DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.5/69

Fundações do Shopping Manhattan em Brasília – Caso de Obra

Silvia Gomes Fernandes Polido Lemos
Consultora, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil, silvia.polido@geoconsult.com.br

Tayro Zonta Nascimento
Consultor, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil, tayro@geoconsult.com.br

Uberescilas Fernandes Polido
Consultor, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil, uberescilas@geoconsult.com.br

RESUMO: O trabalho apresenta o estudo de caso do empreendimento Shopping Manhattan, em Brasília, composto por três torres com 20 pavimentos e embasamento com 06 pavimentos sendo 03 subsolos, totalizando área construída de aproximadamente 65.000 m². A implantação dos subsolos envolveu escavações de até 11 m de profundidade, sendo cerca de 7 m abaixo do nível d'água, demandando contenção em cortina de estacas secantes atirantadas e sistema de drenagem de fundo com trincheiras drenantes e poços com bombeamento automático. A investigação geotécnica incluiu sondagens SPT e Rotativas, ensaios laboratoriais, ensaios de infiltração e geofísica por eletrorresistividade, permitindo identificar veios de solo de menor resistência intercalados em camadas de siltito. As fundações foram projetadas em sapatas isoladas apoiadas em solo silto-argiloso de consistência rija a dura e em metassiltito fraturado, com controle de qualidade do terreno por ensaios com Penetrômetro Dinâmico Manual. O desempenho foi avaliado por provas de carga com placa e monitoramento de recalques, que variaram entre 10 e 15 mm, inferiores ao limite de projeto de 25 mm, indicando comportamento satisfatório das fundações.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações em Sapatas, Eletrorresistividade, Penetrômetro Dinâmico Manual, Prova de Carga com Placa.

ABSTRACT: This paper presents a case study of the Shopping Manhattan development in Brasília, comprising three 20-storey towers and a six-storey podium with three basement levels, totaling approximately 65,000 m² of built area. The basement construction involved excavations up to 11 m deep, of which about 7 m below the groundwater table, requiring a secant pile wall supported by anchors and an underdrainage drainage system consisting of drainage trenches and wells equipped with automatic pumping systems. The geotechnical investigation program included SPT and rotary boreholes, laboratory and infiltration tests, and electrical resistivity surveys, which allowed the identification of weaker soil seams interbedded within siltstone layers. The foundations were designed as isolated spread footings founded on stiff to hard silty-clayey soil and fractured metasiltstone, with quality control carried out using Manual Dynamic Penetrometer tests. Performance was assessed through plate load tests and settlement monitoring, which indicated settlements ranging from 10 to 15 mm, below the design limit of 25 mm, thus confirming the satisfactory foundation performance.

KEYWORDS: Spread footings, Electrical resistivity, Manual Dynamic Penetrometer, Plate load test.

1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho apresenta o estudo de caso das fundações do empreendimento Shopping Manhattan, abordando a investigação geotécnica do terreno, a metodologia adotada no projeto geotécnico das sapatas,

definição de cotas de apoio e a verificação de desempenho por meio de provas de carga com placa e do monitoramento de recalques.

O empreendimento está localizado no Bairro Águas Claras em Brasília - DF, sendo constituído por 03 (três) Torres de 20 (vinte) pavimentos e Embasamento com 06 (seis) pavimentos e 03 (três) subsolos, totalizando uma área construída de cerca de 65.000 m².

Para caracterização do perfil geotécnico foi realizada investigação geotécnica detalhada, compreendendo sondagens do tipo SPT e Mistas, com obtenção de amostras de rochas brandas, ensaios de infiltração ensaios de laboratório e ensaios geofísicos de eletrorresistividade. O perfil geotécnico foi caracterizado como sendo basicamente de formação sedimentar, com camadas de solos silto-argilosos, de consistência média a dura, até atingir o impenetrável a percussão, entre as profundidades de 9,0 e 15,0 m. O nível d'água apresentou sazonalidade significativa, quando se observam leituras feitas em diferentes períodos do ano, com elevação de até 2,50 m durante a época de chuvas.

