



Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"

Programa Interunidades

unesp 

Mestrado

Engenharia Civil e Ambiental

RODRIGO BOTELHO DUMONT

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA EM
PLACA EM SOLO NÃO SATURADO COLAPSÍVEL**

Bauru
2016

RODRIGO BOTELHO DUMONT

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA EM
PLACA EM SOLO NÃO SATURADO COLAPSÍVEL**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação “Engenharia Civil e Ambiental”, da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues

Bauru
2016



Dumont, Rodrigo Botelho.

Simulação numérica de resultados de provas de carga em placa em solo não saturado colapsível / Rodrigo Botelho Dumont, 2016
77 f.

Orientador: Roger Augusto Rodrigues

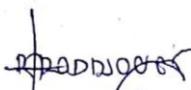
Dissertação (Mestrado)-Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia, Bauru, 2016

1. Solo não saturado. 2. Simulação numérica. 3. Prova de carga em placa. 4. Sucção. 5. Colapso. I. Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia. II. Título.

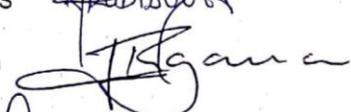
ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE Mestrado de RODRIGO BOTELHO DUMONT, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA.

Aos 12 dias do mês de dezembro do ano de 2016, às 14:00 horas, no(a) Anfiteatro da Diretoria Técnica de Informática/FEB, reuniu-se a Comissão Examinadora da Defesa Pública, composta pelos seguintes membros: Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES - Orientador(a) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru - UNESP, Prof. Dr. JEAN RODRIGO GARCIA do(a) Departamento de Geotecnia e Transportes / Universidade de Campinas, Prof. Dr. CAIO GORLA NOGUEIRA do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru - UNESP, sob a presidência do primeiro, a fim de proceder a arguição pública da DISSERTAÇÃO DE Mestrado de RODRIGO BOTELHO DUMONT, intitulada **Simulação numérica de resultados de provas de carga em placa em solo não saturado colapsível**. Após a exposição, o discente foi arguido oralmente pelos membros da Comissão Examinadora, tendo recebido o conceito final: --- Aprovado ---. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelos membros da Comissão Examinadora.

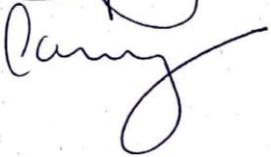
Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES



Prof. Dr. JEAN RODRIGO GARCIA



Prof. Dr. CAIO GORLA NOGUEIRA



AGRADECIMENTOS

Ao professor Roger Augusto Rodrigues, orientador dessa dissertação, pela contribuição, dedicação, disposição e empenho em revisar e corrigir este trabalho.

Ao professor Leonardo José do Nascimento Guimarães e sua equipe da Universidade Federal de Pernambuco, pela receptividade e ensinamentos transmitidos.

Aos professores das bancas de qualificação e de defesa Caio Gorla Nogueira, Jean Rodrigo Garcia e Paulo César Lodi pelas sugestões e contribuições.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UNESP, por transmitirem seus conhecimentos ao longo das aulas ministradas nas disciplinas.

Ao professor Osvaldo Luís Manzoli, por intermediar o contato com o professor Leonardo José do Nascimento Guimarães.

Aos meus pais, Luiz Henrique Dumont e Terezinha Botelho Dumont, minha irmã Laura Botelho Dumont Kowalski, meu cunhado Cesar Burani Kowalski e toda a minha família por sempre acreditarem em mim.

A minha namorada, Carla Prando por estar sempre ao meu lado.

A Construtora Assuã e colegas de trabalho, por permitirem e apoiarem minha trajetória no Mestrado.

A todos os meus amigos por partilharem seus conhecimentos e conquistas e estarem presentes nos meus.

Muito Obrigado!

Sumário

Lista de Figuras	viii
Lista de Símbolos	xi
Resumo	1
Abstract.....	2
1. Introdução.....	3
2. Revisão Bibliográfica	5
2.1. Solos Não Saturados	5
2.1.1. Potenciais que Definem o Estado de Energia da Água no Solo	7
2.1.2. Sucção	9
2.2. Modelos Constitutivos para Solos Não Saturados	11
2.2.1. Modelo Mecânico para Estado de Tensões Isotrópico	12
2.2.2. Modelo Mecânico Estendido para Estado de Tensões Triaxiais	17
2.2.3. Modelo Hidráulico	20
2.3. Modelagem Computacional: Programa Code_Bright.....	21
2.3.1. Aspectos Gerais	21
2.3.2. Equações de Balanço	22
2.3.3. Aplicação do Programa Code_Bright na Simulação de Diferentes Problemas em Solos Não Saturados	24
2.4. Prova de Carga em Placa	28
2.4.1. Tipos de Ensaio	28
2.4.2. Provas de Carga em Solos Colapsíveis	32
2.5. Considerações sobre a Revisão Bibliográfica.....	36
3. Materiais e Métodos	38
3.1. Local de Estudo e Histórico de Informações Geotécnicas.....	38
3.2. Modelo de Cálculo de Prova de Carga em Placa em Solo Não Saturado Colapsível	40

3.2.1. Composição	40
3.2.2. Parâmetros Constitutivos dos Materiais	42
4. Resultados e Análises	46
4.1. Escolha da Malha de Elementos Finitos	46
4.2. Análise de Rigidez da Placa.....	48
4.3. Simulação Numérica dos Resultados dos Ensaios de Provas de Carga em Placa	49
4.4. Análise de Sensibilidade Paramétrica.....	54
4.5. Variação da Tensão Admissível com a Sucção no Solo	60
4.6. Considerações Finais	68
5. Conclusão.....	70
REFERÊNCIAS	72

Lista de Figuras

Figura 1. Variação da pressão na água intersticial em um perfil de solo (RODRIGUES, 2007).....	6
Figura 2. Esquema de um solo não saturado (MUÑOZ, 2006).....	7
Figura 3. Água de um solo não saturado sujeito a capilaridade e absorção que combinadas produzem um potencial matricial (HILLEL, 1971 apud CANCINO CALLE, 2000).....	9
Figura 4. Componentes da sucção: osmótica e matricial (adaptado de HILLEL, 1971).	11
Figura 5. Relação entre tensões de pré-adensamento p_o e p_o^* : (a) curvas de compressão para solos saturados e não saturados; (b) trajetória de tensões e curva de plastificação no plano de tensões (p, s) (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).	13
Figura 6. Curvas de plastificação no espaço (p, q, s) (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).	18
Figura 7. Vista tridimensional das curvas de plastificação no espaço (p, q, s) (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).....	19
Figura 8. Região Noroeste do Estado de Paulo (RODRIGUES, 2007).....	25
Figura 9. Pereira Barreto após o enchimento do reservatório da UHE de Três Irmãos (RODRIGUES, 2007).....	25
Figura 10. Comparação entre recalque de campo e previsto numericamente (RODRIGUES, 2007).....	26
Figura 11. Curvas típicas de ruptura geral e ruptura local (modificado de TERZAGHI, 1943 apud CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2003).....	31
Figura 12. Ensaio da ocorrência de colapso quando submetido à inundação (CINTRA, 1989 apud MORAES, 2005).	33
Figura 13. Carga de colapso superior à carga admissível (modificado de CINTRA, 1989 apud MENEGOTTO, 2004).	33
Figura 14. Curvas tensão-recalque obtidas sob diferentes valores de sucção (modificado de COSTA, 1999).....	35
Figura 15. Curvas tensão recalque variando a sucção (modificado de COSTA, 1999).	35
Figura 16. Registro fotográfico de prova de carga em placa realizada a 1m de profundidade (CESP, 1990).....	38
Figura 17. Provas de Carga (CESP, 1990).	39

Figura 18. Geometria do solo e placa analisados.	40
Figura 19. Malha de elementos finitos adotada no início dos cálculos.	41
Figura 20. Condições de contorno mecânica e hidráulica.	42
Figura 21. Resultados experimentais do solo de Pereira Barreto (RODRIGUES, 2007).	43
Figura 22. Curvas tensão-recalque obtidas nos ensaios de prova de carga em placa (CESP, 1990).	46
Figura 23. Malhas de elementos finitos testadas nas análises de convergência.	47
Figura 24. Curvas tensão-recalque obtidas a partir das malhas de elementos finitos testadas nas análises de convergência.	47
Figura 25. Campo de recalques após aplicação de carregamento sobre placas com diversas espessuras.	48
Figura 26. Curvas tensão-recalque obtidas a partir de placas com diversas espessuras.	49
Figura 27. Curvas tensão-recalque da prova de carga em placa PC2-1m com sucção igual a 0 kPa.	50
Figura 28. Curva de retenção de água e a variação de umidade durante os ensaios de prova de carga em placa.	51
Figura 29. Curvas tensão-recalque da prova de carga em placa PC1-1m com sucção variando de 30 a 100 kPa.	51
Figura 30. Curvas tensão-recalque das provas de carga em placa PC-1m e PC2-1m com sucção igual a 0 e 80 kPa.	52
Figura 31. Curvas tensão-recalque da prova de carga em placa PC3-1m.	53
Figura 32. Perfis de recalques e sucções no ensaio PC3-1m.	54
Figura 33. Formas da curva de escoamento LC para diferentes valores do parâmetro p_o^*	55
Figura 34. Formas da curva de escoamento LC para diferentes valores do parâmetro r	55
Figura 35. Formas da curva de escoamento LC para diferentes valores do parâmetro β	55
Figura 36. Resultados de análises de sensibilidade ao parâmetro p_o^*	56
Figura 37. Resultados de análises de sensibilidade ao parâmetro r	58
Figura 38. Resultados de análises de sensibilidade ao parâmetro β	59
Figura 39. Simulação numérica de resultados de prova de carga em placa variando a sucção no solo.	61

Figura 40. Variação hiperbólica da tensão admissível com a sucção.....	62
Figura 41. Variação linear da tensão admissível com a sucção.....	63
Figura 42. Monitoramento da sucção e da chuva na região de Pereira Barreto (RODRIGUES, 2010).....	65
Figura 43. Variação linear da tensão admissível com valores de sucção obtidos em campo.	66
Figura 44. Variação linear da tensão admissível e recalques de colapso com diferentes tensões de inundação com valores de sucção obtidos em campo.....	67

