

XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
VI Conferência Sul Americana de Engenheiros Geotécnicos Jovens
XI Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia
23 a 26 de Agosto de 2022 – Campinas – SP



COBRAMSEG 2022
23 A 26 DE AGOSTO | CAMPINAS | SP | BRASIL
COBRAMSEG | SBMR | GEOJOVEM | CLBG

Influência de variáveis executivas no comportamento mecânico de microestacas tubulares autoperfurantes em solo tropical

Lucas Gabriel Lopes da Silva

Engenheiro civil, mestrando na Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, lukkasgabriel0@gmail.com

Matheus Praciano Sampaio

Engenheiro civil, mestrando na Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, sampaio.mp@live.com

Renato Pinto da Cunha

Engenheiro civil, Professor Titular na Universidade de Brasília, Brasil, rpcunha@unb.br

Paulo José Rocha de Albuquerque

Engenheiro civil, Professor Associado da Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, Campinas, pjra@unicamp.br

RESUMO: Este trabalho tem o intuito de contribuir com o conhecimento das microestacas tubulares autoperfurantes assente no solo de Brasília. Essa estaca é do tipo “moldada In loco” e para sua confecção foi utilizada uma perfuração rotativa com injeção simultânea. Foram executadas seis provas de carga com estacas isoladas e grupos de duas, três, quatro e cinco estacas. O diâmetro utilizado para as estacas isoladas foram de 200 e 260 mm e o diâmetro utilizado para as estacas em grupo foram de 130 mm. A pressão de injeção utilizada para todos os casos foi de 200 kPa e comprimento de 8 m de profundidade. Verificou-se que as características executivas podem oferecer otimização no funcionamento desses tipos de estaca, como o aumento do diâmetro e incremento do número de estacas em um bloco. Também verificou-se que esse tipo de fundação pode ser uma solução para solos porosos e de baixa resistência à penetração (SPT) como os de Brasília pois pode oferecer vantagens técnicas, econômicas e ambientais em relação a outros tipos de estacas e ainda mais em relação a sua velocidade de execução e o seu custo.

PALAVRAS-CHAVE: Microestacas tubulares, solo tropical, fundações, solos porosos.

ABSTRACT: This work aims to contribute to the knowledge of self-drilling tubular micropiles set in the soil of Brasília. This pile is of the “in loco molded” type and for its manufacture a rotary perforation with simultaneous injection was used. Six load tests were carried out with stakes and groups of two, three, four and five piles. Diameter used for 200 and 260 mm diameter piles and diameter used for 130 mm group piles. The injection pressure used for all cases was 200 kPa and a length of 8 m in depth. It was found that the executive characteristics can offer optimization in the functioning of these types of piles, such as increasing the diameter and increasing the number of piles in a block. It was also found that this type of foundation can be a solution for porous soils such as Brasilia soils because it can offer technical, favorable and environmental advantages in relation to other types of piles and even more in relation to its execution speed and its cost.

KEYWORDS: Tubular micropiles, tropical soil, foundations, porous soils.

1 Introdução

Segundo Hachich (2016) as fundações em estaca remontam aos períodos da antiguidade para servirem de apoio a construções. Na idade média já eram utilizadas estacas em madeira e também embaixo d'água. No renascimento já existiam os primeiros projetos de bate estaca feitos por Leonardo da Vinci. Contudo, as fundações só evoluíram próximas ao que são conhecidas hoje no início do século XX.

Alonso (2016) afirma que as microestacas surgiram com Fernando Lizzi na década de 1950 e foi inicialmente projetada como reforço de fundações dos prédios danificados pela segunda guerra mundial.



Assim, tornou-se uma tecnologia confiável que pode suportar uma elevada capacidade de carga axial ou lateral com o mínimo de impacto nas estruturas existentes.

