



Caracterização de um Solo para Subsídio à Elaboração de Projetos de Fundação Superficial de Obras de Pequeno Porte

Sávilla Vieira Costa¹, Mateus Evangelista da Silva¹, Ana Patrícia Nunes Bandeira¹,
Vinícius de Sousa Santos¹, João Barbosa de Souza Neto¹

¹Centro de Ciências e Tecnologia – Universidade Federal do Cariri (UFCA) – Juazeiro do Norte – CE – Brasil

savillacosta@gmail.com, {mateus905,vinicius.kol}@hotmail.com,
{ana.bandeira,joao.barbosa}@ufca.edu.br

Abstract. *Some unsaturated soils show sudden additional settlements with increasing moisture content under constant tension. In regions with the presence of this type of soil, the standard penetration test may not be sufficient to predict its mechanical behavior. The objective of this work was a geotechnical investigation and analysis of the collapsibility of a soil to assist in the elaboration of foundation projects. The methodology used consisted of basic characterization tests, direct shear tests in the flooded condition and edometric tests with flooding in the allowable tension. The results obtained allowed to classify the soil sample as clayey silt with low compressibility. Direct shear tests revealed a friction angle of 23° and a cohesion intercept of 17.8kPa. The edometric test showed that it is a non-collapsible soil at a voltage of 60kPa, making it possible to take this value as a basis for the elaboration of foundation projects, alerting for a complementary geotechnical investigation, since the sampling in block indicated a soil with potential for collapse in the most friable portions.*

Resumo. *Alguns solos não saturados apresentam recalques adicionais bruscos com o aumento do teor de umidade sob tensão constante. Em regiões com presença deste tipo de solo, o ensaio de penetração padronizado pode não ser suficiente para prever o comportamento mecânico do mesmo. O objetivo deste trabalho residiu em uma investigação geotécnica e análise da colapsibilidade de um solo para auxiliar na elaboração de projetos de fundações. A metodologia utilizada consistiu na realização de ensaios básicos de caracterização, ensaios de cisalhamento direto na condição inundada e ensaio edométrico com inundação na tensão admissível. Os resultados obtidos permitiram classificar a amostra de solo como Silte Argiloso de baixa compressibilidade. Ensaio de cisalhamento direto revelaram um ângulo de atrito de 23° e intercepto de coesão de 17,8kPa. O ensaio edométrico mostrou se tratar de um solo não colapsível na tensão de 60kPa, sendo possível tomar este valor como base para elaboração de projetos de fundações, alertando-se para uma investigação geotécnica complementar, uma vez que a amostragem em bloco indicou um solo com potencialidade de colapso nas porções mais friáveis.*

1. Introdução

O clima da região contribui para o processo de formação dos solos. De acordo com Mendonça (1990), a origem de um solo colapsível possui relação direta com a sua



formação geológica e fatores climáticos regionais, sendo em sua maior parte, originários de regiões com clima árido e semi-árido. Cintra (1998) descreve o colapso da estrutura dos solos como uma brusca redução volumétrica, expressa através de uma variação no índice de vazios, provocada pelo aumento da umidade do solo, sem que necessariamente ocorra acréscimo de sobrecarga.

Uma investigação geotécnica por meio do ensaio de penetração padronizado (SPT) pode não ser suficiente para elaboração de projetos e não identifica o comportamento colapsível do solo. Um método proposto por Décourt e Quaresma Filho (1994), baseado em ensaios realizados em solos porosos de São Paulo, permite avaliar a colapsibilidade de um solo a partir dos resultados de ensaios SPT com medição de torque, definindo valores para T/N entre 2 e 3 como sendo característicos de solos colapsíveis. Contudo, este método pode não ser adequado para classificar solos colapsíveis de outras regiões.