Lista de Símbolos

Símbolos do alfabeto latino

b : vetor de forças mássicas

e : índice de vazios

E : módulo de elasticidade

E_0 : módulo de elasticidade inicial

E_{min} : módulo de elasticidade mínimo

f : massa excedente

g : aceleração da gravidade

\mathbf{g} : vetor das forças de gravidade

G : módulo cisalhante

h_c : altura de ascensão capilar

\mathbf{j} : fluxo total (advectivo, dispersivo e difusivo)

j_w : fluxo de água

j_g^w : fluxo advectivo de vapor da fase gasosa

k : permeabilidade saturada

\mathbf{k} : permeabilidade intrínseca

k_r : permeabilidade relativa

K_o : coeficiente de empuxo em repouso do solo

M : projeção da linha de estados críticos

m e n ; parâmetros de ajuste

n : porosidade

$N(s)$: volume específico para $p = p^c$

$N(0)$: é o volume específico para $p = p^c$ com o solo na condição saturada

p : tensão média

p_{atm} ou P_{ga} : pressão atmosférica

p^c : tensão de referência para $v = N(s)$

p_o^* : tensão de pré-adensamento isotrópica do solo saturado

p_o : tensão de pré-adensamento isotrópica do solo não saturado

p_{K_o} : tensão média referente a trajetória K_o

p_s : tensão que descreve o aumento da coesão do solo com a sucção

P_l ou u_w : pressão de líquido ou pressão na água

P_g ou u_a : pressão de gás ou pressão no ar
 P_a : pressão de referência medida a certa temperatura
 q : tensão cisalhante
 r : parâmetro de máxima rigidez do solo para o Modelo BBM
 R_s : raio de curvatura da membrana contráctil
 S : Sucção total
 $s = (u_a - u_w)$ ou $(P_g - P_l)$: sucção matricial
 s_o : sucção que define a posição da curva de escoamento SI
 s_i : sucção inicial no solo
 S_r, S_e, S : grau de saturação
 S_{rl} e S_{ls} : graus de saturação residual e máximo
 T_s : tensão superficial
 u : deslocamento
 v : volume específico ($1 + e$)
 V_v : volume de vazios
 V_w : volume de água
 w : umidade

Símbolos do alfabeto Grego

α_o : parâmetro que controla a lei de fluxo no Modelo BBM
 α : parâmetro de forma da curva de retenção van Genuchten, (1980)
 β : parâmetro que controla a taxa de aumento da rigidez do solo com a sucção
 ϵ_v : deformação volumétrica
 ϵ_s : deformação cisalhante
 ϵ_v^p : deformação volumétrica plástica
 ϵ_{vs}^p : deformação volumétrica plástica associada à curva de escoamento SI
 ϵ_{vp}^p : deformação volumétrica plástica associada à curva de escoamento LC
 ϕ : porosidade para as Equações de Balanço de Massa
 ϕ_0 : porosidade de referência
 γ : peso específico
 ψ : potencial total
 κ : parâmetro de compressão elástico do solo para variações de tensões

κ_s : parâmetro de compressão elástico do solo para variações de sucção
 $\lambda(0)$: parâmetro de compressão elastoplástico do solo na condição saturada
 $\lambda(s)$: parâmetro de compressão elastoplástico do solo dependente da sucção
 λ_s : parâmetro de compressão plástico do solo para variações de sucção
 λ : função de forma da curva de retenção de água no solo
 μ : viscosidade dinâmica
 π : sucção osmótica
 ρ : massa específica
 σ_a : tensão admissível
 $\sigma_{a(s)}$: tensão admissível do solo não saturado
 $\sigma_{a(0)}$: tensão admissível do solo saturado
 σ_c : tensão de colapso
 σ_i : tensão de inundação
 σ_r : capacidade de carga
 σ_{10} : tensão provocada por um recalque de 10 mm
 σ_{25} : tensão provocada por um recalque de 25 mm
 σ : tensor de tensões totais
 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: tensões principais
 $\sigma - u_a$: tensão normal líquida
 w : fração da massa de uma componente numa fase
 Os subscritos l e g referem-se ao líquido e ao gás, e o sobrescrito w à água.

Resumo

Os solos não saturados são materiais multifásicos e de comportamento complexo que podem ser encontrados em depósitos de grande espessura onde são construídas as obras de engenharia civil. O entendimento do comportamento tensão-deformação/fluxo desses solos tem sido aprimorado com o desenvolvimento de experimentos e modelos constitutivos que são aplicados para a previsão de comportamentos e análises de desempenho das obras geotécnicas. Tais modelos têm sido utilizados para simular diversos resultados de ensaios de laboratório de solos não saturados compactados, porém, simulações de resultados de ensaios de campo em solos não saturados naturais ainda têm sido pouco exploradas. A proposta deste trabalho é simular numericamente o comportamento Hidro-Mecânico de um solo arenoso não saturado via método de elementos finitos em ensaios de prova de carga em placa. Os parâmetros constitutivos do solo são provenientes de resultados de ensaios de laboratório realizados com controle de sucção. O programa de elementos finitos Code_Bright foi utilizado para a simulação dos resultados dos ensaios das provas de carga em placa realizadas em campo. Os resultados obtidos numericamente demonstraram a capacidade do modelo constitutivo mecânico em reproduzir adequadamente os resultados dos ensaios. A partir dos resultados, constatou-se que os recalques são fortemente afetados pela variação da sucção, demonstrando o comportamento colapsível do solo diante de aplicação de tensões e mudanças de umidade e sucção. O parâmetro constitutivo mecânico p_o^* , tensão de pré-adensamento isotrópica do solo saturado, influencia significativamente o comportamento do solo, assim como a magnitude do colapso por inundação. Os resultados demonstraram a importância da condição não saturada na previsão de comportamento e o quanto tal condição pode afetar o dimensionamento de fundações diretas em solo não saturado de comportamento colapsível. O trabalho oferece informações básicas no tocante à estimativa da tensão admissível considerando a variabilidade sazonal decorrente da sucção no solo.

Palavras-chave: solo não saturado, simulação numérica, prova de carga em placa, sucção, colapso.

Abstract

Unsaturated soils are multiphase materials with complex behavior that can be found in large thickness deposits where civil engineering works are built. The understanding of the stress-strain/flow behavior of these soils has been improved with the development of experiments and constitutive models that are applied to behavior predictions and performance analysis of geotechnical works. Such models have been used to simulate several laboratory test results on compacted unsaturated soils, however, simulation of field test results on natural unsaturated soils have been little explored. This work aims to simulate numerically the Hydro-Mechanical behavior of an unsaturated sandy soil by finite element method in plate loading tests. Constitutive parameters of the soil come from the laboratory test results performed with controlled soil suction. The program Code_Bright was used to simulate plate loading test results. The results showed the capacity of the constitutive mechanical model to reproduce the test results. The settlements are strongly affected by the soil suction variation, demonstrating the collapsible behavior for stress, moisture content or soil suction changes. The constitutive mechanical parameter p_o^* , preconsolidation stress for saturated condition, affected significantly the soil behavior, as well as the magnitude of the collapse by wetting. The results presented the great importance of the unsaturated status of the soil in prediction behavior and how this condition can affect the design of foundations in unsaturated soils with collapsible behavior. This study provides basic information concerning the estimation of admissible stress, taking the seasonal variability due to the soil suction.

Keywords: unsaturated soil, numerical simulation, plate loading test, suction, collapse.

1. Introdução

Em países de clima tropical úmido, sub-úmido, árido e semiáridos os solos não saturados são amplamente encontrados. O comportamento destes solos afeta o desempenho de muitas obras geotécnicas, tais como: fundações, taludes, barragens de terra e aterros, em geral. A maioria das camadas compostas por solos desenvolvidos nestes ambientes encontra-se não saturada até profundidades acima de 10 m.

Tais solos são formados em locais de condições onde ocorrem estações alternadas de seca e de chuva e altas temperaturas. Como resultado do desgaste intenso e a lixiviação de bases e de sílica, estes solos mostram a acumulação de óxidos de ferro e de alumínio, e caulinita na sua fracção mais fina. Os solos resultantes mostram porosidades de cerca de 50% e graus de saturação abaixo de 30%, dependendo da época do ano e da profundidade (RODRIGUES; VILAR, 2010).

Um problema típico relativo a estes solos é a colapsibilidade dos solos. O colapso é o fenômeno que se caracteriza pela variação de volume súbita induzida pelo umedecimento sem que haja variação das cargas aplicadas (DUDLEY, 1970; VILAR; RODRIGUES; NOGUEIRA, 1981; VILAR; RODRIGUES, 2011).

Os solos colapsíveis são, portanto, materiais sensíveis à variação de umidade ou de sucção no solo. Esta sensibilidade reflete mudanças súbitas de comportamento com a inundação e ou ainda alterações do comportamento tensão-deformação quando se varia a umidade ou a sucção com a aplicação de carregamentos ao solo.

O conjunto de informações sobre o comportamento geotécnico destes solos, especialmente dos que ocorrem no interior do Estado de São Paulo está disponível na literatura científica. Os dados incluem ensaios de laboratório convencionais (COLLARES, 1997; VILAR, 1979) e de campo (AGNELLI, 1997; CARNEIRO, 1999; COSTA, 1999; MENEGOTTO, 2004; SOUZA; CINTRA, 1994) bem como ensaios em que a tensão líquida, $\sigma - u_a$ e sucção matricial, $u_a - u_w$, são medidas ou controladas (DAVIES, 2000; FAGUNDES, 2014; RODRIGUES, 2007). Alguns dos ensaios de campo disponíveis referem-se a ensaios de placa, em que uma placa é carregada em etapas e recalques são medidos.

Considerando a disponibilidade do amplo acervo bibliográfico referente a estudos já realizados e da importância do tema, esta pesquisa trata do estudo do comportamento do solo da cidade de Pereira Barreto-SP, tendo como principal objetivo prever numericamente recalques de resultados de ensaios de provas de carga em placa, considerando o efeito da sucção, bem como o que ocorre nesse tipo de solo quando se eleva a umidade até a saturação.