Uma das vantagens das microestacas é que segundo Cabral (1986) elas podem ser utilizadas em centros urbanos para minorar ruídos, vibrações e também pela facilidade de acessar locais de difícil acesso. Veloso e Lopez (2002) corroboram essa afirmação de que essas estacas podem ser executadas com qualquer inclinação e não produz choque ou vibração e utilizam equipamentos de pequeno porte. Garcia (2006) sugere que microestacas podem ser utilizadas em inclinações variando de 0° a 90° e possui mais densidade de armadura.

No Brasil, segundo Sadalla Neto (1995) as primeiras estacas injetadas foram desenvolvidas pela Tecnosolo com o nome de presso-ancoragens de tirantes e eram utilizadas sob o carregamento de compressão.

As microestacas autoperfurantes tubulares é do tipo “moldada In loco” e para sua confecção é utilizada uma perfuração rotativa com injeção simultânea. É um tipo de fundação que pode ser uma solução para solos moles como os solos de Brasília e também podem oferecer, segundo Zuluaga (2015) vantagens técnicas, econômicas e ambientais em relação a outros tipos de estacas e ainda mais em relação a sua velocidade de execução e o seu custo.

O objetivo geral e específicos desse trabalho consistiu em analisar e entender o comportamento mecânico das microestacas tubulares autoperfurantes isoladas e em grupo, em diferentes condições executivas. Foi verificado o comportamento das microestacas tubulares autoperfurantes através de provas de carga: em termos de capacidade de carga e recalque.

Dessa forma, para se tentar entender o comportamento das microestacas foram analisados os ensaios laboratoriais e de campo da Solotrat. Foram também analisados os resultados das provas de carga realizadas em diferentes condições de diâmetro e número de estacas por bloco.

2 Metodologia

2.1 Solo de Brasília

É de conhecimento do meio técnico que o solo de Brasília é poroso e composto por uma elevada concentração de óxidos de alumínio e ferro devido a lixiviação das camadas antigas. A lixiviação do solo de Brasília foi um fator preponderante para tornar o solo da região de semelhança porosa. As obras geotécnicas na região do Distrito Federal localizam-se em solos instáveis e sob carregamento ou alteração do estado de tensões, segundo Farias e Assis (1994) apresentam o comportamento de colapso.

Mendoza e Farias (2020) enfatizam que a lixiviação das camadas superiores resulta em um solo com tamanho de areia, alta porosidade, elevado índice de vazios (da ordem de até 2), permeabilidade alta da ordem de (0,001 a 0,0001 cm/s) e uma estrutura cimentada altamente instável que apresenta forte variação de volume (colapso) ao alterar tensão e umidade.

2.2 Ensaios laboratoriais e de campo

Para caracterizar o solo do campo experimental da empresa solotrat, nos primeiros 5 m, foram feitos os ensaios de caracterização de solo por Mendoza (2013). Foram realizados os ensaios de Limite de Liquidez (LL) (ABNT NBR 6459, 2016); Limite de Plasticidade (LP) (ABNT NBR 7180, 2018) e Granulometria (ABNT NBR 7181, 2016).

A estratigrafia do solo do campo experimental da Solotrat, segundo Mendoza (2013) é descrita como: 0 a 5 m (1) argila arenosa vermelha; 5 a 8 m (2) silte arenoso marrom; 8 a 9 m (3) silte arenoso duro; 9 a 14 m de profundidade (5) silte arenoso de consistência média e apartir de 16 m de profundidade verificou-se o impenetrável. O nível da água do terreno encontra-se próximo a 4,5 m de profundidade, o que depende da época do ano. Na Figura 1 ilustra-se o perfil de solo do campo experimental da Solotrat e na Figura 2 a localização do campo experimental.