Ferreira e Teixeira (1989) realizaram sondagens no município de Santa Maria da Boa Vista, semiárido de Pernambuco, obtendo resultados para N_{SPT} variando de 5 a 10 golpes na camada de solo colapsível, enquanto em sondagens realizadas no município de Petrolândia, os resultados mostraram valores de N_{SPT} para a camada de solo colapsível variando de 10 a 56 golpes para sondagem realizada a seco e de 7 a 19 golpes com circulação de água. Ferreira *et al.* (1989) afirmam que valores de N_{SPT} altos ou baixos não comprovam que um solo possa ser colapsível ou não e ainda, que valores de N_{SPT} altos para solos colapsíveis possuem relação com a baixa umidade ou elevadas sucções, não sendo este um critério adequado para identificação de solos potencialmente colapsíveis.

Xavier (2018) realizou estudos no Campo Experimental da UFCA, em Juazeiro do Norte-CE, obtendo para as camadas mais superficiais de solo, um índice de resistência à penetração (N_{SPT}) de 8, o que corresponde a uma tensão admissível de 0,16 kgf/cm². No entanto, o ensaio edométrico realizado em uma amostra indeformada apresentou deformação volumétrica de 13% ao inundar o solo nesta tensão, representando um potencial de colapso significativo.

A redução volumétrica na estrutura do solo, pode vir a causar diversos prejuízos às edificações, dentre os quais Mendonça (1990) menciona danos que vão desde trincas e fissuras, até a ruptura da estrutura, podendo ocasionar na ruína parcial ou total da obra. Conforme Rolim e Bandeira (2016), o período chuvoso provoca um aumento no teor de umidade da camada ativa do solo de fundação em obras apoiadas sobre solos colapsíveis, alterando o estado de tensão e ocasionando o colapso.

Jucá e Pontes Filho (1997) definem a camada ativa como a espessura limitada pela superfície e uma profundidade de equilíbrio, onde não haverá variação no grau de saturação ou teor de umidade.

Segundo Souza Neto (2004), as fundações superficiais geralmente estão apoiadas na camada ativa, razão pela qual as obras de pequeno e médio porte, que fazem uso deste tipo de fundação, são as mais afetadas pelo fenômeno do colapso.

De acordo com Cintra e Aoki (2009), o fenômeno relacionado ao colapso pode ser reproduzido em laboratório, através de ensaios edométricos, com inundação artificial do solo em um determinado estágio de carregamento, o qual, segundo Pinto (2006), representa, de forma adequada, as condições do terreno abaixo de fundações superficiais,

possuindo como vantagem seu baixo custo quando comparado com outras técnicas utilizadas.

Para a elaboração de projetos de fundações apoiadas em solos colapsíveis é importante o conhecimento da variação volumétrica do solo, quando submetido à tensão de trabalho ou tensão admissível, com posterior inundação. A tensão admissível do solo pode ser estimada a partir de correlações com o N_{SPT} ou pela Teoria de Capacidade de Carga de Terzaghi (1943), aplicando um fator de segurança.

Diante do exposto, este trabalho tem por objetivo apresentar resultados de uma investigação geotécnica e análise da colapsibilidade de um solo quando submetido à tensão admissível estimada, para fins de recomendações de elaboração de projeto de fundações para construção de obras de pequeno porte.

2. Materiais e Métodos

As amostras de solo destinadas a realização deste trabalho foram coletadas da localidade denominada de Sitio Guaribas, no município de Crato-CE, coordenadas geográficas - 7,217711S, -39,466232W (Figura 1).

As coletas foram realizadas seguindo as diretrizes da NBR 9604 (2016), em que foram extraídas, aproximadamente, 60 kg de amostras deformadas, armazenadas em saco, e uma amostra indeformada do tipo bloco, com formato cúbico de 30 cm de aresta, armazenada em caixa de madeira. Durante a moldagem do bloco indeformado observou-se que o solo era heterogêneo, com porções mais resistentes ao corte, com aspecto mais coesivo, e outras porções com estrutura mais friável, de baixa resistência ao corte (Figura 2). Após as coletas as amostras foram transportadas ao Laboratório de Mecânica dos Solos da UFCA, onde foram realizados os ensaios de laboratório.



