

Variação de Volume e da Resistência de Ponta de um Solo Colapsível de Petrolina-PE Compactado Devido à Inundação.

Klayde Janny da Silva Veríssimo

Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, klaydejanny@hotmail.com

Moacy Silva Torres

Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, moacyatc@hotmail.com

Marta Lúcia Rolim de Almendra Freitas

Universidade Federal de Pernambuco e Universidade Católica de Pernambuco, Recife, Brasil, marta.rolim@uol.com.br

Rayanne Godê de Brito Ferreira

Universidade Católica de Pernambuco, Recife, Brasil, ray.gode@gmail.com

Silvio Romero de Melo Ferreira, Universidade Federal de Pernambuco e Universidade Católica de Pernambuco e Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil, sr.mf@hotmail.com

RESUMO: Solos colapsíveis são solos não saturados que experimentam um rearranjo estrutural após terem a umidade elevada a certos valores, podendo sofrer significativa variação de volume com ou sem aplicação de carga. A identificação de solos colapsíveis significa uma etapa essencial no sucesso de projetos de engenharia, pois falhas nessa etapa podem levar à ruptura de obras ou à necessidade de recuperação. A interiorização e o desenvolvimento do estado de Pernambuco tem levado a construção de barragens, indústrias, canais de irrigação e conjuntos habitacionais, dentre outras obras, a vários municípios e regiões. No sertão do Estado, as condições geomorfológicas, geológicas, pedológicas e climatológicas favorecem a formação de solos potencialmente colapsíveis e expansivos, havendo ocorrência de solos colapsíveis nos municípios de Petrolina, Petrolândia, Santa Maria da Boa Vista, Gravatá, Carnaíba e também no Recife. O presente trabalho avalia a variação do volume e de resistência de ponta com o grau de compactação e umidade de um solo colapsível região semiárida do Estado de Pernambuco com e sem inundação. Foram realizados ensaios de caracterização física, microestrutura, ensaios edométricos simples e avaliação da resistência de ponta, por meio de penetrômetro estático, em solo compactado em lisímetros de Petrolina com grau de compactação variando de 80%, 85%, 90% e 95% e umidade de 0,20%, 4,50% e 7,00%. O solo colapsível é arenoso, apresenta uma microestrutura típica de empacotamento simples, o acréscimo do grau de compactação e umidade (até a umidade ótima) causa um decréscimo nos potenciais de colapso e acréscimo na resistência de ponta do solo compactado.

PALAVRAS-CHAVE: Solo Colapsível, Penetrômetro, Resistência de Ponta

1 INTRODUÇÃO

O município de Petrolina está sob uma área de suscetibilidade alta de ocorrência de solos colapsíveis. Esta área é onde se concentra a maior parte da população do município e, conseqüentemente, a que mais se desenvolve,

devendo, portanto, demandar os maiores cuidados por parte dos engenheiros, construtores e prefeitura do município, devendo-se verificar sempre a possibilidade de colapso. Já foram identificados solos colapsíveis na construção de obras que abrangem grandes áreas de ocupação. No

Conjunto Habitacional Massangana (CHM) foram construídas 1.200 casas sobre solos colapsíveis, nas quais cerca de 50% apresentou problemas de fissuras e trincas com as primeiras chuvas, ARAGÃO e MELO (1982). Solos colapsíveis também foram encontrados na construção do Canal Pontal Azul (CPA) com cerca de 35 Km de extensão (FUCALE 2000) e na construção do Conjunto Habitacional Privê Village (CHPV), Ferreira *et al* (2002). Silva (2002) elaborou cartas de zoneamento do município de Petrolina considerando os levantamentos climatológicos, pedológicos e geológicos, indicando a área do município com três níveis de suscetibilidade ao colapso: alto (6%), médio (44%) e baixo (50%). Solos colapsíveis também foram encontrados na de conjuntos habitacionais em Petrolina, TORRES (2014) e BORGES (2016).

Penetrômetros vem sendo utilizados para identificar solos colapsíveis. Reznik (1989) realizou ensaios em campo de penetração estática (CPT) em solos colapsíveis na unidade natural e inundado e relacionou a resistência de ponta do cone no solo natural (P_q) com a resistência de ponta dos solos inundados (P_{qw}). A esta razão ($K_w = P_q/P_{qw}$) chamou de Coeficiente de Colapso. A Tabela 1 classifica se o solo é colapsível em função da tensão aplicada no cone e do valor de K_w . Torres (2014) utilizou penetrômetros estático e dinâmico para avaliar a resistência de ponta de solos colapsíveis antes e após a imundação.