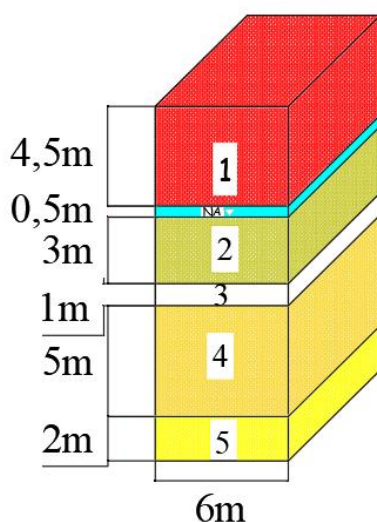


Figura 1 : Perfil de solo do campo experimental

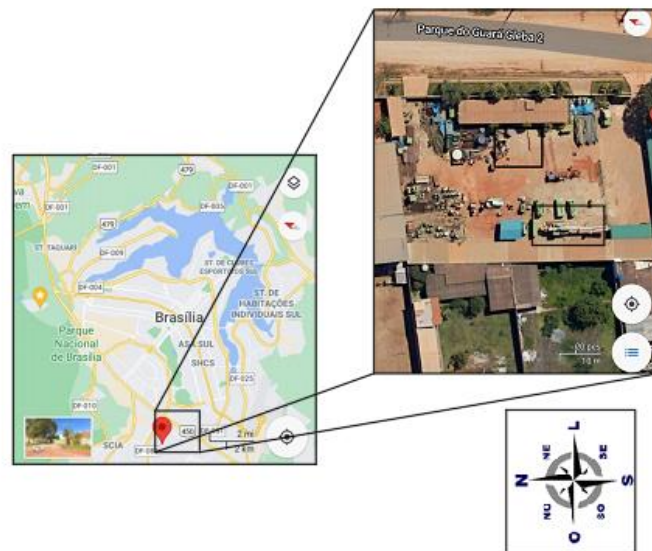


Figura 2 : Localização do campo experimental da solotrat

2.3 Prova de carga no campo experimental da Solotrat

Foram realizadas provas de carga em estacas isoladas e estacas em grupo com carregamento estático. Na Tabela 1 explicita-se o nome dos blocos, quantidade de estacas por bloco e as características das estacas submetidas as provas de carga. O ensaio foi realizado seguindo a norma (ABNT NBR 16903, 2020). Na Figura 3 ilustra-se o ensaio de prova de carga em andamento no campo experimental da Solotrat.

Tabela 1. Prova de carga em estacas isoladas e em grupo.

Nome blocos	Quantidade de estacas por bloco	Diâmetro (mm)	Pressão de injeção (kPa)	L (m)
B1D20P200	1	200	200	8
B1D26P200	1	260	200	8
B2D13P200	2	130	200	8
B3D13P200	3	130	200	8
B4D13P200	4	130	200	8
B5D13P200	5	130	200	8



Figura 3. Prova de carga no campo experimental da Solotrat



Na Tabela 1 tem-se a classificação dos blocos: bloco de 1 estaca, diâmetro de 200 mm e comprimento de 8 m; bloco de 1 estaca, diâmetro de 260 mm e comprimento de 8 m; bloco de 2 estacas, diâmetro de 130 mm e comprimento de 8 m; bloco de 3 estacas, diâmetro de 130 mm e comprimento de 8 m; bloco de 4 estacas, diâmetro de 130 mm e comprimento de 8 m; bloco de 5 estacas, diâmetro de 130 mm e comprimento de 8 m. A pressão de injeção utilizada em todas as estacas foi de 200 kPa.

As estacas de reação foram executadas com diâmetro de 170 mm e comprimento de 12 m, sendo calculadas para resistir uma carga máxima de 1250 kN a compressão. É importante salientar que segundo a NBR 16903 (2020) as estacas de reação localizam-se a uma distância maior que três vezes o diâmetro das estacas, para evitar interferência das tensões entre os grupos e as estacas de reação.

É importante salientar também que Mendoza (2013) disserta sobre a velocidade de execução das estacas. As estacas de diâmetro de 130 mm levaram cerca de 5 min para perfuração e 3 min no preenchimento, totalizando assim 8 min para a sua confecção. Para as estacas de 170 mm de diâmetro obteve-se valores de 8 min para a perfuração e 5 min no preenchimento totalizando 15 min para a sua confecção ao todo.