Figura 1. Localização da retirada das amostras de solo – Crato/CE (GOOGLE MAPAS, 2020)



Figura 2. Detalhes da amostra de solo com aspecto heterogêneo.

No laboratório foram realizados ensaios básicos de caracterização física da amostra de solo: Análise Granulométrica - NBR 7181 (2016), Peso específico dos grãos - NBR 6508 (1984); Limites de Atterberg - NBR 7180 (2016) e NBR 6459 (2016); e ensaios de cisalhamento direto - ASTM D3080 (2011) e edométrico simples - DNER-IE 005 (1994). Os ensaios foram realizados nas porções de solo mais resistente ao corte, devido a possibilidade de moldagem de corpos de prova. Não foi possível moldar corpos de prova na outra porção do solo por apresentar uma estrutura fragilizada.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em corpos de prova quadrados com lado de 10 cm, submetidos à tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, aplicadas em estágios únicos, sob condição de inundação. A velocidade de cisalhamento adotada foi de 0,06 mm/min e o deslocamento horizontal máximo adotado foi de 10 mm, escolhidos de tal forma que, para o tipo de solo estudado, não gerasse excesso de poropressão dentro dos corpos de prova.

Por meio dos parâmetros de resistência ao cisalhamento foi possível estimar a capacidade de carga do solo e a tensão admissível, através da Teoria de Capacidade de Carga de Terzaghi (1943), conforme a Equação 1. Este método depende dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo (coesão e ângulo de atrito), das dimensões e forma das fundações e da profundidade de apoio, do peso específico do solo, além do tipo de ruptura esperado e dos fatores de capacidade de carga que são tabelados em função do ângulo de atrito interno do solo. Neste estudo foi considerada uma fundação do tipo sapata quadrada, de dimensões mínimas recomendadas pela NBR 6122 (2019), com lado de 0,6 m, apoiada em uma profundidade de 1,5 m, e um fator de segurança no valor de 3. Os fatores de forma S_c , S_q e S_γ adotados foram 1,3, 0,8 e 1,0 respectivamente.

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (1)$$

Em que:

σ_r = Capacidade de carga do solo (tensão de ruptura);

c = Coesão;

q = Tensão efetiva na cota de assentamento;

γ = Peso específico do solo;

N_c , N_q , N_γ = Coeficientes de capacidade de carga;



S_c, S_q, S_γ = Fatores de forma;

B = Menor dimensão da fundação.

Para solos em que a ruptura pode se aproximar da ruptura local, a Equação 1 é modificada para a Equação 2:

$$\sigma_r = c' \cdot N'_c \cdot S_c + q \cdot N'_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \cdot S_\gamma \quad (2)$$

Em que:

σ_r = Capacidade de carga do solo (tensão de ruptura);

$c = c'$ coesão reduzida;

q = Tensão efetiva na cota de assentamento;

γ = Peso específico do solo;

N'_c, N'_q, N'_γ = Coeficientes de capacidade de carga reduzida;

S_c, S_q, S_γ = Fatores de forma;

B = Menor dimensão da fundação.

O potencial de colapso do solo é influenciado pelo teor de umidade inicial do corpo de prova, sendo tanto menor quanto mais úmido for o solo. Com base nesse conhecimento, para a realização do ensaio edométrico, a amostra indeformada foi, inicialmente, submetida à secagem parcial ao ar livre, devido ser coletada com elevado teor de umidade. Após secagem parcial, o corpo de prova foi moldado por meio de um anel de adensamento, com diâmetro de 5,0 cm e altura de 2,0 cm. O ensaio foi realizado por meio de carregamentos por etapas, desde 5 kPa até a tensão admissível estimada para o solo, quando se deu a inundação da amostra para avaliação da deformação volumétrica relacionada ao potencial de colapso do solo.