Trata-se, portanto, de uma oportunidade de aplicação de modelos analíticos e numéricos na previsão do comportamento Hidro-Mecânico de um solo colapsível natural em ensaios de campo, uma vez que muitos dos estudos dessa natureza têm sido realizados com resultados de ensaios de laboratório em solos compactados.

Para isso, resultados de ensaios com sucção controlada e de calibração do Modelo de Barcelona (BBM) obtidos por Rodrigues (2007) foram utilizados neste trabalho. As provas de carga em placa foram simuladas por meio do programa de elementos finitos Code_Bright. Curvas tensão-recalque com diferentes valores de sucção foram obtidas, bem como a previsão da magnitude dos recalques de colapso pela inundação do solo sob uma carga conhecida. Análises paramétricas demonstraram a influência do modelo e de seus parâmetros constitutivos na previsão do comportamento do solo.

2. Revisão Bibliográfica

2.1. Solos Não Saturados

Muitas construções civis são apoiadas em espessas camadas de solos que podem variar significativamente de acordo com as diversas formações geológicas e condições climáticas de cada região. Em algumas destas camadas, o nível d'água encontra-se próximo à superfície do terreno e isto ocorre em muitos países de clima temperado e frio, onde a taxa de precipitação é maior que a taxa de evaporação. Os problemas e as obras geotécnicas neste caso específico são resolvidos e dimensionados, utilizando-se o princípio das tensões efetivas proposto em 1936 por Karl Terzaghi.

Em outras regiões, porém, o nível d'água encontra-se a maiores profundidades, proporcionando a formação de espessas camadas de solos não saturados. Neste caso, as tensões efetivas de Terzaghi não são capazes de prever adequadamente o comportamento mecânico do solo (ALONSO; GENS; JOSA, 1990). Além disso, alguns destes solos são porosos, caracterizados por elevados valores de índices de vazios (DUDLEY, 1970). Esta peculiaridade pode conferir ao solo um comportamento colapsível caso ocorra infiltração de água em quantidade suficiente para deflagrar o colapso do solo, que é uma deformação ou um recalque provocado pelo umedecimento do solo sem que haja variação das cargas externas aplicadas.

Com o desenvolvimento de países emergentes situados em regiões de climas áridos, semiáridos e tropicais, onde o solo é predominante não saturado, muitos estudos têm sido elaborados sob a ótica da Mecânica dos Solos Não Saturados. Técnicas experimentais e modelos analíticos e numéricos têm sido desenvolvidos na tentativa de melhorar os projetos, visando minimizar, por exemplo, superdimensionamentos, uma vez que a condição saturada sempre foi considerada a mais crítica.

Como ilustração, na Figura 1 é apresentado um perfil de solo saturado e não saturado com variação da pressão na água do solo.

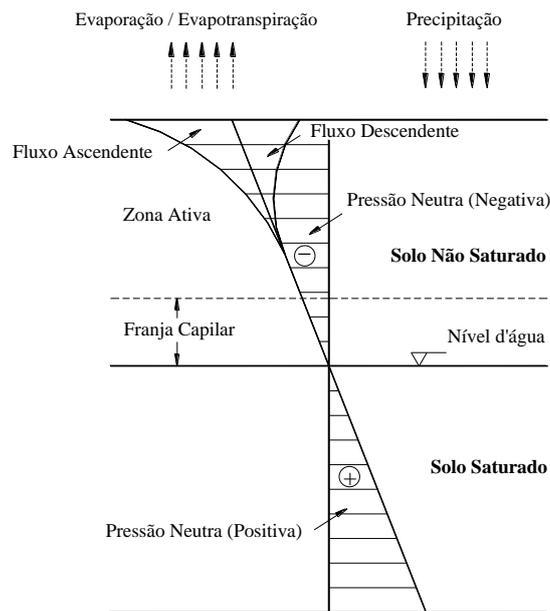


Figura 1. Variação da pressão na água intersticial em um perfil de solo (RODRIGUES, 2007).

Abaixo do nível d'água o solo está saturado e as pressões na água intersticial (pressões neutras) são positivas. A parte do perfil de solo acima do lençol freático, pode ser subdividida em duas partes: (1) a parte imediatamente acima do nível d'água, chamada de franja ou zona capilar, permanece saturada invariavelmente ainda que as pressões na água do solo sejam negativas; (2) na outra parte, chamada de zona ativa, o solo está não saturado e o grau de saturação do solo tenderá a se equilibrar na condição hidrostática quando o fluxo da superfície do terreno for zero. Se a água for extraída da superfície do terreno (evaporação), o perfil de pressão na água será projetado à esquerda; se a água entrar pela superfície do terreno (infiltração), o perfil de pressão na água será projetado à direita (RODRIGUES, 2007).

Na região não saturada (zona ativa), os solos são compostos basicamente pelas fases sólida (minerais), líquida (água e ar dissolvido) e gasosa (mistura de ar seco e vapor d'água), Figura 2. Em muitos processos a interação entre suas fases implica uma série de fatores como o surgimento da sucção na água intersticial que influencia o comportamento mecânico e hidráulico desses solos.

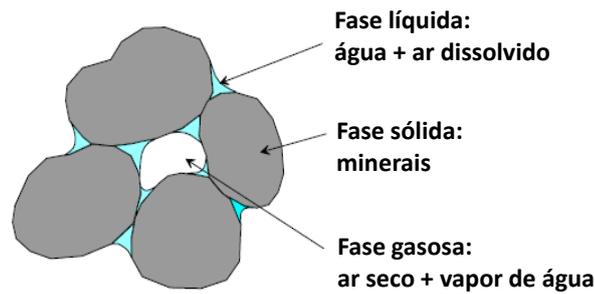


Figura 2. Esquema de um solo não saturado (MUÑOZ, 2006).

No geral, estes solos têm sido estudados há cerca de 60 anos. No início, houve um grande esforço na tentativa de equacionar o princípio de tensões efetivas que pudesse reproduzir o comportamento mecânico destes solos, porém, sem muito êxito. Diversos autores, tais como Bishop (1956), Aitchinson (1961), Jennings e Burland (1962), Bishop e Blight (1963), propuseram e discutiram a aplicabilidade de equações para o cálculo das tensões efetivas em solos não saturados. Posteriormente, surgiu uma representação tridimensional chamada de superfície de estado na tentativa de descrever o comportamento desses solos (MATYAS; RADHAKRIDSNA, 1968), baseada nas teorias de Bishop e Blight (1963).

No final da década de 80, modelos elastoplásticos elaborados com base na teoria de estados críticos (oriundos do Modelo Cam Clay) trouxeram uma nova abordagem nos estudos dos solos não saturados. Várias proposições foram feitas neste sentido, podendo-se citar: Alonso, Gens e Josa (1990), Balmaceda (1991), Wheeler e Sivakumar (1995), Wheeler (1996). Estes modelos são vantajosos por apresentarem bons resultados de previsões de comportamento e trajetórias de tensões diversificadas, prevendo deformações produzidas pela variação da sucção como colapso e expansão. Estas possibilidades de previsão superaram os modelos matemáticos empíricos e as superfícies de estado que não conseguiam prever a dependência entre as trajetórias de tensão e sucção e o efeito conjugado de resistência e deformabilidade.

2.1.1. Potenciais que Definem o Estado de Energia da Água no Solo

O estado de energia da água no solo é definido como a soma das energias potencial e cinética descritas pela equação de Bernoulli, representada na Equação 1 em

metros de coluna de água, isto é, na forma de energia por unidade de peso. Como a velocidade de fluxo da água nos solos é muito baixa devido à grande perda de carga, desconsidera-se a energia cinética e prioriza-se a energia potencial como a responsável pelo movimento da água no solo.

Assim sendo, das componentes de pressão, a parcela piezométrica (u_w/γ_w) é composta por forças matriciais e osmóticas quando o solo se encontra em condição não saturada.

$$\psi = (\psi_M + \psi_O) + \psi_Z \Rightarrow H = \left(\frac{u_w}{\gamma_w} \right) + z \quad \text{Equação 1}$$

Em que: ψ é o potencial total (ou carga total, H); ψ_M é o potencial matricial; ψ_O é o potencial osmótico; ψ_Z é o potencial gravitacional (ou carga de posição, z); u_w é a pressão na água intersticial e γ_w é o peso específico da água.

Considerando o estado de energia da água no solo, o potencial total, ψ , pode ainda contar com outros componentes ou potenciais parciais que não são normalmente expressos na Equação de Bernoulli, conforme apresentado na Equação 2.

$$\psi = (\psi_M + \psi_O) + \psi_Z + \psi_P + \psi_T + \psi_C \quad \text{Equação 2}$$

Em que: ψ_P é o potencial pneumático; ψ_T é o potencial de temperatura; ψ_C é o potencial de consolidação.

Ao considerar os solos não sujeitos à variação volumétrica, isotérmicos, sujeitos a pressão atmosférica e, ainda, desprezando-se a parcela osmótica, os potenciais mais importantes do movimento da água nos solos não saturados são:

$$\psi = \psi_M + \psi_Z \quad \text{Equação 3}$$

Os potenciais parciais da Equação 3 podem ser sucintamente definidos conforme descrito por Georgetti (2010):

-Potencial matricial (ψ_M): diz respeito à pressão e ao efeito combinado da ação de forças capilares e de adsorção (Figura 3), responsáveis pela retenção da água no solo, que surgem a partir da interação entre a água, ar e as partículas minerais (matriz do solo). Ao retirar água do solo, é necessário haver perdas de energia, tendo está uma relação indiretamente proporcional à umidade do solo.

- Potencial gravitacional (ψ_Z): dá-se devido à diferença de cota da água do solo em relação a um reservatório padrão, isto é, uma energia potencial do campo gravitacional relacionada diretamente com componentes de posição.

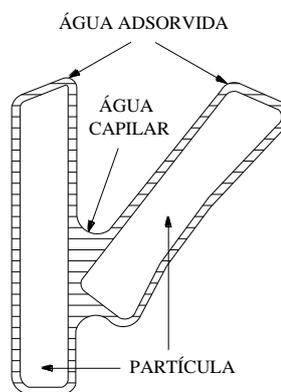


Figura 3. Água de um solo não saturado sujeito a capilaridade e adsorção que combinadas produzem um potencial matricial (HILLEL, 1971 apud CANCINO CALLE, 2000).