Um aspecto interessante do terreno, que mereceu investigação minuciosa, foi a ocorrência aleatória de veios de silte argiloso de consistência média, de cor branco, entremeado em camadas de siltito de elevada resistência. O perfil geotécnico ao nível do terceiro subsolo foi determinado por meio de investigação compreendendo modelagem bidimensional, com valores numéricos obtidos com geofísica por eletrorresistividade, e testes com Penetrômetro Dinâmico Manual (PDM), permitindo detectar os já citados veios de silte argiloso de consistência média.

Para implantação dos três subsolos foram executadas escavações de até 11,0 m de profundidade, sendo aproximadamente 7,0 m abaixo do nível d'água. A solução de contenção adotada para o escoramento lateral do terreno consistiu em uma cortina estanque de estacas secantes, atirantada em três níveis por meio de tirantes provisórios em cordoalhas. Em razão das elevadas pressões hidráulicas atuantes, adotou-se um sistema de drenagem de fundo, composto por trincheiras drenantes associadas a poços equipados com bombas de acionamento automático. Ambas as soluções estão detalhadas em Nascimento e Lemos (2026).

As fundações foram projetadas em sapatas isoladas apoiadas na camada de solo silto-argiloso de consistência dura, N_{SPT} na faixa de 40 a 50 golpes, e em algumas regiões apoiadas no impenetrável à percussão, composta pela camada de siltito ou argilito fraturado a muito fraturado (RQD de 0 a 70%) com veios de silte argiloso de consistência média. O controle de qualidade do solo de fundação, bem como a confirmação das cotas de assentamento, foram realizados utilizando testes com Penetrômetro Dinâmico Manual (PDM), seguindo a metodologia descrita por Polido e Castelo (1997), e ensaios geofísicos de eletrorresistividade.

A sequência de execução da obra compreendeu basicamente as seguintes etapas: contenção lateral do terreno com execução das estacas secantes, escavação em fases sucessivas com instalação de três linhas de tirantes provisórios, escavação localizada das cavas para execução das sapatas, implantação do sistema de drenagem de fundo e execução da estrutura com estroncamento definitivo da contenção.

A verificação da capacidade de carga e deformabilidade do terreno de fundação foi realizada por meio de provas de carga com placa, conduzidas conforme a ABNT NBR 6489 (2019). Os resultados desses ensaios permitiram avaliar o desempenho do solo de apoio e estimar os recalques associados às tensões de trabalho adotadas no projeto das sapatas. Os recalques medidos durante o período construtivo da obra apresentaram-se satisfatórios e dentro das previsões.

2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Para caracterização do perfil geotécnico do terreno foi realizada uma investigação geotécnica detalhada, compreendendo sondagens do tipo SPT e Mistas (SPT e Rotativas), obtenção de amostras de rocha branda a partir das sondagens rotativas, ensaios geofísicos de eletrorresistividade, ensaios de infiltração e ensaios de laboratório de caracterização e de resistência por compressão simples.

O perfil geotécnico caracterizado é constituído basicamente de solos sedimentares, com camadas de solos silto-argilosos, conforme apresentado na Figura 1. A Tabela 1 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização, o índice de resistência a penetração (Nspt) e a resistividade dos solos das quatro camadas típicas do perfil geotécnico. Na profundidade em torno de 10,0 a 16,0 m, ocorre o impenetrável à percussão, N_{SPT} > 40/10cm, classificado como siltito, uma rocha branda de formação sedimentar, com baixo grau de metamorfismo, grau de recuperação de 0 a 70%, e resistividade >2.000 Ohm.m, denominada por Freitas e

Campos (1999) e Silva (2011), como uma rocha de metassiltito. Os ensaios de compressão simples, realizados em corpos de prova talhados a partir de testemunhos do metassiltito resultaram em valores de resistência a compressão simples superiores a 2,5 MPa.