3. Resultados e Análises

3.1. Ensaio de Laboratório

A amostra deformada de solo analisada era constituída, em sua maior parte, por materiais finos, com 53% passante na peneira 0,075 mm. A distribuição granulométrica se apresentou da seguinte forma: 28,7% de argila, 19,3% de silte, 26% de areia fina, 24% de areia média e 2% de areia grossa. Não foi constatada a presença de pedregulho. Estes valores podem ser observados na curva granulométrica do material apresentada na Figura 3. Ressalta-se que a amostra deformada, coletada durante a moldagem do bloco indeformado, esteve composta por materiais das duas porções do solo.

Os Limites de Atterberg apresentaram valores de 16,4% para LL e 11% para LP, que resultou em IP de 5,4%, indicando um solo de baixa plasticidade. O solo foi classificado de acordo com o Sistema de Classificação Unificado (SUCS) como CL-ML, Silte Argiloso de baixa compressibilidade.

Os ensaios de resistência ao cisalhamento, realizados na porção mais resistente do solo, na condição de inundação, resultaram em curvas tensão *versus* deslocamento horizontal sem comportamento de pico, típicas de rupturas localizadas (Figura 4). A envoltória de resistência apresentou-se bem definida, considerando as tensões referentes

aos máximos deslocamentos de 10 mm (Figura 5). Os parâmetros de resistência obtidos a partir da envoltória foram: ângulo de atrito de 23° e intercepto de coesão de 17,8 kPa, condizentes com a textura do solo.

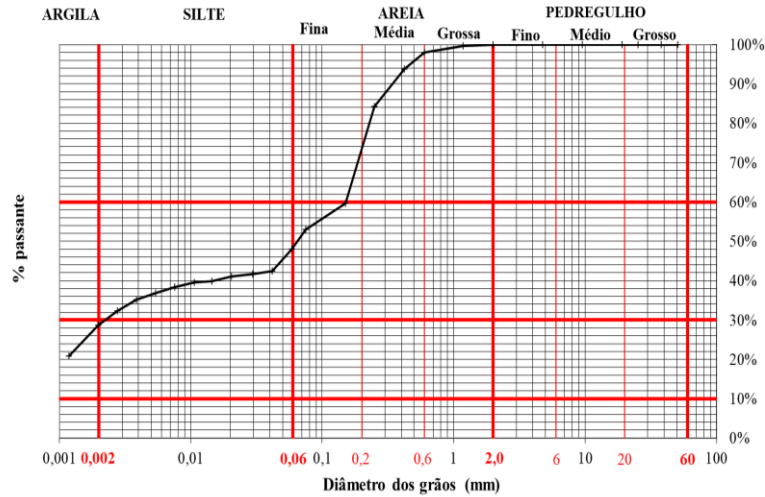


Figura 3. Curva Granulométrica do Solo.

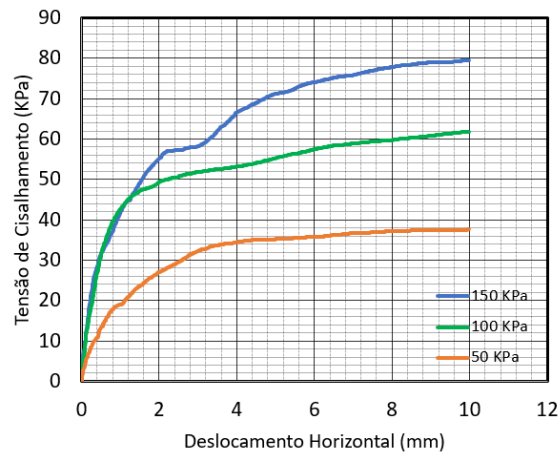


Figura 4. Curvas Tensão X Deslocamento Horizontal.

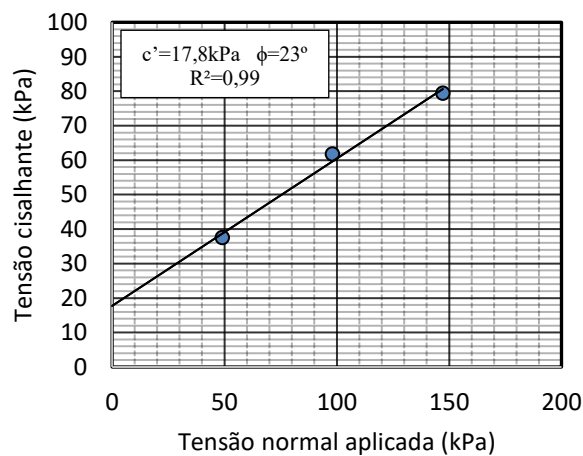


Figura 5. Envoltória de Resistência do Solo Inundado.