Tabela 1. Critério de identificação de solo colapsível com base em ensaio de cone

Carga Aplicada kPa	Solo é colapsível se
100	$K_w > 2,0$
200	$K_w > 1,5$
300	$K_w > 1,3$

Na cidade de Petrolina já foram construídas mais de 3423 unidades habitacionais. A meta governamental é chegar até o fim de 2016 a 10 mil casas do programa Minha Casa, Minha Vida. O presente trabalho visa avaliar a variação do volume e de resistência de ponta com o grau de compactação e umidade de um solo colapsível da cidade de Petrolina região semi-árida do Estado de Pernambuco com e sem inundação.

2 PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO

O programa de investigação geotécnica desenvolvido em campo consta de: sondagens de reconhecimento com determinação do N_{SPT} ; coleta de amostras indeformadas (tipo bloco) e deformadas; e ensaios para avaliar a resistência de ponta com penetrômetro estático (cone) em solo natural e inundado. Em laboratório, foram realizados ensaios para a caracterização física (distribuição dos grãos, consistência e compactação), mecânica e microestrutural. A colapsibilidade foi avaliada por meio de ensaios edométricos simples.

2.1 Investigação de Campo

Foram realizados 12 furos de sondagem de simples reconhecimento seguindo as normas da ABNT. Os dados foram fornecidos pela empresa construtora do conjunto habitacional.

A resistência à penetração foi avaliada com o penetrômetro estático (PE) utilizando um cone com área de 63300 mm^2 , Figura 1. O valor do deslocamento medido do anel (y , em mm) foi transformado em força (kgf) pela equação de calibração do aparelho ($0,505 \text{ kgf/divisão}$) que corresponde a uma resistência de ponta $P_q = 0,00782y$ (MPa). Foram realizadas 7 ensaios no solo natural e 5 no solo inundado previamente, afastadas de 0,30 m uma da outra. O sistema de reação era realizado por meio de uma viga e placa onde os pesos eram colocados.



Figura 1. Ensaios em campo com Penetrômetro Estático

2.2 Investigação de Laboratório

2.2.1 Caracterização Física

A caracterização física do solo, seguiu as recomendações da ABNT (1986a) e foram

realizados os seguintes ensaios: Análise granulométrica, ABNT (1984a); Massa específica dos grãos dos solos, ABNT (1984b); Limite de liquidez, ABNT (1984c); Limite de plasticidade, ABNT (1984d); Ensaio de compactação, ABNT (1986b).

2.2.2 Caracterização da Colapsibilidade

a) Em Amostras Indeformadas

Foram realizados ensaios edométricos simples em amostras indeformadas do tipo bloco. No início dos ensaios, era aplicada uma tensão de 1,25 kPa para que ocorresse o processo de assentamento do sistema e a leitura inicial para o processo de deformação. As tensões aplicadas nos ensaios eram acrescidas de $\Delta\sigma/\sigma = 1$, iniciando com 10 kPa e finalizando com 1280 kPa. O tempo de duração de cada estágio de tensão era tal que a deformação entre dois intervalos de tempo consecutivos ($\Delta t/t = 1$) fosse inferior a 5 % da deformação total do solo ocorrida até o tempo anterior. Na fase de inundação, a entrada do permeante na célula era controlada por meio de uma bureta graduada de 0,1 ml, com uma torneira regulável de vidro em sua extremidade. O permeante utilizado nos ensaios foi a água destilada e a vazão de inundação foi de 0,25 ml/s. As tensões verticais de inundação foram de 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280 kPa. A avaliação do potencial de colapso (CP%) utilizou a Equação 1,

$$CP (\%) = 100\Delta H / H_i \% \quad (1)$$

Onde: CP é o potencial de colapso; ΔH é a variação da altura do corpo de prova devido à inundação; H_i é a altura do corpo de prova antes da inundação.

b) Em Amostras Deformadas

Após coleta das amostras, determinação da umidade natural e obtenção em laboratório do peso específico aparente seco máximo e umidade ótima, foram escolhidas três umidades de moldagem dos copos de prova: a natural, 4,00% e 7,00% (próximo à umidade ótima do solo) e quatro graus de compactação: 80%, 85%, 90% e 95%.

b.1) Equalização das Umidades

O solo na umidade higroscópica foi umedecido para as umidades desejadas dos ensaios mais 1,00% (para compensar perdas por evaporação durante a preparação). Deixava-se, inicialmente, o solo na umidade pretendida dentro de um saco plástico, para equalização, na câmara úmida por 24 horas, quando então, a umidade era avaliada em pontos distintos da amostra umedecida. Com a determinação das umidades, verificava-se já havia equalizado a distribuição da água em vários pontos da amostra para a umidade desejada. No caso de atender a umidade desejada, com uma tolerância de mais ou menos 0,5%, era iniciado o processo de compactação, caso contrário, a umidade era corrigida e o processo repetido até se obter a umidade desejada, com a tolerância indicada.

b.2) Compactação dos Corpos de Prova dos Ensaio Edométricos Simples.