2.1.2. Sucção

Em um sistema com água e ar em contato surge uma energia livre na interface comum entre ambos. Esta energia é diferente ao longo do sistema devido à diferença de densidade entre os materiais. Isto faz com que as moléculas de água na superfície apresentem uma tendência de se deslocar para o interior do meio líquido, atraídas pelas próprias moléculas de água. Tal atração muda o formato da superfície que assume uma forma côncava ou convexa, às vezes até perceptível, dependendo da capilaridade e da adsorção de cada meio.

Desta interação surge a sucção no solo que tem sido reconhecida como decorrente dos efeitos combinados de capilaridade, adsorção e osmose quando da concentração de solutos na água do solo. Esta sucção pode ser dividida em matricial e osmótica, onde a

primeira é devido à atuação das forças de adsorção e capilaridade, e a segunda devido à força osmótica.

A definição do conceito de sucção remete à interação solo-água, a partir da qual é possível quantificar a afinidade que o solo não saturado tem pela água (GEORGETTI, 2010).

A surgimento da sucção no interior do solo promove o armazenamento de água acima do nível do lençol freático na zona ativa (Figura 1). Se este sistema contasse somente com as forças gravitacionais haveria um limite físico bem definido para o nível d'água, um solo saturado (fase líquida + fase sólida) e um solo seco (fase gasosa + fase sólida) descartando assim o solo úmido (fase líquida + fase gasosa + fase sólida), conforme já apresentado nas Figura 1 e 2.

Quando o potencial gravitacional e pneumático não intervém no processo do movimento da água no solo, sendo desprezados, o potencial total equivale a soma dos potenciais matricial e osmótico e, por consequência, da sucção matricial (s) e sucção osmótica (π). Assim, a sucção total (S), é expressa em termos de pressão e representada da seguinte Equação 4:

$$S = s + \pi \quad \text{Equação 4}$$

A sucção total é definida como a pressão manométrica negativa que é obtida através da elevação da coluna de mercúrio de um reservatório, em relação à pressão externa de gás sobre a água do solo, que deverá ser aplicada a um reservatório de água pura (a mesma cota e temperatura), através de uma membrana semipermeável que permite o fluxo da água, porém, não o de solutos, entre a água do reservatório e a água do solo. A sucção matricial é medida pela elevação da coluna de mercúrio do reservatório de água. Já a sucção osmótica é medida pela elevação da coluna de mercúrio do reservatório de água pura com o reservatório de água com a mesma solução do solo, através de uma membrana permeável à água. A Figura 4 ilustra os conceitos da sucção matricial, osmótica e total.

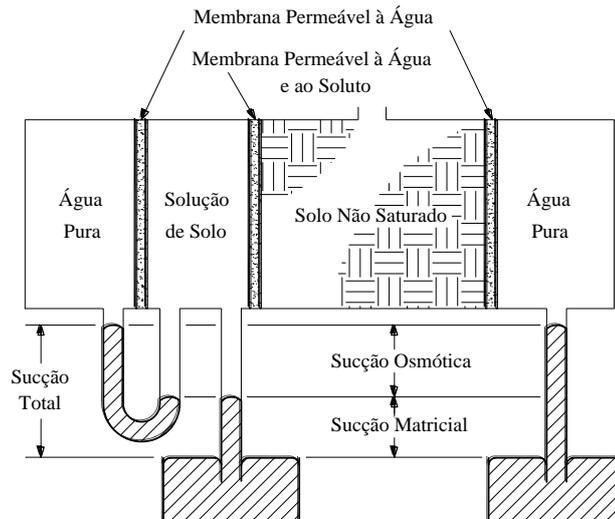


Figura 4. Componentes da sucção: osmótica e matricial (adaptado de HILLEL, 1971).

A sucção osmótica aparentemente não influencia significativamente a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados (BLIGHT, 1983), apesar de haver divergências sobre esta contribuição no meio acadêmico, como relatado por Reginato e Ferrero (1973).

Alonso, Gens e Hight (1987) discutem as duas correntes de pensamento, porém, os autores reconhecem a sucção matricial como a mais importante e fundamental fonte de sucção a interferir no comportamento dos solos não saturados.

2.2. Modelos Constitutivos para Solos Não Saturados

Certos problemas na Geotecnia, como o colapso dos solos, por exemplo, envolve um comportamento do tipo tensão/deformação-fluxo. Para o completo entendimento deste tipo de fenômeno é requerido formulações matemáticas das leis associadas ao problema. Tais formulações constituem os modelos constitutivos que são capazes de reproduzir, interpretar e prever o comportamento desses solos. O modelo constitutivo mecânico que é utilizado nesta dissertação para reproduzir o comportamento do solo é o Modelo Básico de Barcelona e o modelo constitutivo hidráulico abrange a retenção de água no solo, a lei de Darcy e a permeabilidade relativa.

2.2.1. Modelo Mecânico para Estado de Tensões Isotrópico

Alonso, Gens e Hight (1987) apresentam um estudo em que diferentes características de solos não saturados são analisadas. Deste estudo, o modelo elastoplástico conhecido como Modelo Básico de Barcelona (BBM) ou simplesmente Modelo de Barcelona foi proposto por Alonso, Gens e Josa (1990) para representar o comportamento tensão/deformação dos solos não saturados. O modelo trata de uma extensão do Modelo Cam-Clay modificado, uma vez que engloba o efeito da sucção no solo.

Este modelo foi elaborado para estado triaxial de tensões (de compressão hidrostática), onde p é a tensão octaédrica ou tensão média, conforme a Equação 5.

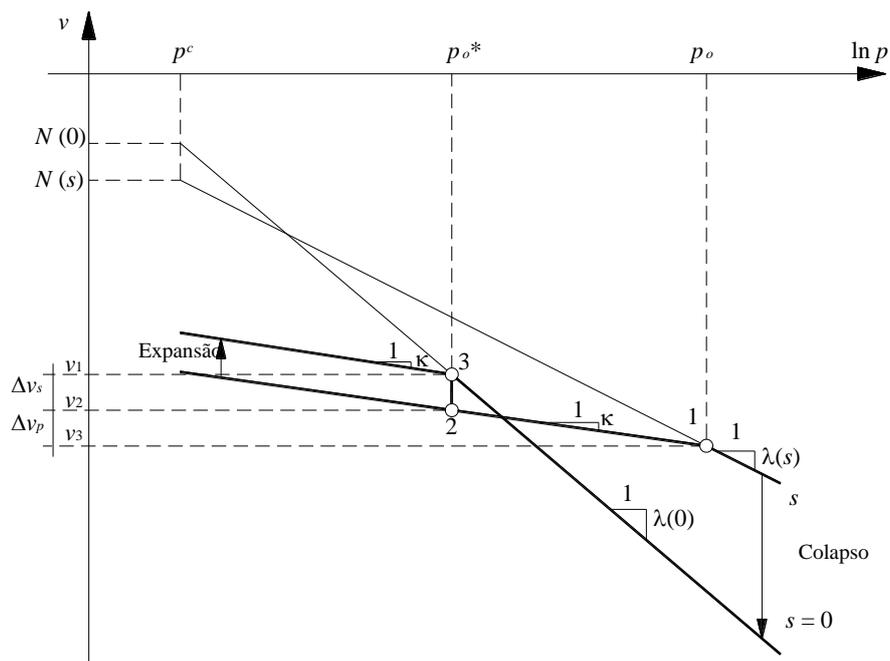
$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad \text{Equação 5}$$

O modelo está ilustrado na Figura 5, onde dois corpos de prova (idênticos), o primeiro saturado e o segundo submetido a um valor de sucção constante, são carregados no trecho virgem da reta de compressão. O corpo de prova não saturado é solicitado até a tensão p_o (ponto 1). A partir deste ponto procede-se o descarregamento à sucção constante até a tensão p_o^* (ponto 2). O corpo de prova não saturado é umedecido mantendo-se a tensão p_o^* até que atinja o ponto 3 sofrendo uma pequena expansão. O corpo de prova saturado é solicitado até a tensão p_o^* também alcançando o ponto 3.

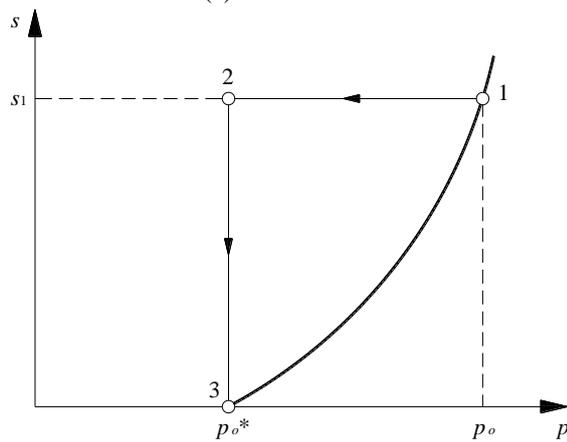
No ensaio onde o corpo de prova a uma determinada sucção está sujeito a acréscimos de tensões ao longo de seu estado virgem de solicitação, o volume específico, v , será por meio da Equação 6:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad \text{Equação 6}$$

Em que, p^c é a tensão de referência para $v = N(s)$; $N(s)$ é o volume específico para $p = p^c$; $\lambda(s)$ é um parâmetro de compressão elastoplástico do solo dependente da sucção s .



(a)



(b)

Figura 5. Relação entre tensões de pré-adensamento p_o e p_o^* : (a) curvas de compressão para solos saturados e não saturados; (b) trajetória de tensões e curva de plastificação no plano de tensões (p , s) (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).

Supondo os valores de volume específico dos pontos 1 e 3 da Figura 5 é possível relacionar seus valores por meio da Equação 7:

$$v_3 = v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s$$

Equação 7

Em que, v_1 é o volume específico no ponto 1; v_3 é o volume específico no ponto 3; Δv_p é a variação de volume específico devido à variação de p ; e Δv_s é a variação de volume específico devido à variação de s .