Com base nos parâmetros de resistência obtidos e no comportamento das curvas tensão *versus* deslocamento horizontal foi possível aplicar a Teoria da Capacidade de Carga de Terzaghi para a estimativa da tensão admissível do solo. A tensão de ruptura obtida foi de 164,3 kPa, resultando em uma tensão admissível de 54,8 kPa para um fator de segurança 3.

No ensaio edométrico, para avaliação do comportamento de colapso, o corpo de prova foi inundado na tensão de 60 kPa, próxima ao valor da tensão admissível estimada, de 60 kPa para verificação da deformação volumétrica adicional do solo devido à inundação. A Figura 6 apresenta a curva de tensão vertical x deformação volumétrica do corpo de prova da porção mais resistente da amostra estudada. Observa-se nesta figura que, ao inundar o solo na tensão de 60 kPa, a deformação volumétrica adicional foi insignificante, no valor de 0,7%.

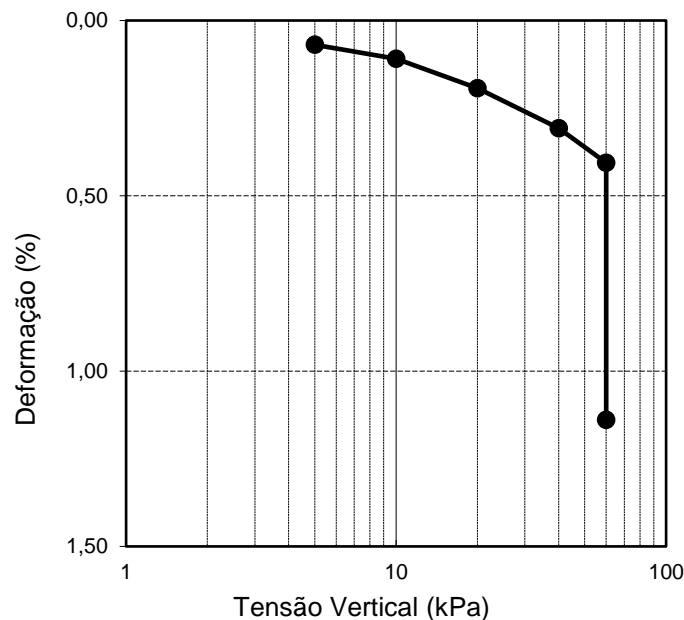


Figura 6. Tensão Vertical x Deformação Volumétrica.

3.2. Classificação da Colapsibilidade do Solo

3.2.1. Critério de Vargas (1978)

Vargas (1978) classifica um solo como colapsível aquele que apresenta potencial de colapso superior a 2%, calculado a partir da Equação 3, que representa a deformação volumétrica devido à inundação. Segundo este critério, a amostra em estudo apresentou potencial de colapso (PC) de 0,7% e, portanto, segundo Vargas (1978), foi considerada como não colapsível.

$$PC(\%) = 100 \cdot \frac{e_c - e_i}{1 + e_i} = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_i}{1 + \varepsilon_i} = \frac{h_c - h_i}{1 + h_i} \quad (3)$$

Onde:

PC (%) é o potencial de colapso;



e_i , ε_i e h_i são: índice de vazios, deformação volumétrica específica e altura do corpo de prova até a tensão sob umidade natural, respectivamente;

e_c , ε_c e h_c são: índice de vazios, deformação volumétrica específica e altura do corpo de prova após a inundação do solo, respectivamente.