Após o equilíbrio da umidade, as amostras eram compactadas estaticamente no próprio anel do ensaio por meio de uma prensa com capacidade de 5t e velocidade 0,08 mm/s. A quantidade do solo úmido era calculada para que se alcançassem os graus de compactação desejados em função do volume e peso do anel. Os moldes dos corpos de prova para os ensaios edométricos simples e duplos tinham uma altura média de 19,92 mm e diâmetro médio de 71,30 mm. O tempo médio de duração da compactação estática foi de aproximadamente 15 minutos. Após a compactação, a amostra era deixada na prensa por 10 minutos, onde se verificava uma pequena relaxação da tensão. A umidade inicial do ensaio foi determinada antes do início da compactação para cada corpo de prova. No pistão havia uma trava impedido que o solo fosse compactado mais do que o desejado. O procedimento dos ensaios edométricos simples nas amostras compactadas foram os mesmos das amostras indeformadas.

2.3 Compactação dos Corpos de Prova em Lisímetros e Avaliação da Resistência de Ponta

Para avaliar a resistência de ponta em laboratório com Penetrômetro Estático (cone) foram construídos dois lisímetros com altura

média de 0,50 m, diâmetro médio de 143,7 mm, volume de 8.031,38 e 8.066,27 cm³ e peso médio de 1,26 Kg. Após a equalização das umidades, como descrito no item anterior, a quantidade do solo com diferentes umidades era calculada para se atingir o grau de compactação desejado. No lisímetro, foram realizadas 9 marcas igualmente espaçadas e o peso do solo foi dividido em 9 partes iguais. A compactação foi realizada por camada, de forma dinâmica, fazendo cair o soquete do Proctor Normal de uma altura de queda de 0,30 m, entre uma camada compactada e outra, era feita uma escarificação na parte superior. Para se compactar a última camada utilizava-se um colarinho de PVC para auxiliar as suas colocação e compactação, Figura 2. Ao término da compactação e antes de realizar o ensaio, verificava-se a condição desejada de umidade e peso específico seco e, conseqüentemente, se o grau de compactação foi atingido.



Figura 2. Compactação do solo no Lisímetro

Para cada grau de compactação foram moldados dois lisímetros e em cada lisímetro foram realizadas duas determinações de resistência de ponta. O espaçamento entre as duas verticais era superior a 3,0 vezes o diâmetro do cone. Após a determinação da resistência de ponta na primeira vertical e remoção da haste do cone, o furo era preenchido com o mesmo solo antes de realizar as determinações na segunda vertical. Foram moldados dezoito lisímetros e em cada um deles foram realizadas duas verticais. A resistência à penetração com o Penetrômetro Estático foi determinada utilizando cone com área de 3,80 cm², altura 4 cm e anel dinamométrico 500 Kgf. O valor do deslocamento medido no anel foi transformado em força pela Equação (2) de

calibração do aparelho. A carga era aplicada por meio de um macaco mecânico que fazia reação por meio de uma viga fixada em um pórtico.

$$Pq = 2,2035x + 1,5393 \quad (2)$$

Pq = resistência à penetração em Kgf (Kgf/área do cone x 0,1 = MPa); x = n° de divisões do relógio comparado

2.4 Caracterização Microestrutura

A microestrutura do solo antes e após o colapso foi obtida por meio do Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV). Duas amostras foram utilizadas em condições distintas. A primeira indeformada e a segunda foi obtida a partir do corpo de prova do ensaio edométrico simples, carregado e inundado na tensão vertical de consolidação que apresentou o maior valor de colapso (160 kPa) e posterior descarregamento e secagem. Procedimento similar foi realizado por Ferreira (1995).

3.0 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Investigação de Campo

O perfil do solo de Petrolina até 9 metros de profundidade é constituído de duas camadas, uma areia fina siltosa de pouco a medianamente compacta seguida de uma areia fina e média de medianamente compacta a compacta, Figura 3a. Considerando os valores médios, o índice de resistência à penetração (golpes/0,3 m) cresce com a profundidade ($N_{SPT} = 1,5Z + 3,6$ com $R^2 = 0,91$ e Z em m), Figura 3b. A 9,5 m o impenetrável à percussão é atingido e o solo é pedregulho com argila siltosa.