Para a trajetória de descarregamento e recarregamento a sucção constante, a variação de volume no domínio elástico é calculada pela Equação 8.

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad \text{Equação 8}$$

Em que, κ é o parâmetro de compressão elástico do solo para variações de tensões.

Deformações devidas ao umedecimento também ocorrem dentro da região elástica, conforme a Equação 9:

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{s + p_{atm}} \quad \text{Equação 9}$$

Em que, κ_s é o parâmetro de compressão elástico do solo para variações de sucção; e p_{atm} é a pressão atmosférica.

Modificando as Equação 8 e Equação 9 por expressões logarítmicas equivalentes e substituindo-as ao lado da Equação 6 na Equação 7, tem-se:

$$N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_o}{p^c} + \kappa \ln \frac{p_o}{p_o^*} + \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} = N(0) - \lambda(0) \cdot \ln \frac{p_o^*}{p^c} \quad \text{Equação 10}$$

Em que, $\lambda(0)$ é o parâmetro de compressão elastoplástico do solo na condição saturada; $N(0)$ é o volume específico para $p = p^c$ com o solo na condição saturada.

Pela Equação 10 nota-se a relação entre p_o e s , associado a algumas tensões de referência (p_o^* , p^c) e alguns parâmetros tais como: $N(s)$, $\lambda(s)$, κ e κ_s . A escolha conveniente de p^c e $N(s)$ para simplificar a Equação 7 envolve:

$$\Delta v(p^c) \Big|_s^0 = N(0) - N(s) = \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \quad \text{Equação 11}$$

Substituindo a Equação 11 na Equação 10, a seguinte relação é obtida:

$$\frac{p_o}{p^c} = \left(\frac{p_o^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad \text{Equação 12}$$

A Equação 12 descreve a variação da tensão de cedência ou de pré-adensamento com a sucção, sendo denominada pelos autores como curva LC, pois define a fronteira do domínio elástico do solo, permitindo prever deformações irreversíveis para trajetórias de carregamento (*loading*) e de colapso (*collapse*) no plano (p, s).

O aumento da rigidez do solo com a sucção consiste na inclusão de uma equação que descreve uma rigidez máxima assintótica, Equação 13:

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r)e^{-\beta s} + r \right] \quad \text{Equação 13}$$

Em que, β é um parâmetro que controla a taxa de aumento da rigidez do solo com a sucção; e $r = \frac{\lambda(s \rightarrow \infty)}{\lambda(0)}$.

Assim, a determinação de β e r , calculados pela Equação 13, permite relacionar cada valor de sucção a um respectivo valor de $\lambda(s)$. Os valores de $\lambda(s)$ calculados em associação com $\lambda(0)$, p^c e κ , obtidos experimentalmente, tornam possível o cálculo da curva LC.

A variação de volume devido à variação da sucção depende do histórico de sucção do solo. Para valores elevados de sucção, o solo pode deformar-se irreversivelmente. Neste caso, outra curva, denominada SI (*suction increase*), delimita a região elástica do solo, indicando o valor a partir do qual se tem deformações plásticas por aumento de sucção. Neste caso, a variação de volume específico é dada pela Equação 14:

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad \text{Equação 14}$$

Em que, λ_s é o parâmetro de compressão plástica do solo para variações de sucção.

No tocante às leis de endurecimento ou equações de deformações volumétricas, o carregamento p na região elástica produz deformação volumétrica elástica compressiva dada pela Equação 15:

$$d\varepsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v} \cdot \frac{dp}{p} \quad \text{Equação 15}$$

Caso a tensão p atinja o valor de escoamento p_o na curva LC, a deformação volumétrica total é calculada a partir da Equação 16:

$$d\varepsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \cdot \frac{dp_o}{p_o} \quad \text{Equação 16}$$

Assim, a componente plástica da deformação volumétrica é dada por:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \cdot \frac{dp_o}{p_o} \quad \text{Equação 17}$$

Considerando a Equação 12, que define a curva de escoamento LC, a deformação volumétrica plástica será também por:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \cdot \frac{dp_o^*}{p_o^*} \quad \text{Equação 18}$$

Do mesmo modo, o aumento da sucção na região elástica produz deformação volumétrica elástica compressiva dada por:

$$d\varepsilon_{vs}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa_s}{v} \cdot \frac{ds}{(s + p_{am})} \quad \text{Equação 19}$$

Caso a sucção s atinja o valor de escoamento s_o na curva SI, as deformações volumétricas total e plástica são:

$$d\varepsilon_{vs} = \frac{\lambda_s}{v} \cdot \frac{ds_o}{(s_o + p_{am})} \quad \text{Equação 20}$$

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \cdot \frac{ds_o}{(s_o + p_{am})} \quad \text{Equação 21}$$

As deformações plásticas são governadas pelas Equação 18 e Equação 21. Isto implica em uma movimentação independente de ambas as curvas de escoamento no plano de tensões (p , s). No entanto, resultados experimentais de Josa, Lloret e Gens (1987) demonstram interdependência das curvas SI e LC. Assim, Alonso, Gens e Josa (1990) sugerem que a movimentação destas curvas seja controlada pela deformação plástica total:

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vs}^p + d\varepsilon_{vp}^p \quad \text{Equação 22}$$

Em que, $d\varepsilon_v^p$ é o incremento de deformação volumétrica plástica; $d\varepsilon_{vs}^p$ é o incremento de deformação volumétrica plástica associada a curva de escoamento SI; e $d\varepsilon_{vp}^p$ é o incremento de deformação volumétrica plástica associada a curva de escoamento LC.

Então, das Equação 18 e Equação 21 as leis de endurecimento propostas são as seguintes:

$$\frac{dp_o^*}{p_o^*} = \frac{\nu}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad \text{Equação 23}$$

$$\frac{ds_o}{(s_o + p_{atm})} = \frac{\nu}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p \quad \text{Equação 24}$$

2.2.2. Modelo Mecânico Estendido para Estado de Tensões Triaxiais

Na formulação do Modelo de Barcelona, um terceiro eixo é incorporado para incluir o efeito das tensões de cisalhamento:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad \text{Equação 25}$$

O estado de deformação é definido pela deformação volumétrica, ε_v , e pela deformação cisalhante, ε_s :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad \text{Equação 26}$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$$

Equação 27

A curva de escoamento no plano (p, q) descreve uma elipse. Para determinar esta elipse é necessário definir estados de ruptura específicos de corpos de prova ensaiados com diferentes trajetórias de tensões. Na Figura 6, S_1 e S_2 são curvas de escoamento do solo para diferentes valores de sucção (S_1 para $s = 0$ kPa), p_o^* é a tensão de pré-adensamento isotrópico do solo na condição saturada, p_o é a tensão de pré-adensamento isotrópico do solo para um valor de sucção, M é a inclinação da projeção da linha de estados críticos (LEC).

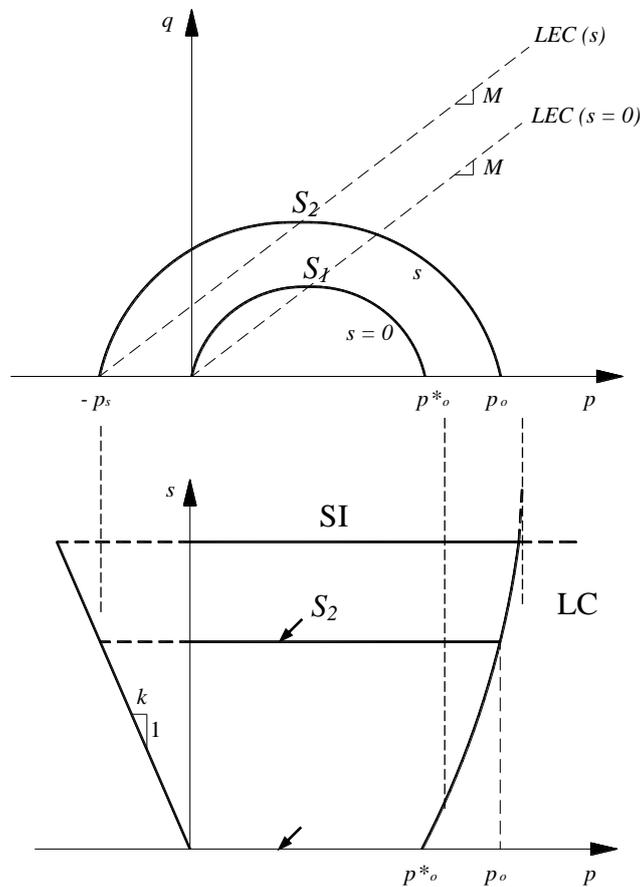


Figura 6. Curvas de plastificação no espaço (p, q, s) (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).

A sucção produz um aumento da coesão, mantendo constante a inclinação da linha de estados críticos, M . O acréscimo de coesão segue uma relação linear com a sucção de acordo com a seguinte expressão:

$$p = -p_s = -k \cdot s$$

Equação 28

Em que, k é uma constante que descreve o acréscimo de coesão com a sucção.

A elipse passa pelos pontos $-p_s$ e p_o e é dada pela Equação 29:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_o - p) = 0$$

Equação 29

A curva de escoamento SI se estende à região $q < 0$ por meio de um plano paralelo ao eixo q . A Figura 7 mostra a vista tridimensional das superfícies de escoamento no espaço (p, q, s) .

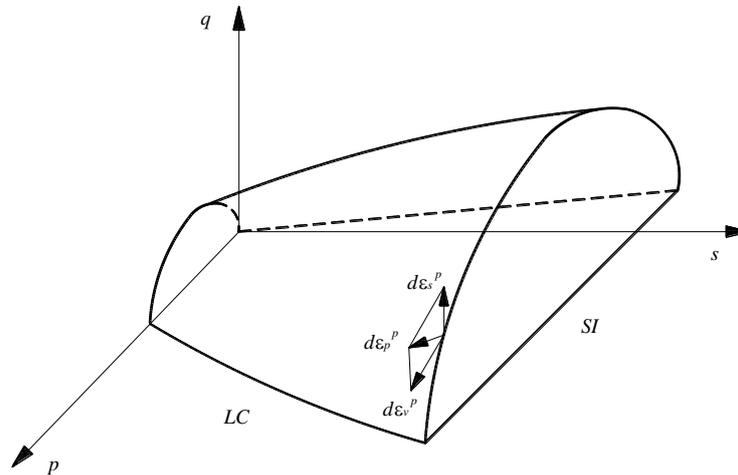


Figura 7. Vista tridimensional das curvas de plastificação no espaço (p, q, s) (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).