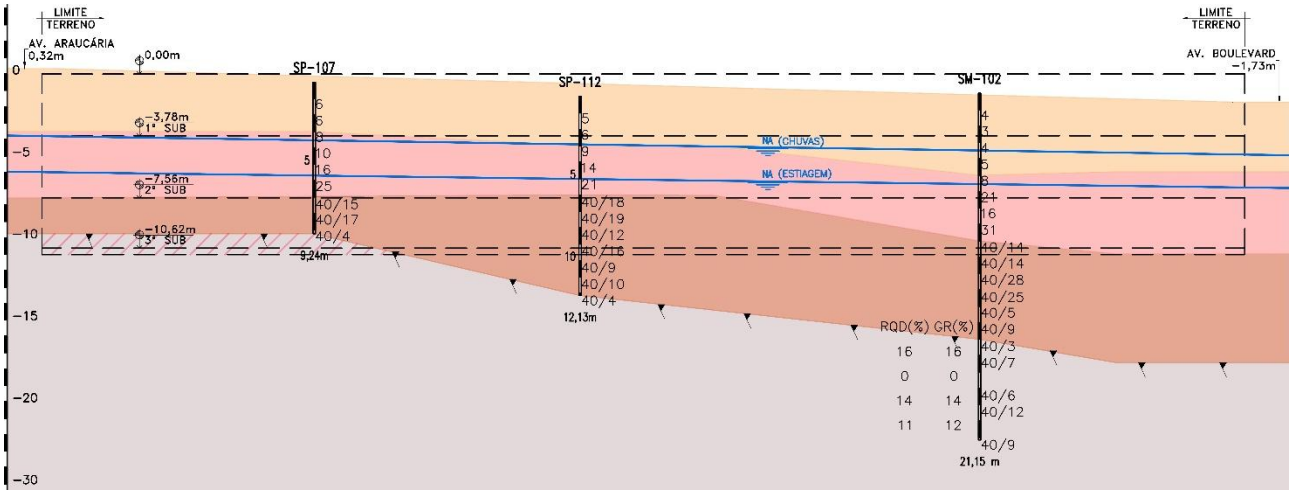


Figura 1. Perfil geotécnico típico.

Tabela 1. Caracterização das camadas de solo

Identificação da Camada	Espessura (m)	N_{SPT}	w (%)	LL (%)	LP (%)	Resistividade (Ohm.m)
1ª camada: argila arenosa e silte argiloso	3,0 a 5,0	3 a 8	32	58	32	0 a 500
2ª camada: silte argiloso	3,0 a 4,0	10 a 30	17	36	22	500 a 1.000
3ª camada: silte argiloso	3,0 a 5,0	30 a 40	16	35	21	
4ª camada: siltito	-	> 40	-	-	-	>2.000

O nível d'água (NA) apresentou sazonalidade significativa, quando se observam leituras feitas em diferentes épocas do ano, sendo detectado NA de 5,50 a 6,50 m de profundidade no período de estiagem e, de 3,0 a 4,0 m de profundidade no período de chuvas.

Foram realizados ensaios de infiltração do tipo carga variável no terreno logo abaixo do terceiro subsolo para determinação da permeabilidade horizontal do siltito. O coeficiente de permeabilidade variou de $k_h = 10^{-5}$ a 10^{-4} cm/s, seguindo a metodologia estabelecida por NAVFAC DM-7 (1971). Considerando se tratar de uma rocha metassedimentar, formada por meio de deposição e cimentação de sucessivas camadas de solo siltoso, é de se prever que a permeabilidade na vertical apresente valores inferiores a horizontal.

3 SOLUÇÃO PROJETADA

O projeto do empreendimento envolveu a implantação de três subsolos contemplando escavações de até 11,0 m de profundidade, sendo que cerca 7,0 m ocorreu abaixo do nível d'água. A solução de contenção adotada para o escoramento lateral do terreno foi uma cortina estanque de estacas secantes, atirantada em três níveis com tirantes provisórios em cordoalhas (Figura 2). Considerando o elevado nível d'água de projeto atingindo a cota da laje do 1º subsolo, optou-se pela solução de sistema de drenagem de fundo, composto por trincheiras associadas a poços equipados com bombas de acionamento automático.