Os valores da resistência de ponta (Pq) no solo determinados com o penetrômetro estático até a profundidade de 1,40 m na umidade natural e inundado são mostrados na Figura 4. A resistência de ponta no solo na umidade natural cresce linearmente com a profundidade até 0,20 m e para profundidades superiores varia de 1,0 a 1,5 Mpa, Figura 4a. No solo inundado previamente, a resistência de ponta varia de 0,30 a 1,50 Mpa, sem evidências de crescer com a profundidade, Figura 4b. A razão entre a resistência de ponta do solo na umidade natural e inundado ($Kw = Pq/Pqw$) é variável com a profundidade, com valores próximos a 1

na superfície do terreno e chegando a 3,5 na profundidade de 1,40 m, Figura 4c. Considerando os valores médios, a relação ($K_w = P_q/P_{qw}$) variou de 1,2 a 1,8 com a profundidade. Os valores de K_w aqui

encontrados para o solo colapsível de Petrolina-PE são muito próximos aos valores obtidos por Reznik (1989) utilizando resultados de ensaio de cone (CPT) e para tensões inferiores às obtidas no presente trabalho.

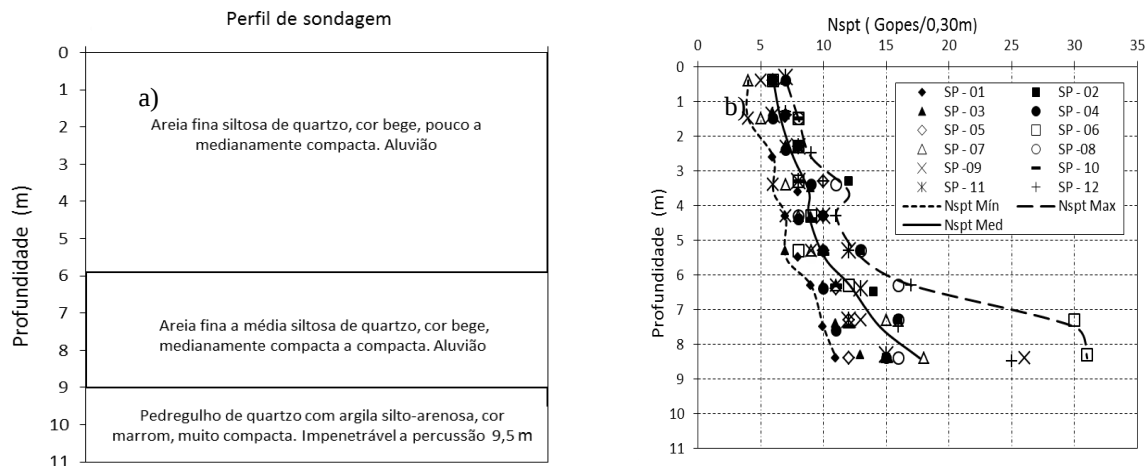


Figura 3. Solo Aluvial de Petrolina-PE: a) Perfil de solo, b) Nspt X Profundidade

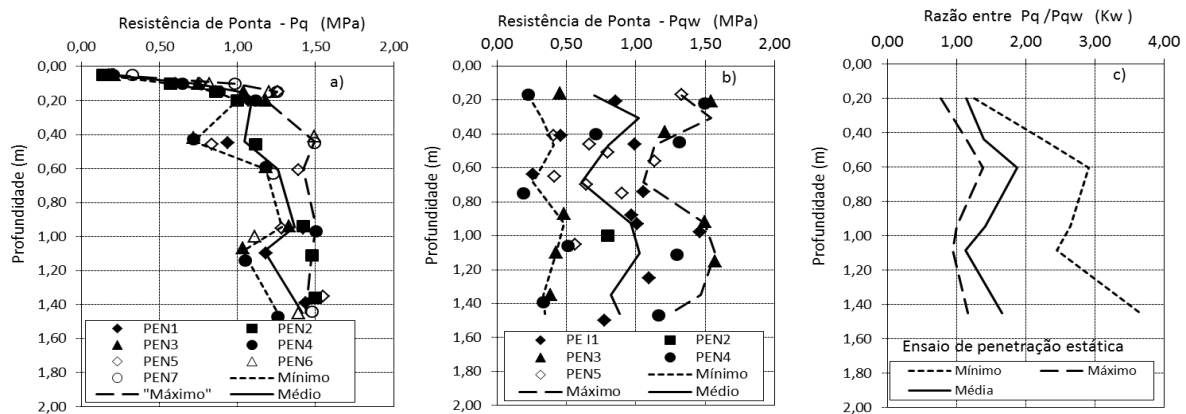


Figura 4. Resistência de Ponta obtida com Penetrômetro Estático: a) Solo natural, b) Solo inundado e c) Relação entre a Resistência de ponta no solo natural e inundado.