3.2.2. Critério de Lutenegger e Saber (1988)

Segundo Lutenegger e Saber (1988), o potencial de colapso (I) de um solo pode ser calculado a partir da Equação 4 e sua classificação segue critérios descritos na Tabela 1, que expressa uma noção da gravidade do problema em função do potencial de colapso do solo. Segundo esta classe, a amostra em estudo se enquadra como de gravidade leve.

$$I = \frac{\Delta e_c}{1+e_i} \quad (4)$$

Onde:

Δe_c : Corresponde à variação do índice de vazios proveniente da inundação a uma determinada tensão;

e_i : Corresponde ao índice de vazios antes da inundação.

Tabela 1. Gravidade do Problema segundo critério de Lutenegger e Saber (1988)

I (%)	Gravidade
2	Leve
6	Moderada
10	Alta

3.2.3. Critério de Gibbs e Bara (1967)

Gibbs e Bara (1967) adotaram critério de classificação da colapsibilidade de um solo baseado na Equação 5. Conforme este critério, um solo é considerado colapsível para valores de K maiores que 1. A amostra de solo estudado apresenta K igual a 0,91 e, portanto, pode ser considerado como não colapsível.

$$K = \frac{w_{sat}}{LL} \quad (5)$$

Onde:

K é o potencial de colapso do solo;

w_{sat} é a umidade de saturação;

LL é o limite de liquidez.

3.2.4. Critério de Handy (1973)

Handy (1973) utilizou critério para verificação do potencial de colapso de um solo que se baseia no teor de finos, este método está descrito na Tabela 2. De acordo com este critério, o solo estudado classifica-se com probabilidade de colapso menor que 50%, com teor de finos de 28,7%.

**Tabela 2. Probabilidade de Colapso segundo critério de Handy (1973)**

Teor de Finos (<0,002 mm)	Probabilidade de Colapso
<16%	Alta Probabilidade
16% a 24%	Provavelmente Colapsível
24% a 32%	Probabilidade de Colapso <50%
>32%	Geralmente não Colapsível

3.2.5. Critério de Denisov (1951)

Denisov (1951) classifica um solo quanto a sua colapsibilidade a partir do seu potencial de colapso, que pode ser obtido pela Equação 6. O critério de classificação está descrito na Tabela 3. Baseado neste critério, o solo apresenta K igual a 0,77, classificando a amostra como não colapsível.

$$K = \frac{e_L}{e_0} \quad (6)$$

Onde:

e_L é o índice de vazios no limite de liquidez;

e_0 é o índice de vazios inicial.

O índice de vazios no limite de liquidez é determinado a partir da Equação 7.

$$e_L = \frac{LL \cdot G_s}{100} \quad (7)$$

Onde:

LL é o limite de liquidez;

G_s é a densidade relativa dos grãos.

Tabela 3. Classificação do solo segundo o critério de Denisov (1951)

K	Classificação quanto ao colapso
$0,5 < K < 0,75$	Altamente colapsível
$K = 1$	Não colapsível
$1,5 < K < 2$	Não colapsível

3.2.6. Código de Obras da URSS

Este critério classifica um solo como colapsível quando seu potencial de colapso λ é maior ou igual que 0,1. Este parâmetro pode ser obtido a partir da Equação 8. No presente estudo a amostra de solo apresentou valor de λ de 0,09 e, portanto, de acordo com este critério, o solo classifica-se como não colapsível.

$$\lambda = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0} \quad (8)$$

Onde:

e_L é o índice de vazios no limite de liquidez;



e_0 é o índice de vazios inicial.

4. Conclusão

O desenvolvimento deste trabalho permitiu concluir que a amostra de solo investigada tem frações significativas de argila (28,7%) e silte (19,3%), contribuindo para a resistência da estrutura das partículas do solo.

Quando a amostra, na porção mais resistente, foi submetida ao ensaio edométrico, inundada na tensão próxima da estimada como admissível, apresentou baixo potencial de colapso, se enquadrando como não colapsível segundo a maioria dos critérios analisados.