O modelo sugere ainda uma lei de fluxo não associada (Equação 30) aos planos de sucção constante, considerando a direção dos incrementos de deformação plástica associados com a superfície de escoamento.

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha_o}{M^2(2p + p_s - p_o)}$$

Equação 30

O parâmetro α_o é escolhido de tal modo que a lei de fluxo seja capaz de prever deformações laterais nulas para estados de tensões correspondentes à condição K_o de Jack (1948):

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi' = \frac{(6 - 2M)}{(6 + M)} \quad \text{Equação 31}$$

Portanto, para obter deformações laterais nulas utiliza-se:

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \left(\frac{2}{3}\right) \cdot \left\{ \frac{1}{\left[1 - \frac{\kappa}{\lambda(0)}\right]} \right\} \quad \text{Equação 32}$$

Por simplificação, ao desprezar incrementos de deformação cisalhante $d\varepsilon_s^e$, o estado de tensões que satisfaz a condição K_o é dado por:

$$\left(\frac{q}{p + p_s}\right) = \frac{3(1 - \kappa_o)}{(1 + 2K_o)} \quad \text{Equação 33}$$

A partir da Equação 12, Equação 30 e Equação 33, chega-se à Equação 34:

$$\alpha = \frac{M(M - 9)(M - 3)}{9(6 - M)} \left\{ \frac{1}{\left[1 - \frac{\kappa}{\lambda(0)}\right]} \right\} \quad \text{Equação 34}$$

As componentes de deformação plástica associadas com a curva de escoamento LC são $(d\varepsilon_{vp}^p, d\varepsilon_s^p)$. Para a curva de escoamento SI ($s = s_o$, constante) o vetor de incremento de deformação plástica induzido por acréscimos de sucção é $(d\varepsilon_{vs}^p, 0)$, onde $d\varepsilon_{vs}^p$ é dado pela Equação 21. As deformações elásticas $d\varepsilon_s^e = \frac{2}{3}(d\varepsilon_1^e - d\varepsilon_3^e)$ induzidas por mudanças em q são computadas através do módulo cisalhante:

$$d\varepsilon_s^e = \left(\frac{1}{3}G\right)dq \quad \text{Equação 35}$$

2.2.3. Modelo Hidráulico

As equações constitutivas do modelo hidráulico são a lei de Darcy (Equação 36) que relaciona o fluxo advectivo de líquido para gradientes de pressão; a retenção de água do solo (Equação 37) ajustada de acordo com o Modelo de van Genuchten (1980)

que relaciona grau de saturação com sucção ($P_g - P_l$ ou $u_a - u_w$); e a permeabilidade relativa da fase líquida (Equação 38).

$$\mathbf{q}_l = -\frac{\mathbf{k}k_{rl}}{\mu_l}(\nabla P_l - \rho_l \mathbf{g}) \quad \text{Equação 36}$$

Em que, \mathbf{k} é a permeabilidade intrínseca (m^2); k_r é a permeabilidade relativa (m.s^{-1}); μ é a viscosidade dinâmica (MPa.s); P é a pressão (MPa); e \mathbf{g} é o vetor das forças de gravidade (m.s^{-2}).

$$S_e = \frac{S_l - S_{rl}}{S_{ls} - S_{rl}} = \left(1 + \left(\frac{P_g - P_l}{P_a} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right)^{-\lambda} \quad \text{Equação 37}$$

Em que, S_{rl} e S_{ls} são graus de saturação residual e máximo ($\text{m}^3.\text{m}^{-3}$); P_a é uma pressão de referência medida a certa temperatura (MPa); e λ é a função de forma da curva de retenção de água no solo.

$$k_{rl} = \sqrt{S_e} (1 - (1 - S_e^{1/\lambda})^\lambda)^2 \quad \text{Equação 38}$$

Em que, S_e é o grau de saturação; e λ é a função de forma da curva de retenção de água no solo.

2.3. Modelagem Computacional: Programa Code_Bright

2.3.1. Aspectos Gerais

O Code_Bright é um programa baseado no método de elementos finitos (MEF), capaz de resolver problemas acoplados em meios geológicos. Este programa foi desenvolvido por Olivella et al. (1994) e a primeira versão foi apresentada com o propósito de solucionar problemas relacionados a materiais salinos num contexto de disposição de resíduos nucleares. Posteriormente, sua aplicação estendeu-se à modelagem de sistemas de barreiras de proteção ambiental, *liners*, transporte de solutos, aterros, escavações, barragens de terra, pavimentação, solos colapsíveis e solos expansivos, dentre outros (RODRIGUES, 2007).

O programa está escrito em FORTRAN e utiliza o sistema GiD como programa de pré e pós-processamento. Tem como principal característica a opção para resolver problemas acoplados, Hidro-Mecânico (HM), Termo-Mecânico (TM), Hidro-Térmico (HT), Termo-Hidro-Mecânico (THM) e Termo-Hidro-Mecânico e Químico (THMC). Possui alternativas para diferentes tipos de análises: unidimensional (uniaxial e axi-simétrico), bidimensional (deformação plana e axi-simétrico) e tridimensional; além de possuir diversos modelos constitutivos; e diversas condições de contorno do problema mecânico (forças e taxas de deslocamentos em qualquer direção e em qualquer nó), do problema hidráulico (taxa de fluxo de massa de água e pressão de ar e de líquido-gás em qualquer nó) e do problema térmico (taxa de fluxo de calor e temperatura em qualquer nó), entre outros.

Na formulação dos problemas algumas suposições e aspectos são assumidos: o ar seco é considerado o principal elemento da fase gasosa. A lei de Henry é usada para expressar o equilíbrio do ar dissolvido; o equilíbrio térmico é assumido entre as fases. Isto significa que as três fases estão na mesma temperatura; a concentração de vapor está em equilíbrio com a fase líquida; o balanço de momento é reduzido para a equação do equilíbrio de tensões juntamente com o modelo constitutivo mecânico para relacionar tensões/deformações.

2.3.2. Equações de Balanço

No Code_Bright os problemas são elaborados de forma multifásica e as propriedades térmicas, hidráulicas e mecânicas são levadas em consideração, interagindo entre si de um modo acoplado. Na composição dos materiais, três fases são consideradas: fase sólida, fase líquida (água e ar dissolvido), fase gasosa (mistura de ar seco e vapor d'água) e os três componentes considerados são: água, ar seco e calor.

Na solução dos cálculos, cada um desses componentes está associado a uma equação diferencial (equação de balanço) e que são baseadas nos princípios da conservação da massa e do equilíbrio de forças. A solução dessas equações implica na determinação das variáveis de estado ou das incógnitas envolvidas no problema a ser calculado numericamente.

Na sequência, são apresentadas as equações de balanço e as variáveis associadas ao problema estudado que trata de análises numéricas Hidro-Mecânicas acopladas, conforme demonstrado na Tabela 1.

Tabela 1. Equações de balanço e variáveis associadas.

Equação	Nome da Variável	Variável
Balanço da massa de água	Pressão de líquido	P_l (MPa)
Balanço da massa de sólidos	Porosidade	ϕ
Balanço de momento	Deslocamentos	$u = u_x + u_y + u_z$ (m)

Assim, o balanço de massa de água é dado como:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\begin{array}{c} \text{massa de água nas} \\ \text{fases líquida e gasosa} \end{array} \right) + \text{divergente} \cdot \left(\begin{array}{c} \text{fluxos totais} \\ \text{de água} \end{array} \right) = \left(\begin{array}{c} \text{fonte/sumidouro} \\ \text{de água} \end{array} \right), \text{ isto é,}$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (\omega_l^w \rho_l S_l \phi + \omega_g^w \rho_g S_g \phi) + \nabla \cdot (\mathbf{j}_l^w + \mathbf{j}_g^w) = f^w \quad \text{Equação 39}$$

Em que, subscritos l e g referem-se ao líquido (ou água) e ao gás (ou ar), e o sobrescrito w à água; ω é a fração da massa (kg.kg^{-1}) de uma componente em uma fase; ρ é a densidade (kg.m^{-3}) de uma fase; S é a saturação hidráulica ($\text{m}^3.\text{m}^{-3}$); ϕ é a porosidade ($\text{m}^3.\text{m}^{-3}$); \mathbf{j} ($\text{kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1}$) é o fluxo total (advectivo, dispersivo e difusivo); f é o valor de massa excedente ($\text{kg.m}^{-3}.\text{s}^{-1}$); e $\nabla = \hat{i} \frac{\partial}{\partial x} + \hat{j} \frac{\partial}{\partial y} + \hat{k} \frac{\partial}{\partial z}$ (divergente).

Nota-se que o primeiro termo da Equação 39 representa a mudança da massa de água na fase líquida, o segundo termo representa a mudança da massa de água na fase gasosa e o terceiro e o quarto termos representam o transporte de água nas fases líquida e gasosa, respectivamente.

O balanço da massa de sólidos é dado por:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\text{massa de sólido}) + \text{divergente} \cdot \left(\begin{array}{c} \text{fluxos totais} \\ \text{de sólido} \end{array} \right) = \left(\begin{array}{c} \text{fonte/sumidouro} \\ \text{de sólidos} \end{array} \right), \text{ isto é,}$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\theta_s(1-\phi)) + \nabla \cdot (\mathbf{j}_s) = 0 \quad \text{Equação 40}$$

Em que, subscripto s refere-se ao sólido; θ é a massa contida por unidade de volume da fase.

O balanço de momento se reduz ao equilíbrio de forças (Equação 41), desprezando as forças inerciais e supondo tratar de um problema quase estático sob hipótese de pequenas deformações.

$$\text{Divergente} \begin{pmatrix} \text{tensor de} \\ \text{tensões totais} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \text{vetor de} \\ \text{forças mássicas} \end{pmatrix} = \text{vetor} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \text{ isto é,}$$

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + b = 0 \quad \text{Equação 41}$$

Em que, $\boldsymbol{\sigma}$ é o tensor de tensões totais; e b é o vetor de forças mássicas do volume de controle.