2.4 Métodos de cálculo

2.4.1 Estimativa da carga ultima pelo método de Van der Veen (1953)

O método de Van der Veen (1953) propõe que a carga e o deslocamento ao longo do carregamento apresente um aspecto exponencial de acordo com o que mostra-se na Equação 01.

$$Q = Q_{ult} (1 - e^{-\alpha \rho}) \quad (1)$$

Q é a carga efetivamente aplicada no topo da estaca. Q_{ult} é a carga de ruptura. A notação α é para definir a forma da curva e ρ o recalque correspondente a carga aplicada.

Apartir dos pares ordenados de (Q, ρ), obtidos do ensaio da prova de carga, estima-se o Q_{ult} por meio de tentativas, dessa forma tenta-se achar o valor que conduz à melhor regressão linear dos pontos relativos a $(-\ln(1 - Q/Q_{ult}), \rho)$. Assim, plota-se esses novos pares ordenados e estima-se o melhor valor para Q_{ult} que apresente um valor de R^2 mais perto de 1,00.

2.4.2 Método da Rigidez de Décourt (1996)

Décourt propôs um método baseado na rigidez para interpretar as curvas carga x recalque. Como cita Timoshenko (1983) o conceito de rigidez nasce com Robert Hooke quando observou o deslocamento de barras em certos limites proporcionais à força de tração. Essa rigidez por Hooke era chamada de constante de mola e pode ser usada para deflexões lineares. Considerando as notações mais tradicionais em geotecnia, o deslocamento é chamado de recalque, definido pela letra s, e a rigidez é dada pela carga dividida pelo seu respectivo recalque.

Sabendo-se que qualquer fundação apresenta uma tendência a diminuir a rigidez com o aumento dos recalques, o autor sugere que a ruptura ocorre quando a rigidez tende a zero. Pode-se dizer também que a carga de ruptura acontece quando os recalques se aproximam do infinito e a rigidez tende a zero. Decourt (1996) explica que pode-se obter o valor de Q_u utilizando o gráfico de rigidez, uma vez que pode-se obter o valor de Q para $Q/s = 0$ que seria a própria ruptura física que é diferente da convencional aonde utiliza-se a carga para uma deformação da ponta da estaca de valor igual a 10% do seu diâmetro.



4 Resultados

4.1 Caracterização do solo de Brasília

O autor Mendoza (2013) mostrou a caracterização realizada no campo experimental da Solotrat por meios de ensaios laboratoriais e de campo. Verificou que desta caracterização foram obtidas várias características que não são comuns na mecânica de solos clássica. Nos primeiros 5 m do campo experimental observou-se uma argila porosa colapsível típica da cidade de Brasília. Esse resultado condiz com os estudos de Guimarães (2002), Mota (2003) e Borges (2014) que afirma que o solo de Brasília pode ser considerado uma areia arenosa.

Mendoza (2013) também salienta sobre a classificação tátil-visual conduzir a uma classificação diferente dos ensaios laboratoriais de granulometria, índice de plasticidade e limite de liquidez. No seguinte caso a classificação (ASTM-D2488, 2000) descreve os solos tropicais como pertencentes a um grupo de uma argila de alta compressibilidade (comum para argilas lateríticas), enquanto os ensaios de limite de liquidez e índice de plasticidade descrevem o solo como sendo um silte de baixa compressibilidade.

Tabela 2. Caracterização do solo do campo experimental da Solotrat (MENDOZA, 2013).

Prof. (m)	w (%)	LP (%)	IP (%)	γ_s (kN/m ³)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
0-5 (Argila)	32,4	30	12	14,85	16,4	11,3	72,3

Contudo, com base nos estudos feitos por Mendoza (2013), considera-se que o solo estudado é uma argila.

4.2 Provas de carga

Na Figura 4 tem-se os resultados das provas de carga para os blocos de 1 estaca, 2 estacas, 3 estacas, 4 estacas e 5 estacas. Na Tabela 3 tem-se os resultados de carga e recalque alcançados no ensaio de prova de carga.