Para as fundações foram projetadas sapatas isoladas, apoiadas na camada de solo silto-argiloso de consistência rija a dura e em metassiltito fraturado a muito fraturado, com tensões admissíveis variando de 0,6

a 1,0 MPa dependendo do local. A profundidade mínima de assentamento das sapatas foi especificada em 1,70m a partir do nível da laje do 3º subsolo.

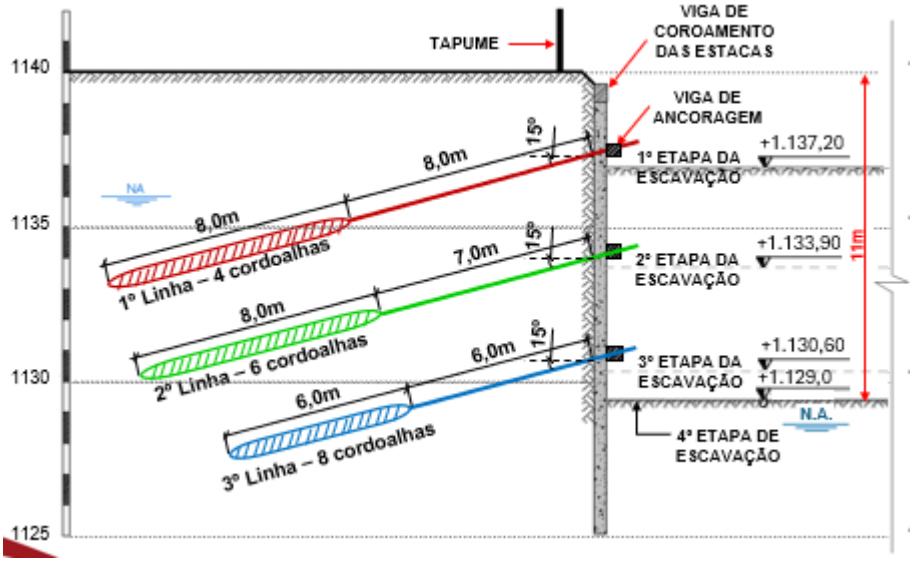


Figura 2: Cortina de estacas secantes atirantada em três níveis com tirantes provisórios em cordoalhas.

Com o desconfinamento do terreno decorrente da escavação de 11,0 m e a presença de água, era prevista uma dilatância do solo com aumento de umidade e redução de resistência. Para minimizar o problema foi especificado o lançamento imediato de uma camada de concreto simples, com 10 cm de espessura no fundo da cava logo que atingida a cota de assentamento da sapata.

A determinação da capacidade carga do solo, Estado Limite Último (ELU), foi feita com base na formula semiempírica $q_r = 0{,}08 \times N_{SPT}$ MPa (Poulos, 2017 e Décourt, 1995). Os recalques, Estado Limite de Serviço (ELS), foram estimados utilizando a teoria de Jambu *et al* (1956), modificado por Cristian e Carrier (1978), apud Simons e Menzies (2000) com o módulo de deformação do solo obtido com base na correlação $E = 2 \times N_{SPT}$ Mpa (Poulos, 2017 e Décourt, 1995). O solo de fundação em todas as sapatas da obra foi testado com Penetrômetro Dinâmico Manual (N_{PDM}) e por meio de correlação com os resultados das sondagens foram obtidos os valores de N_{SPT} correspondentes. Trabalhou-se com um recalque admissível máximo das sapatas de 25 mm. De uma forma geral a distorção angular foi limitada a 1/500, considerando que a altura dos prédios é de cerca de 70 m (Zhang and Ng, 2007).