3.2 Investigação de Laboratório

a) Caracterização Física

O solo é essencialmente quartzoso (98%), com textura arenosa ($> 88\%$) e fração argilosa $< 8\%$, Figura 5a. O valor do peso específico dos grãos ($G_s = 26,32 \text{ kN/m}^3$). É não líquido e não plástico, se enquadrando no grupo SM, areia siltosa, na classificação do SUCS. O peso específico natural do solo varia de $14,97$ a $15,10 \text{ kN/m}^3$, a umidade natural é de $0,81\%$ e grau de saturação $2,86\%$. O valor do peso específico aparente seco máximo, obtido na energia do Proctor Normal, é de $18,50 \text{ kN/m}^3$, na umidade ótima de $7,30\%$, Figura 5b.

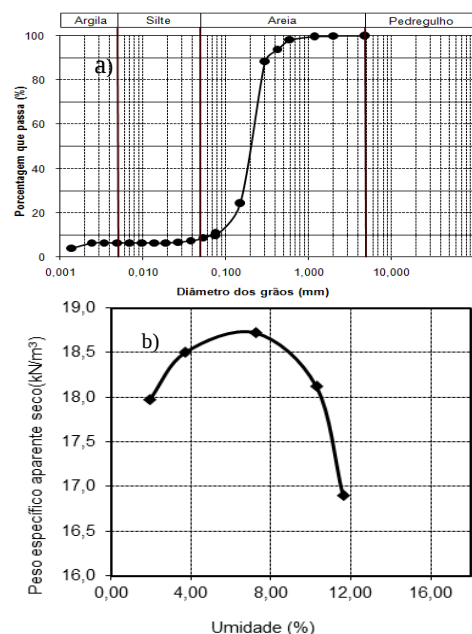


Figura 5 Caracterização Física do solo: a) Curva

granulométrica; b) Curva de compactação
b) Caracterização Microestrutura

A microestrutura do solo natural é constituída por grãos de areia de quartzo, de tamanhos variados e de formas subarredadas e angulares. Os grãos encontram-se revestindo total ou parcialmente por argila, quase sempre não se estendendo ou formando pontes entre eles. É do tipo de porosidade designada de empacotamento simples Figura 6a, BREWER (1976). A microestrutura do solo após colapso ainda é instável e os grãos de areia encontram-se revestidos com argila iluvial. A percolação da água provoca um carreamento das partículas de argilas que passam a preencher os vazios presentes na amostra indeformada, Figura 6b. Comportamento similar foi observado no solo de Petrolândia-PE por Ferreira (1995).

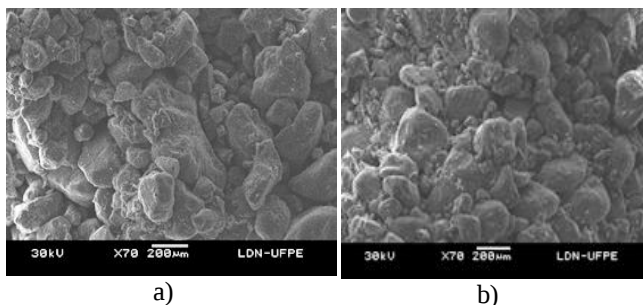


Figura 6. Microestrutura: a) solo natural, b) Solo após colapso inundado a 160 kPa

c) Caracterização da Colapsibilidade

A Figura 7 apresenta resultados dos ensaios edométricos simples de amostras indeformadas e de amostras compactadas de laboratório em condições próximas as de campo. A Figura 8 apresenta resultados dos potenciais do colapso para diferentes de tensão aplicadas em amostras compactadas. Para uma mesma umidade e grau de compactação o potencial de colapso aumenta com o acréscimo de tensão. A medida que a umidade se aproxima da ótima e o grau de compactação aumenta o potencial de colapso diminui.

Os resultados dos ensaios edométricos simples obtidos em amostras indeformadas e em amostra compactada com o mesmo grau de compactação de campo são apresentados na Figura 9a. Os potenciais de colapso do solo compactado nas mesmas condições de grau de

compactação de campo e umidade de 4,0% são menores na amostra indeformada do que na compactada. Isto se deve ao fato de que na microestrutura do solo indeformado os grãos de areia estão revestidos por uma película de argila (argilã) que confere ao arranjo uma resistência que é destruída no solo compactado pelo destorroamento, homogeneização e compactação, Veríssimo (2016).