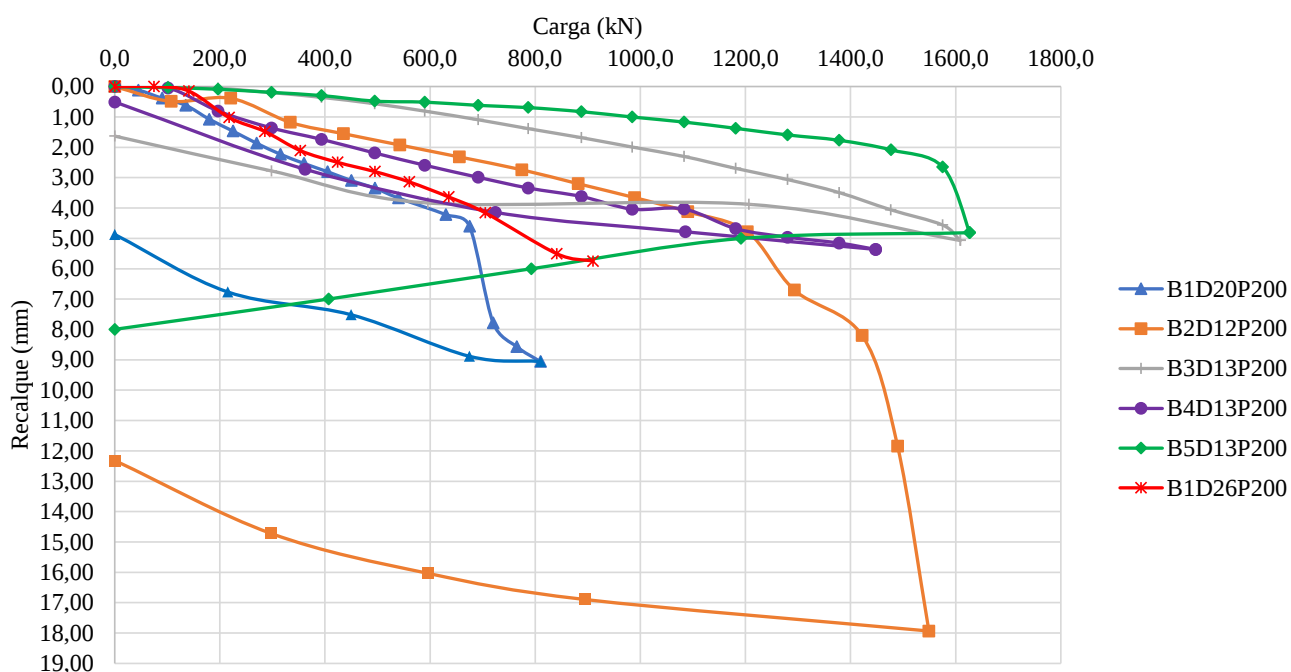


Figura 4. Curvas de carga x deslocamento



De acordo com os resultados da Tabela 3, pode-se observar que para os blocos de 1 estaca a influência do diâmetro foi considerável para definir o valor do recalque. O bloco de 1 estaca que tem o diâmetro de 260 mm obteve uma resistência de 100 kN a mais do que a estaca com o diâmetro de 200 mm e uma redução no recalque em cerca de 3,31 mm modificando apenas a dimensão do diâmetro.

Tabela 3. Valores de carga e recalque obtidos nas provas de carga .

	Carga Máxima (kN)	Recalque (mm)
B1D20P200	810	9,06
B1D26P200	910	5,75
B2D13P200	1549	17,94
B3D13P200	1609	5,07
B4D13P200	1448	5,37
B5D13P200	1627	4,81

O bloco de 2 estacas apresentou o maior recalque entre todos os blocos ensaiados, uma vez que seu diâmetro de 130 mm (mesmo sendo duas estacas) apresentou uma rigidez menor do que as estacas isoladas de 200 e 260 mm de diâmetro. Contudo, o valor da carga resistida foi cerca de 70% maior do que as estacas isoladas.