Os resultados deste estudo mostraram que a elaboração de um projeto de fundações poderia se basear na tensão admissível do solo, no valor de 60 kPa. No entanto, ressalta-se que o solo se apresentou heterogêneo na amostragem em bloco, indicando a importância de uma investigação geotécnica complementar nas porções mais friáveis do solo, que apresenta indícios de potencialidade ao colapso.

Diante da existência de porções de solo de baixa resistência ao corte, recomenda-se que as fundações sejam apoiadas em camadas de solo melhorado, que pode ser por meio de compactação, devido às incertezas da variação volumétrica do solo heterogêneo.

Referências

- American Society for Testing and Materials. ASTM D3080 (2011) “Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions”, West Conshohocken.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122 (2019) “Projeto e execução de fundações”, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6508 (1984) “Grãos de solos que passam na peneira 4.8 mm - Determinação da massa específica”, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas técnicas. NBR 7180 (2016) “Solo - Determinação do Limite de Plasticidade”, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459 (2016) “Solo - Determinação do Limite de Liquidez”, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181 (2016) “Solo - Análise Granulométrica”, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9604 (2016) “Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimento”, Rio de Janeiro.
- Cintra, J. C. A. (1998) “Fundações em solos colapsíveis”, EESC – USP, São Carlos, p. 116.
- Cintra, J. C. A. e Aoki, N. (2009) “Projeto de Fundações em Solos Colapsíveis”, 1 ed., Serviço Geográfico da USP, São Carlos, SP, Brasil.
- Décourt, L. e Quaresma Filho, A. R. (1994) “Practical Applications of the Standard Penetration Test Complemented by Torque Measurements, SPT-T; Present Stage and



- Future Trends”, Proc. of the XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, January, Vol. 1, p.143-146.
- Denisov, N. Y. (1951) “The Engineering Properties of Loess and Loess Loan”, 1 ed., Gosstroizdat, Moscow, Rússia.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER-IE 005 (1994) “Solos - Adensamento”, Rio de Janeiro.
- Ferreira, R. C., Monteiro L. B., Peres, J. E. E. e Ben-Venuto, C. (1989) “Some aspects on the behaviour of brazilian collapsible soils”, In. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, Rio de Janeiro, Anais..., suppl v., p. 11 7-120.
- Ferreira, S. R. M. e Teixeira, D. C. L. (1989) “Collapsible soils – A practical case in construction (Pernambuco, Brazil)”, ICSMFE, Proceedings..., Rio de Janeiro.
- Gibbs, H. J. e Bara, J. P. (1967) “Stability Problems of Collapsing Soils”, Journal of the Soil Mech. And Found. Div, 93 (4), p. 557-594.
- Handy, R. L. (1973) “Collapsible Loess in Iowa”, Soil Sci. Amer. Proc., Vol 37, p. 281-284.
- Jucá, J. F. T. e Pontes Filho, I. D. S. (1997) “Comportamento de Solos Expansivos”, Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp.461-489.
- Lutenegger, A. J. e Saber, R. T. (1988) “Determination of Collapse Potential of Soils”, Geotechnical Testing Journal, 11 (3), p. 173-178.
- Mendonça, M. B. (1990) “Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa – Bahia”, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ.
- Pinto, C. S. (2006) “Curso Básico de Mecânica dos Solos”, 2 ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil.
- Rolim, J. I. D. e Bandeira, A. P. N. (2016) “Estudo de um solo colapsível no município do Crato-CE”, In. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica”, Belo Horizonte.
- Souza Neto, J. B. (2004) “Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso)”, Tese de Doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, p. 30-31.
- Terzaghi, K. (1943) “Theoretical Soil Mechanics”, 1 ed., Gosstroizdat, Londres, Inglaterra.
- Vargas, M. (1978) “Introdução à Mecânica dos Solos”, 1 ed., McGRAW-HILL do Brasil, São Paulo, SP, Brasil.
- Xavier, J. M. (2018) “Estudo do Comportamento de um Solo Colapsível Voltado Para Fundações Superficiais”, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação e Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, UFPE.