3 EXECUÇÃO E DESEMPENHO

A sequência executiva da obra compreendeu basicamente as seguintes etapas: execução das estacas secantes, escavação em fases sucessivas com instalação de três linhas de tirantes provisórios, escavação localizada das cavas e execução das sapatas, implantação do sistema de drenagem de fundo e execução da estrutura com estroncamento definitivo das contenções. Algumas dessas etapas ocorreram de forma concomitante, à medida que a execução dos tirantes avançava, conforme ilustrado na Figura 3.

Nas regiões das Torres foram realizados ensaios com geofísica ao nível do terceiro subsolo, objetivando detectar a presença de eventuais veios do solo silto-argilosos de cor branca e baixa resistência comparado com o solo/rocha de fundação, siltito/argilito ou metassiltito de consistência dura. O comportamento anisotrópico do terreno seria devido a uma maior intemperização dos veios de solo de cor branca (Cunha e Camapum de Carvalho, 1997 apud Silva, 2011). Os resultados da investigação geofísica apontaram que esse material apresentava uma resistividade inferior a 500 Ohm.m e foi observado que era facilmente escavado com retroescavadeira. As escavações das cavas eram programadas com base nos resultados da eletrorresistividade e dos testes com PDM, que detectavam os eventuais veios desses solos silto-argilosos, de menor resistência. A estratigrafia com a presença desses materiais, que chegavam a atingir espessuras significativas, eram examinadas e, dependendo da situação, os veios brancos eram removidos (Figuras 4 e 5) e substituídos por

concreto simples, para posterior assentamento das sapatas. Em algumas poucas situações a remoção era feita em toda área, com dimensões superiores a sapata, sendo feita a substituição por concreto simples.



Figura 3. Visão geral das escavações, contenções e fundações.