Observa-se que a partir dos blocos que possuem três estacas no mínimo tem-se uma redução do recalque em 71 %, aumentando-se assim a rigidez das estacas. Para o bloco de quatro estacas não se observa melhoria em relação ao aumento da rigidez quando comparada com o bloco de três estacas, mas mesmo assim a sua rigidez se torna 70 % superior quando comparado com o bloco de 2 estacas.

O bloco de cinco estacas apresenta melhoria de rigidez em relação ao bloco de três estacas e em relação ao bloco de quatro estacas , sendo 73 % mais rígido do que o bloco de duas estacas. Cabe salientar que os blocos das estacas de duas, três, quatro e cinco estacas apresentam as mesmas características de diâmetro 130 mm, comprimento de 8 m e pressão de injeção 200kPa.

Tabela 4. Resultados de carga e recalque para a carga de 810 kN.

	Carga (kN)	Recalque (mm)
B1D20P200	810	9,06
B1D26P200	810	6,00
B2D13P200	810	3,00
B3D13P200	810	1,80
B4D13P200	810	1,80
B5D13P200	810	0,50

Para facilitar a interpretação das melhorias de rigidezes das estacas conforme mudam as suas características executivas, foi normalizado a carga das provas de carga na Tabela 4 para se poder comparar o recalque. Assim pode-se verificar que o bloco de 1 estaca com o aumento do diâmetro de 200 para 260 mm obteve-se uma rigidez maior, ou seja, teve um recalque cerca de 3 mm menor em comparação com o recalque do bloco de 200 mm. Pode-se observar também que com o incremento do número de estacas por bloco observa-se diminuição considerável do recalque. Foi escolhida a carga de 810 kN porque foi a máxima carga alcançada pelo bloco de 1 estaca com diâmetro de 200 mm.

Durante a realização da prova de carga, percebeu-se que as reações que estavam submetidas a tração, que foram calculadas para resistirem uma carga de 1250 kN a compressão, suportaram apenas 400 kN a tração para cada reação, limitando assim os blocos a uma carga de compressão máxima próxima de 1600 kN (uma vez que foram utilizadas 4 reações por prova de carga).

Para valores acima de 1600 kN as cargas últimas foram estimadas pelo método de Van der Veen (1953). As cargas últimas dos ensaios estão descritos na Tabela 5.



Tabela 5. Extrapolação de carga última pelo método de Van der Veen (1953) e método da rigidez de Décourt (1996)

	Qu (kN) Van der Veen (1953)	Qu (kN) Método da rigidez de Décourt (1996)
B1D20P200	910	900
B1D26P200	1100	950
B2D13P200	1560	1650
B3D13P200	1870	1800
B4D13P200	2000	2000
B5D13P200	2100	2100

Na Tabela 5 tem-se também a estimativa de carga última dos blocos pelo método da rigidez de Décourt (1996) quando a rigidez tende a zero (ruptura física). Observa-se um incremento da carga última a medida que os parâmetros executivos dos blocos se aprimoram. Pode-se verificar que o incremento de duas estacas do diâmetro de 130 mm ao invés de uma única estacas de 260 mm aumenta a carga última resistida em 57%. Para o bloco de 3 estacas observa-se um incremento de 9,1% em relação ao bloco de 2 estacas para a carga última resistida. Assim como o bloco de 4 estacas aumentou em cerca de 10% a sua carga última resistida em relação ao bloco de 3 estacas e o bloco de 5 estacas aumentou cerca de 5% a carga última em relação ao bloco de 4 estacas.

5 Conclusões

É possível verificar nesse trabalho que as microestacas tubulares autoperfurantes é uma alternativa para obras que precisam de velocidade de execução em fundações profundas. Além disso, pode-se observar nessa pesquisa que é possível otimizar as características de funcionalidade das microestacas tubulares autoperfurantes com o aumento do diâmetro, como foi o caso das estacas isoladas de 200 mm de diâmetro para 260 mm de diâmetro. A estaca com diâmetro maior proporcionou um aumento de 100 kN na carga resistida e uma redução do recalque. Também foi possível verificar que dentre os grupos de estacas, o grupo de três estacas foi o que ofereceu maior viabilidade técnica e econômica, uma vez que os grupos de quatro e cinco estacas não apresentaram melhorias significativas de carga resistida e recalque nas cargas analisadas.