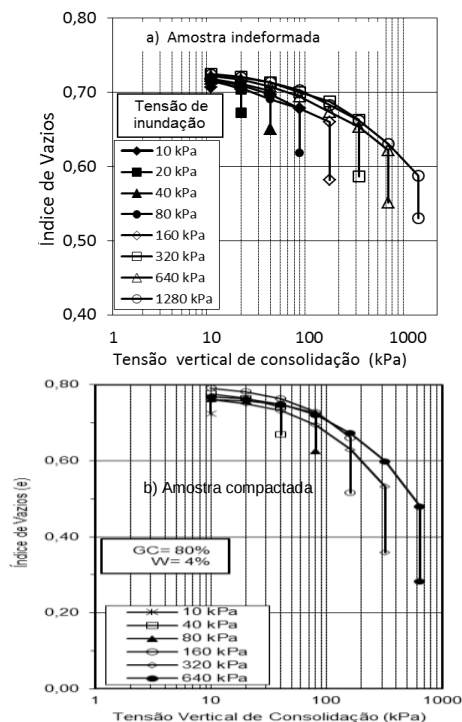


Figura 7. Ensaios edométricos simples a) Em amostras indeformadas, b) Em amostras compactadas próximas das condições de campo

Na amostra indeformada, os valores dos potenciais de colapso crescem com o acréscimo da tensão vertical de inundação, atingindo valores máximos para as tensões de 160 kPa e posteriormente decrescem. Há uma tensão crítica para o colapso máximo, comportamento semelhante foi encontrado por Alonso et al (1990) e Ferreira (1995). Os valores dos potenciais de colapso (CP) encontrados do solo de Petrolina-PE são inferiores aos encontrados por Silva (2003) no solo colapsível de Petrolina do Conjunto Privê Village e no solo colapsível do Canal Pontal Azul em Petrolina-PE (Fucale, 2000).

A Figura 9b é uma representação gráfica do Critério de Reginato e Ferrero (1970), considerando a determinação da tensão pré-consolidação na condição natural (σ_{cn}) e na

condição inundada (σ_{cs}) pelo método de Martins (1983), a tensão da terra (σ_{vo}) para profundidade de 1,0 m calculada para os pesos específicos úmidos correspondentes aos graus de compactação de 80%, 85%, 90% e 95%. Verifica-se que na condição de campo o solo é verdadeiramente colapsível e a medida que o grau de compactação e a umidade crescem, o solo torná-se condicionado ao colapso.

d) A Avaliação da Resistência de Ponta

A Figura 10 apresenta valores médios de quatro determinações da resistência de ponta dos solos compactados nos lisímetros. No ramo seco da curva de compactação, a resistência de ponta cresce com o acréscimo da profundidade, umidade e grau de compactação (Figura 10 a, b, c). A resistência de ponta média obtida nos ensaios em campo é cerca de 3,9 vezes maior do que a obtida em laboratório, nos lisímetros com o solo compactado nas mesmas condições de campo no lisímetro, Figura 10.