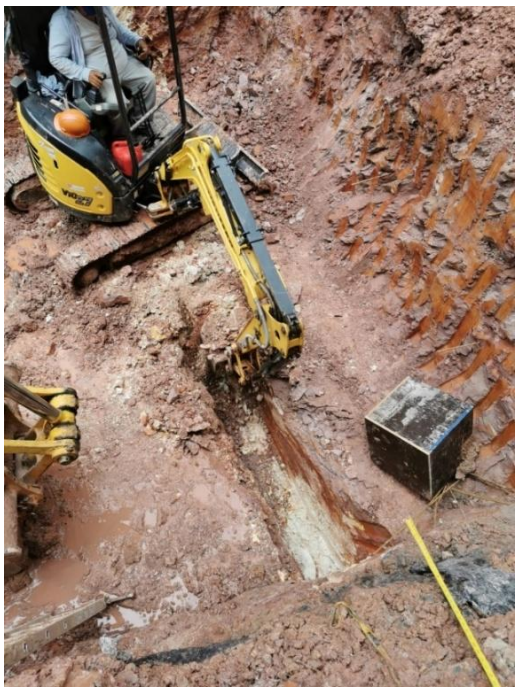


Figura 4. Início da escavação de veio de solo fraco

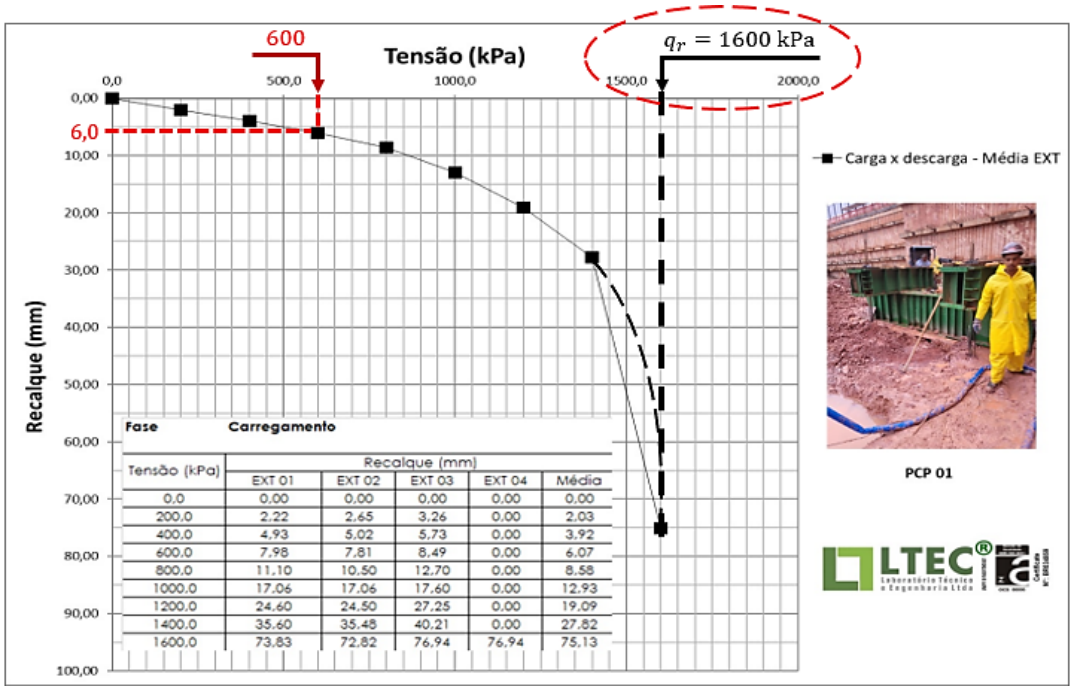


Figura 5. Solo fraco completamente removido

A verificação de desempenho das fundações e a validação da metodologia de cálculo foram realizadas através de duas Provas de Carga com Placa, com diâmetro de 80cm, seguindo as recomendações da NBR 6489

(2019). O resultado de uma das provas de carga, levada até a tensão de 1,6 MPa é apresentado na Figura 6. Os solos nos locais das provas de carga foram caracterizados e testados com ensaios PDM, permitindo a extrapolação dos resultados para outros locais do terreno e assim validar os parâmetros utilizados nas análises de capacidade de carga (ELU) e recalques (ELS) das fundações em sapatas.

A prova de carga com placa (Ø80 cm) foi conduzida na camada superficial de solo silto-argiloso saturado, fundo da cava, ainda sem reaterro (sem confinamento), com um pequeno grau de dilatância, e consequentemente um pouco mais compressível que as camadas subjacentes. Assim, a situação da Prova de Carga foi considerada mais desfavorável que o caso real das sapatas dos prédios. Nesses locais a tensão de trabalho adotada no dimensionamento das sapatas foi da ordem de 0,6 MPa. O monitoramento de recalques, realizado através de pinos instalados nos pilares das Torres, apresentou resultados plenamente satisfatórios, com valores medidos variando entre 10 e 15 mm, ou seja, inferiores aos valores máximos previstos em projeto (25 mm).



Tensão (kPa)	Recalque (mm)				
	EXT 01	EXT 02	EXT 03	EXT 04	Média
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
200.0	2.22	2.65	3.26	0.00	2.03
400.0	4.93	5.02	5.73	0.00	3.92
600.0	7.98	7.81	8.49	0.00	6.07
800.0	11.10	10.50	12.70	0.00	8.58
1000.0	17.06	17.06	17.60	0.00	12.93
1200.0	24.60	24.50	27.25	0.00	19.09
1400.0	35.60	35.48	40.21	0.00	27.82
1600.0	73.83	72.82	76.94	76.94	75.13

Figura 6. Resultado de uma prova de carga com placa Ø80cm.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho apresentou o estudo de caso compreendendo projeto, execução e verificação de desempenho das fundações do empreendimento Shopping Manhattan, em Brasília – DF. As fundações em sapatas isoladas foram assentadas em terreno de formação sedimentar constituído por camadas de solos silto-argilosos de consistência média a dura, sobrejacentes a um siltito fraturado de elevada resistência, RQD variando de 0 a 70%, com ocorrência aleatória de veios de silte argiloso de consistência média. As tensões admissíveis adotadas variaram entre 0,6 e 1,0 MPa, em função das características de resistência e compressibilidade do terreno nos locais de apoio das sapatas, e recalque admissível de até 2 5mm.