2.3.3. Aplicação do Programa Code_Bright na Simulação de Diferentes Problemas em Solos Não Saturados

Nesta seção são apresentados alguns trabalhos onde o programa Code_Bright foi utilizado como ferramenta de cálculo computacional para simular o comportamento de solos não saturados.

Por meio do programa Code_Bright, Rodrigues (2007) analisou o caso histórico de colapso do solo que ocorreu em Pereira Barreto-SP, que trata do mesmo local analisado nesta pesquisa. Na região, os colapsos ocorreram durante e após o enchimento do reservatório da UHE Três Irmãos, que está instalada no baixo curso do Rio Tietê, Figura 8. A construção desta barragem e do Canal de Pereira Barreto e o subsequente enchimento do reservatório elevaram significativamente o lençol freático, Figura 9, causando colapso do solo que afetou centenas de construções na cidade de Pereira Barreto.

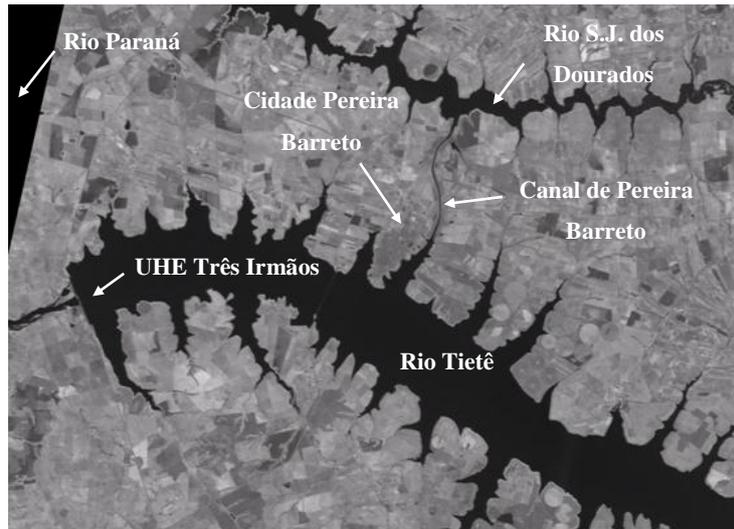


Figura 8. Região Noroeste do Estado de Paulo (RODRIGUES, 2007).



Figura 9. Pereira Barreto após o enchimento do reservatório da UHE de Três Irmãos (RODRIGUES, 2007).

Como a região é conhecida pela presença de solos colapsíveis, a Companhia Energética de São Paulo (CESP) responsável pelo empreendimento hidroelétrico e o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) realizaram uma série de estudos de laboratório e de campo no local, bem como um extenso monitoramento de recalques e de ascensão de lençol freático em cerca de vinte edificações susceptíveis ao colapso. As informações geotécnicas disponíveis por ocasião dos estudos iniciais foram complementadas por Rodrigues (2007) com a realização de ensaios com sucção controlada que serviram para estabelecer parâmetros para a modelagem subsequente dos recalques por colapso. De posse de todas as informações, Rodrigues (2007) simulou numericamente recalques reais de quatro edificações monitoradas, considerando o Modelo Básico de Barcelona (BBM) como o modelo constitutivo mecânico do solo.

Na Figura 10, apresenta-se o perfil de solo de um dos locais estudados por Rodrigues (2007), onde a camada de solo colapsível apresenta-se sobrejacente ao solo residual não colapsível. O solo colapsível é uma areia fina argilosa, pouco compacta, porosa e de baixa plasticidade. O grau de saturação é da ordem de 30% e os valores de SPT não superam 4 golpes em todo o perfil. Incluem-se também nesta figura as medidas de recalques reais e modelados, assim como, de elevação do nível d'água ao longo do tempo. O cálculo da previsão de recalque deste marco de recalque foi realizado, considerando as características reais das fundações da construção, isto é, uma sapata corrida de 0,60 m de base instalada a 1,20 m de profundidade e com tensão média aplicada de 76 kPa.

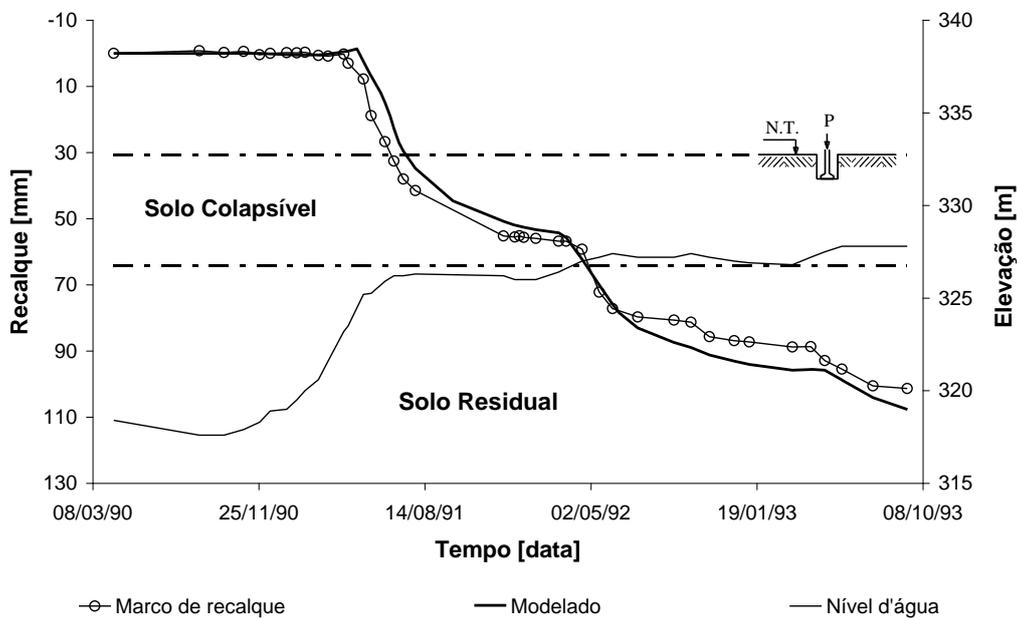


Figura 10. Comparação entre recalque de campo e previsto numericamente (RODRIGUES, 2007).

Em geral, os resultados mostraram que as deformações por colapso ocorreram pela variação da sucção sem que houvesse a saturação do solo e que os maiores colapsos ocorreram quando o solo foi gradualmente submergido. Como a profundidade de influência da carga da fundação é muito baixa comparada à espessura da camada colapsível, grande parte das deformações por colapso ocorreu devido ao peso próprio do solo, durante o equilíbrio sob as condições hidrodinâmicas transiente e final. É usualmente aceitável que, antes da ascensão do lençol freático, o solo estudado não sofreu colapso sob seu peso próprio e esta constatação é suportada pelo fato que este

solo é altamente exposto às condições ambientais numa área sem deficiência de umidade. Nesta área tipicamente marcada por estações de seca e precipitações bem definidas as evidências de campo não suportam a ocorrência de colapso de solo governado sob seu peso próprio. Portanto, o colapso sob peso próprio foi atribuído a modificações significativas das condições de tensão e de sucção da camada numa extensão nunca alcançada em tempos recentes (RODRIGUES, 2007).

Por meio do programa Code_Bright, Ruiz et al. (2012) estudaram uma caverna em um precipício de calcário da idade Cretácea, localizado no vale do Rio Dardognena na França, cuja exposição à radiação solar e mudanças de temperatura no ar provocaram falhas no teto da caverna. As análises numéricas trataram da transferência de calor na rocha e da interação da superfície da camada em contato com a atmosfera. A modelagem da interação superfície-atmosfera foi implementada no programa Code_Bright como uma condição de contorno específica que impõe fluxo de evaporação, chuva, radiação e calor com mudanças de pressão e temperatura. Assim, o objetivo principal foi simular numericamente o efeito climático e identificar o mecanismo responsável pela instabilidade do teto da caverna. As análises do efeito da interação superfície-atmosfera mostraram-se eficientes, pois eles demonstraram ter ocorrido deformações irreversíveis no teto da caverna.

Matteo et al. (2014) utilizaram o programa Code_Bright para analisar a eficiência na aplicação de geomembranas de camadas impermeáveis como proteção de solo de infraestrutura de ferrovia. O estudo contemplou o efeito da infiltração de água nas camadas do terraplano, bem como outros efeitos climáticos. Neste estudo, foram realizadas análises Termo-Hidro-Mecânica (THM) acopladas. A deformação da infraestrutura ferroviária foi prevista considerando os efeitos das variações de conteúdo de água e da carga de tráfego ao longo do tempo. A solução proposta que incorpora a geomembrana entre a base granular e o núcleo argiloso resultou em um melhor desempenho do que a solução onde a geomembrana foi apenas colocada no topo da camada de solo. Em geral, os resultados numéricos demonstram que a posição da membrana impermeável afeta o desempenho do aterro, considerando a deformabilidade do solo ao longo do tempo.

Pintado e Autio (2014) analisam a utilização de bentonita compactada na forma de pastilhas (*pellets*) como barreira de proteção ambiental para impedir a contaminação do

solo por resíduo radioativo. Os autores realizaram os cálculos com acoplamento Hidro-Mecânico (HM), sendo utilizado o modelo viscoplástico baseado no Modelo Básico de Barcelona (BBM) para solos não saturados. Nas simulações, após o umedecimento das pastilhas, a evolução da sucção foi prevista numericamente e, posteriormente, comparada com resultados de ensaios experimentais de laboratórios. Os autores constataram ainda que o desenvolvimento das pressões axiais e radiais resultantes da expansão pelo umedecimento nestes ensaios em escala reduzida pôde ser adequadamente simulado numericamente.