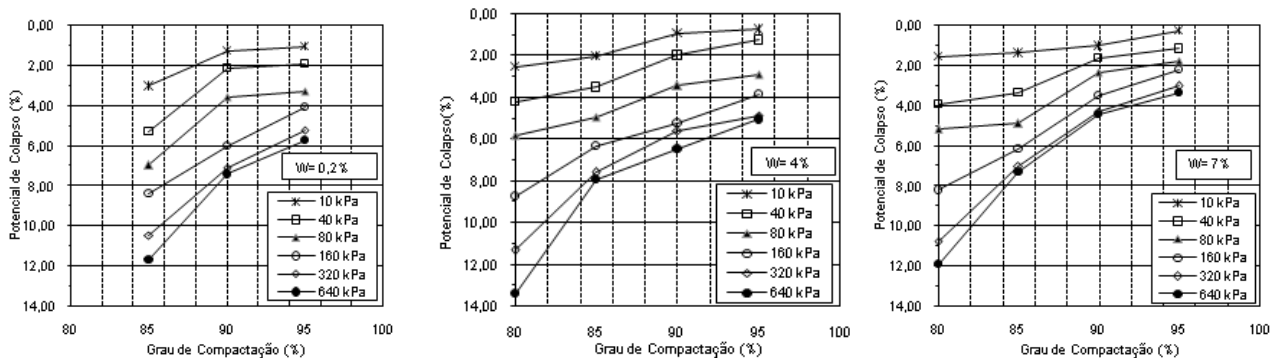


Figura 8 Potencias de Colapso com a Variação de Umidade e Grau de Compactação

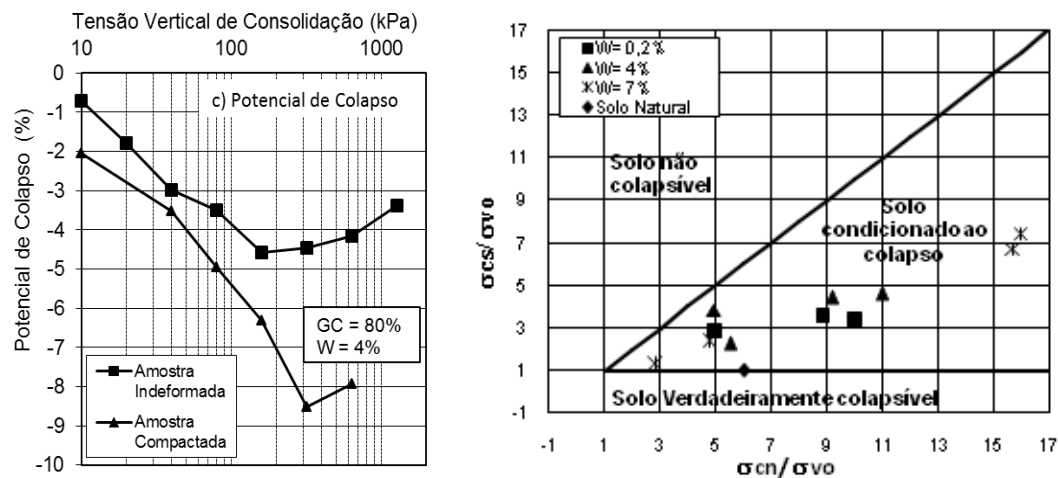


Figura 9. Ensaios Edométricos Simples, a) Potencial de Colapso, b) Critério de Reginatto e Ferrero

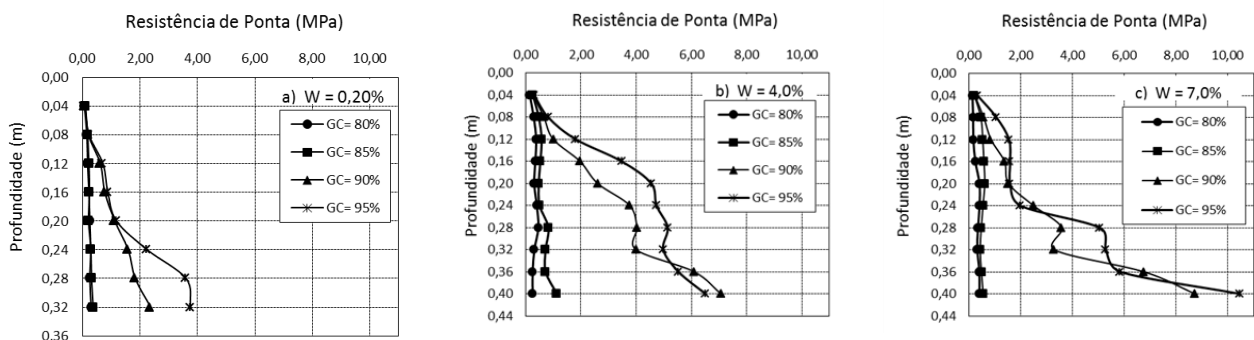


Figura 10 Variação da resistência de ponta com a profundidade obtidos em amostras compactadas em lisímetros: a) $W = 0,20\%$, b) $W = 4,00\%$, c) $W = 7,00\%$