É importante salientar que as limitações de resistência das estacas de reação resultaram na utilização de métodos de extrapolação da curva carga deslocamento, o que pode resultar em cargas últimas superestimadas. Contudo, cabe mencionar que as cargas alcançadas pelos ensaios dessa pesquisa ultrapassaram 70 % da carga última, o que pode ser considerado aceitável para a utilização do método de Van der Veen (1953).

AGRADECIMENTOS

Meus agradecimentos aos Prof. Paulo Albuquerque e Prof. Renato Cunha pelo grande apoio e ensinamentos no prosseguimento dessa pesquisa. Também quero agradecer ao colega Matheus Sampaio que ajudou a realizar os ensaios de prova de carga no campo experimental da Solotrat.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U. R. (2016) *Estacas raiz escavadas com injeção ou microestacas*. In: HACHICH, W. et al. *Fundações: teoria e prática*. 3º ed. São Paulo: Editora Pini, 2016, p.362-370.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. *Limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
 IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
 IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
 VI Conferência Sul Americana de Engenheiros Geotécnicos Jovens
 XI Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia
 23 a 26 de Agosto de 2022 – Campinas – SP



COBRAMSEG 2022
 23 A 26 DE AGOSTO | CAMPINAS | SP | BRASIL
 COBRAMSEG | SBMR | GEOJOVEM | CLBG

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Granulometria*. Rio de Janeiro
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 7180. *Limite de plasticidade*. Rio de Janeiro
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. *Estacas- Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro.
- Astm-D2488 (2000). *Standard practice for description and identification of soils (visual-manual procedure)*. Sociedade americana de testes e materiais.
- Borges, C. R. (2014) *Estudo microestrutural do comportamento hidromecânico do solo de Brasília-Df*. Tese de doutorado em geotecnia. Universidade de Brasília. Brasília.
- Cabral, D. A. (1986) *O uso de estacas raiz como fundação de obras normais*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 8., Porto Alegre/RS. Anais... Porto Alegre, V.6, p.71-82.
- Décourt, L. (1996) *Análise e projeto de fundações profundas:estacas. Fundações:Teoria e prática*. São paulo. 3 ed.
- Farias, M. M., Assis, A. P. (1994). *Simulação numérica de um túnel em solo poroso e colapsível*. 3º Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas. ABMS/ABGE/CTB/CNPq. Brasília, pp.263-275.
- Garcia, J. R. (2006) *Estudo do comportamento carga vc recalque de estacas rais carregadas à compressão*. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de campinas, Campinas, 189p.
- Guimarães, R. C. (2002) *Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas*. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Hachich, W., Falconi, F.F. (2016). *Fundações: Teoria e Prática*. Brasil: 3 ed.
- Mendoza, C.C. (2013). *Estudo do comportamento mecânico e numérico de grupo de estacas do tipo Alluvial Anker em solo poroso do Distrito Federal*. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 234-p.
- Mendoza, C., Farias, M. M. (2020) *Critical state model for structured soil*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Mota, N. M. B. (2003) *Ensaio avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: Interpretação em projetos de fundação*. Tese de doutorado em geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Sadalla Neto, S. F. (1995) *Estudo do comportamento de estacas injetadas – capacidade de carga e interação solo-estaca*. Dissertação (Mestrado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 149p.
- Timoshenko S. P. (1983). *History of Strength of Materials*. Dover, New York
- Veen, V. (1953). *Uncertainty modelling and sensitivity analysis of tunnel face stability*. Third international conference on soil mechanics and foundations engineering, 2, 84-90.
- Velloso, D. A.,Loppes, F. R. (2002) *Fundações: Fundações profundas*. Coppe-Ufrj. v.2.
- Zuluaga, F. A. (2015) *Estimativa da capacidade de carga e de recalque de fundações tipo Alluvial Anker no solo do Distrito Federal*. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília.