcial, 4, para a resistência de ponta. Esse método não privilegia a resistência de ponta.
- (v) No que diz respeito à comparação entre os dimensionamentos, percebeu-se que com o aumento do comprimento da estaca de 11 ou 12 metros para 14 metros existe uma economia significativa de concreto. Tal economia se deve ao considerável menor número de estacas propostas pelo dimensionamento autoral. Entretanto, vale mencionar que o presente estudo se restringe ao dimensionamento geotécnico, não contemplando o dimensionamento estrutural, inclusive equilíbrio/estabilidade do conjunto estrutura e fundação. Assim, é possível supor que os projetistas do empreendimento tenham adotado número maior de estacas e profundidades menores de assentamento por conta dessas análises adicionais (dimensionamento estrutural e equilíbrio/estabilidade do conjunto estrutura e fundação).
- (vi) Com relação aos recalques estimados, notou-se uma maior tendência de uniformização na bacia de recalques com o comprimento das estacas maior (14 metros), pois atingiram solo residual mais resistente.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1983). NBR 8036. *Programação de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos para Fundações de Edifícios*. Rio de Janeiro.
- 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: PAN AMERICAN CSMFE, 5., Buenos Aires, v. 1, pp. 367-376.
- Bjerrum, L. (1963) Interaction between Structure and Soil. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, p. 135-137.
- Cintra, J. C. A. & Aoki, N. (2010) *Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos, 96 p.
- Décourt, L. (1982) Prediction of the Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on Values of the SPT. In: European Symposium on Penetrating Test, 2., Amsterdam, v.1, pp. 29-34.
- Décourt, L. (1996) Análise e Projeto de Fundações Profundas: Estacas. In: Hachich *et al.* (eds.). *Fundações: Teoria e Prática*. São Paulo: Pini, pp. 265-301.
- Décourt, L. & Quaresma, A. R. (1978) Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT. In: CBMSEF, 6., Rio de Janeiro, v.1, pp. 45-53.
- Marangon, M. (2023) Comunicação pessoal.
- Meyerhof, G. G. (1976) Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation. The Eleventh Terzaghi Lecture, Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 102, n. GT3, p. 195-228.
- Mindlin, R. D. (1936) Force at a Point in the Interior of a Semi-infinite Solid. Physics, v. 7.
- Poulos, H. G. & Davis, E. H. (1980) *Pile Foundation Analysis and Design*. New York: Wiley.