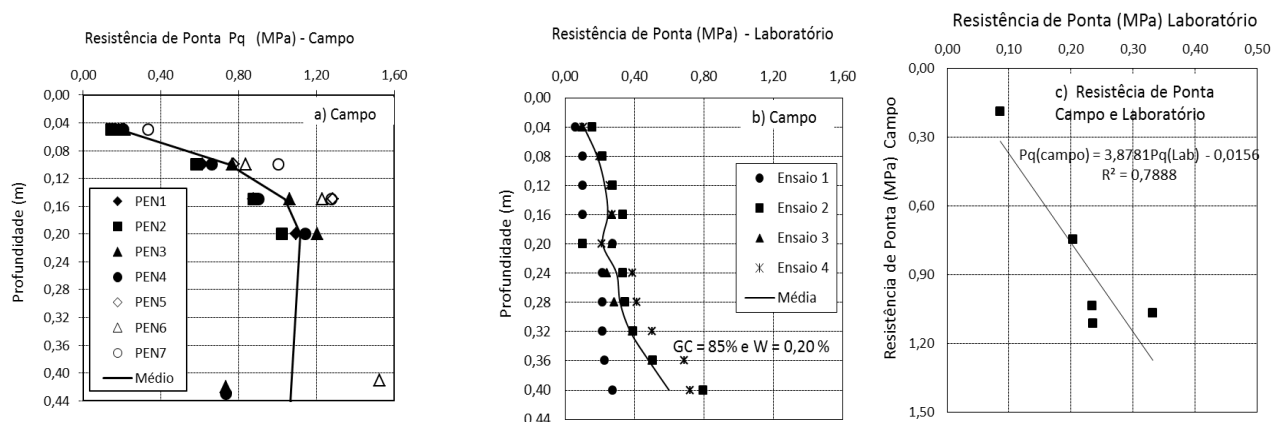


Figura 10. Variação da Resistência de Ponta com a profundidade: a) Ensaio em Campo, b) Ensaio em Laboratório c) Resistência de Ponta em Campo e Laboratório

4. CONCLUSÕES

O solo é essencialmente quartzoso (98%), com textura arenosa (> 88%) e fração argilosa < 8%. O valor do peso específico dos grãos ($G_s = 26,32 \text{ kN/m}^3$). É não líquido e não plástico, se enquadrando no grupo SM, areia siltosa, na classificação do SUCS.

A resistência de ponta média obtida nos ensaios em campo é cerca de 3,9 vezes maior do que a obtida em laboratório, nos lisímetros com o solo compactado nas mesmas condições de campo no lisímetro,

O solo colapsível apresenta uma microestrutura típica de empacotamento simples.

O acréscimo do grau de compactação e umidade (até a umidade ótima) causa um decréscimo nos potenciais de colapso e acréscimo na resistência de ponta do solo compactado.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq o suporte financeiro no apoio ao desenvolvimento da pesquisa.

REFERÊNCIAS

Alonso, E. E., Gens A., Hight D.W. (1987), Special problems soils, in: *Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Dublin, General Report, Session 5, p. 5.1-5.60.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986a. *NBR 6457: amostras de solo - preparação para*

ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro. 8 p.

_____. 1984a. *NBR 7181: solo - análise granulométrica - procedimento*. Rio de Janeiro, 13 p.

_____. 1984b. *NBR 6508. solo - grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica*. Rio de Janeiro, 8 p.

_____. 1984c. *NBR 6459: solo - determinação do limite de liquidez - procedimento*. Rio de Janeiro, 6 p.

_____. 1984d. *NBR 7180. solo - determinação do limite de plasticidade - procedimento*. Rio de Janeiro, 6 p.

_____. 1986b *NBR 7182. Solo - ensaio de compactação - procedimento*. Rio de Janeiro, 10 p.

Borges, J.J.S., (2016) *Avaliação do módulo de elasticidade, resistência de ponta e variação de volume em campo com e sem inundação em solo colapsível*, 195 p. Dissertação de Mestrado, UFPE.

BREWER, R. (1976). *Fabric and Mineral Analysis of Soils*. Robert E. Kinger Pub. Co., Huntigton, New York, 482p.

Ferreira, S. R. M.(1995). *Colapso e expansão em solos naturais não saturados devidos à inundação*. Rio de Janeiro.Tese de Doutorado, 379p. COPPE/UFRJ

Fucale, S. P. (2000) *Comportamento de Variação de Volume Devido à Inundação em Alguns Solos Colapsíveis do Estado de Pernambuco*. Dissertação de Mestrado, UFPE, Recife – PE.

Reznik, YM. 1989, Discussion on Determination of Collapse Potential of Soils by. Lutenegeger, AJ and Saber, RT. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.12, nº 3, Sept, pp. 248-249.

Silva, M. J. R. 2002 *Comportamento Geomecânico de Solos Colapsíveis e Expansivos em Petrolina e Cartas de Suscetibilidade*. Dissertação de Mestrado. UFPE.

Torres, M. S., (2014). *Avaliação da colapsibilidade e da resistência de ponta de um solo de Petrolina devido à inundação*. Tese de Mestrado, UFPE, Recife – PE..

Veríssimo, K.J.S., (2016). *Avaliação da colapsibilidade e resistência de ponta em solo arenoso compactado de Petrolina – PE com e sem inundação*, 123p. Dissertação de Mestrado, UFPE.