A investigação geotécnica detalhada compreendeu sondagens mistas, ensaios de infiltração, ensaios laboratoriais, ensaios geofísicos de eletrorresistividade e ensaio com Penetrômetro Dinâmico Manual (PDM), permitindo caracterizar adequadamente o perfil do subsolo e identificar a ocorrência localizada de veios aleatórios de solo de baixa resistência, com espessura de até 1,50 m, entremeados nas camadas de solos de consistência dura a muito dura. A utilização da investigação geofísica por eletrorresistividade, combinado com Penetrômetro Dinâmico Manual, se mostrou relevante na identificação dessas heterogeneidades do maciço. Durante a execução das cavas de fundação esses materiais foram removidos e substituídos por concreto simples confinado pelo solo resistente, garantindo condições adequadas de apoio para as sapatas.

A verificação de desempenho das fundações foi realizada por meio de provas de carga com placa Ø80cm, cujos resultados indicaram comportamento satisfatório do terreno de fundação. A partir da interpretação dessas provas de carga e com base nos valores de N_{SPT} estimados a partir dos ensaios com Penetrômetro Dinâmico Manual (valores de N_{PDM}), foi realizada a extrapolação dos resultados para outras regiões do terreno, permitindo validar os parâmetros utilizados nas análises de capacidade de carga (ELU) e recalques (ELS).

De modo geral, os recalques medidos variando entre 10 e 15 mm, inferiores ao limite de projeto de 25 mm, demonstraram que a solução de fundações diretas por sapatas foi tecnicamente adequada para as condições geotécnicas do local.

Destaca-se a importância da investigação detalhada em terreno heterogêneo e do controle executivo por sapata, bem como a contribuição da utilização integrada de eletrorresistividade e ensaios com Penetrômetro Dinâmico Manual (PDM) na identificação de materiais de menor resistência e na definição das condições de apoio das fundações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6489. *Solo - Prova de carga estática em fundação direta*. Rio de Janeiro.

Décourt, L. (1995) Prediction of load-settlement relationships for foundations on the basis of the SPT. In: Ciclo de Conferências Internacional "Leonardo Zeevaert", México. *Anais*... UNAM, p. 85–104.

Freitas-Silva, F. H.; Campos, J. E. G. (1999) *Geologia do Distrito Federal*. In: Inventário hidrogeológico e dos recursos hídricos superficiais do Distrito Federal. Brasília, SEMATEC; IEMA; MMA-SRA.

Simons, N.; Menzies B. (2000) *A Short Course in Foundation Engineering*, 2nd ed., Thomas Telford, London, UK.

Nascimento, T.Z, Lemos, S.G.F.P. (2026) Contenções e Sistema de Drenagem de Fundo do Shopping Manhattan em Brasília – Caso de Obra. In: Trabalho submetido ao XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2026, Brasília. *Anais*... ABMS.

NAVFAC (1971) *Design Manual: Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures (DM-7)*. Department of the Navy, Washington, D.C.

Polido, U. F.; Castello, R. R. (1997) *Investigação Geotécnica*. Apostila do Curso de Mecânica dos Solos e Fundações, CT, UFES, Vitória, ES.

Poulos, H. G. (2017) *Tall building foundation design*, CRC Press, Boca Raton, FL, USA.

Silva, C. M. (2011) *Energia e confiabilidade aplicadas aos estaqueamentos tipo hélice contínua*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, 311 p.

Zhang, L. M.; Ng, A. M. Y. (2012) Limiting tolerable settlement and angular distortion for building foundations. In: Geo-Denver 2007, Denver. *Probabilistic Applications in Geotechnical Engineering*, ASCE.