Villarraga et al. (2014) comparam resultados numéricos a resultados de ensaios de infiltração em escala natural e resultados de experimentos de campo em talude localizado em região montanhosa coberta por material vulcânico no nordeste de Nápoles na Itália. Nas simulações, utilizou-se acoplamento Termo-Hidro-Mecânico (THM) para previsão dos deslocamentos induzidos pelas chuvas, associando, portanto, o comportamento tensão-deformação/fluxo. Além disso, os autores monitoraram as variáveis atmosféricas, a umidade volumétrica e a sucção em diferentes profundidades do talude. O modelo que utilizou a condição de contorno atmosférica foi também calibrado em relação aos dados de monitoramento de campo. Em geral, o programa forneceu boa previsão no tocante à variação da sucção em diferentes profundidades, assim como do tempo de falha em uma condição de escala real do talude de 40° graus de inclinação, sob efeito de infiltração. Deste modo, a variação da sucção decorrente do fluxo d'água pôde ser adequadamente reproduzida, auxiliando futuras medidas preventivas para evitar deslizamentos no local.

2.4. Prova de Carga em Placa

2.4.1. Tipos de Ensaio

A prova de carga em placa é um ensaio de campo realizado de acordo com a NBR 6489/84 que busca reproduzir ou prever o comportamento de sapatas como fundação de uma obra. Os resultados são interpretados levando em conta a relação entre o comportamento do solo e a placa, com as diferentes camadas de solos que sofrerão interferência pela placa.

Neste ensaio, dados de projeto são obtidos, o que permite também a avaliação de fundações já executadas no local. Porém, devido ao pequeno diâmetro da placa, geralmente 0,80m de diâmetro, alguns cuidados devem ser levados em consideração, sobretudo se o solo estudado apresentar certa heterogeneidade com a profundidade.

A prova de carga em placa é considerada uma das melhores alternativas para obtenção de parâmetros e previsão do comportamento do sistema sapata-solo, uma vez que se torna inviável construir uma sapata em tamanho real e ensaiá-la na busca pela determinação de parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo.

Segundo Teixeira e Godoy (1996), a prova de carga em placa é considerada o mais antigo ensaio na Geotecnia, surgindo antes mesmo da Mecânica dos Solos como área do conhecimento. Assim, têm-se inúmeros trabalhos publicados no Brasil, destacando-se alguns trabalhos pioneiros como: Nápoles Neto (1954), IPT (1954), Barata (1984), dentre outros.

Velloso e Lopes (1996) caracterizam os ensaios em placa quanto ao tipo de placa (convencional ou placa-parafuso), à localização da placa em relação ao maciço geotécnico (superfície, furos ou cavas) e ao tipo de carregamento (carga controlada ou deformação controlada).

Para Fellenius (1975), os modos de realização dos ensaios de prova de carga em placa seguem a seguinte classificação:

- *Ensaio lento (Slow Maintained Load Test – SML)*

Neste tipo de ensaio, são adicionados incrementos a cada estágio de carregamento até que a estabilização dos deslocamentos seja alcançada. Segundo a NBR 6489/84, o carregamento deve ser aplicado em estágios sucessivos no máximo 20% da tensão admissível estimada do solo, lendo imediatamente e após um tempo sucessivo (1, 2, 4, 8, 15 min., etc.) os recalques a cada incremento de carga. Somente depois de verificada a estabilização dos recalques com tolerância máxima de 5% do recalque total das leituras sucessivas, aplica-se outro carregamento. Os critérios de parada do ensaio são até atingir um recalque total de 25mm ou o dobro da taxa admitida pelo solo, caso não haja nenhum destes critérios de parada manter a carga máxima do ensaio por pelo menos 12 horas após o carregamento final. Atingido o término de carregamento, o descarregamento deve seguir um procedimento padrão retirando-se as cargas

sucessivamente não superiores a 25% da carga total e anotando-se os recalques da mesma maneira do carregamento.

- *Ensaio rápido (QuickMaintained Load Test – QML)*

Neste ensaio, os intervalos de tempo são pré-determinados para o final de um mesmo carregamento, que deve ser maior do que a carga de trabalho do solo. Fellenius (1975) sugere um carregamento de 15% da tensão admissível a cada 15 min durante 20 estágios e leituras a cada 3 minutos. Porém, no Brasil é mais utilizado as especificações da NBR 12131/06 – “Estacas – Prova de carga Estática” que sugere carregamentos de 5 em 5 minutos com uma carga até 10% da tensão admissível e com leituras a cada início e término de carregamentos. Os critérios de parada são definidos até atingir o dobro da tensão admissível ou até a ruptura do solo. O descarregamento deverá ser executado em, no máximo, 4 etapas a cada 15 minutos com leituras a cada descarregamento.

- *Ensaio com Taxa de Penetração Constante (Constant Rate of Penetration Test – CRP)*

Neste tipo de ensaio, mede-se a força necessária para recalcar a placa em uma velocidade pré-determinada e constante até uma profundidade variável de 50 a 70 mm. O ensaio deve ser finalizado quando os recalques são reduzidos, mesmo com o aumento do carregamento. Apesar de necessitar de um equipamento mais sofisticado, este ensaio fornece uma boa definição de dados além de ser um ensaio bastante rápido.

- *Interpretação dos resultados*

De acordo com a NBR 6122/10 – “Projeto e execução de fundações” e a NBR 12131/06, na interpretação da prova de carga, devem ser consideradas a natureza do terreno, a velocidade de carregamento e a estabilização dos recalques.

- *Determinação da capacidade de carga e da tensão admissível*

Na Engenharia de Fundações a definição da capacidade de carga (ou tensão de ruptura) é um assunto polêmico. Não existe um consenso acerca do traçado da curva tensão-recalque ou carga-recalque e do uso adequado de escalas de desenho, o que dificulta a interpretação e definição da tensão de ruptura pelo método gráfico.

A ruptura do solo só é atingida quando a tensão de cisalhamento do solo é menor que a tensão da fundação exercida sobre o mesmo. Estas rupturas podem ser classificadas como ruptura geral e ruptura local (Figura 11). A curva que representa a

ruptura geral normalmente está associada a solos mais resistentes como as areias compactas e as argilas rijas, enquanto a ruptura local é característica de materiais de menor resistência como as areias fofas e argilas moles.

Quando a ruptura é geral ou global, pode-se obter a tensão de ruptura através das curvas tensão-recalque. No momento em que a curva do gráfico inicia uma descida indicando um recalque sem o aumento significativo de carga, pode-se definir que esta carga representa a capacidade de carga (σ_r). Neste caso, a tensão admissível (σ_a) é obtida mediante a aplicação de um fator de segurança igual a 2 (Equação 42):

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{2} \quad \text{Equação 42}$$

Porém, quando a ruptura é localizada, a obtenção da capacidade de carga do solo não é diretamente determinada. Neste caso, a tensão admissível (σ_a) pode ser obtida de maneira específica como pelo critério de Boston, que consiste no menor valor do menor de 2 valores de tensão na curva tensão-recalque: a tensão provocada por um recalque de 10 mm (σ_{10}) ou a metade da tensão correspondente ao recalque de 25 mm (σ_{25}), Equação 43.

$$\sigma_a \leq \begin{cases} \sigma_{10} \\ \frac{\sigma_{25}}{2} \end{cases} \quad \text{Equação 43}$$

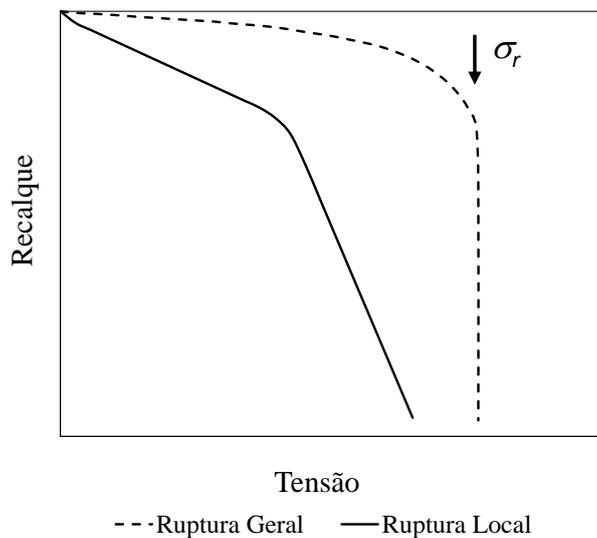


Figura 11. Curvas típicas de ruptura geral e ruptura local (modificado de TERZAGHI, 1943 apud CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2003).

2.4.2. Provas de Carga em Solos Colapsíveis

É inevitável que um solo sofra uma redução do índice de vazios após ser submetido a um carregamento, e é este carregamento junto com as propriedades de cada solo que irá diferenciar a magnitude do recalque. Porém, existe um tipo de recalque que pode acontecer em qualquer época repentinamente após o umedecimento de determinados tipos de solo, que é conhecido como recalque de colapso, Figura 12

Os solos suscetíveis a este tipo de recalque são conhecidos como solos colapsíveis. Estes solos são porosos, não saturados e, geralmente, apresentam um arranjo estrutural que se mantém relativamente estável pela presença da sucção no solo, cuja redução, durante o umedecimento, pode dar origem as deformações por colapso (ALONSO; GENS; HIGHT, 1987). O colapso pode ser responsável por recalques em obras civis, ocasionando desde pequenos danos, tais como: o aparecimento de pequenas trincas em paredes ou danos de maior magnitude como ruína parcial ou total de paredes, pisos e instalações hidráulicas. Maiores detalhes sobre estes solos podem ser encontrados nos trabalhos pioneiros de Vilar (1979), Vilar, Rodrigues e Nogueira (1981) e Cintra (1998).

Para a prevenção de danos em elementos estruturais de fundações apoiadas em solos colapsíveis diversos estudos já foram realizados, buscando alternativas para evitar recalques, principalmente recalques diferenciais que geram recalques distorcionais que são danosos à estrutura das edificações. Dos estudos e métodos de ensaio mais disseminados neste campo de pesquisa, a prova de carga em placa tem sido uma forma eficiente para a previsão do comportamento colapsível dos solos.

É importante destacar que antigamente os ensaios de prova de carga em placa não levavam em consideração o papel da sucção no solo e a influência desta variável no comportamento geotécnico dos solos. Por isso, as provas de carga em placa eram executadas até atingirem a capacidade de carga e só depois inundavam o solo para aplicar a tensão admissível estimada e confirmar se o solo apresentava um bom comportamento para a tensão admissível Figura 12.

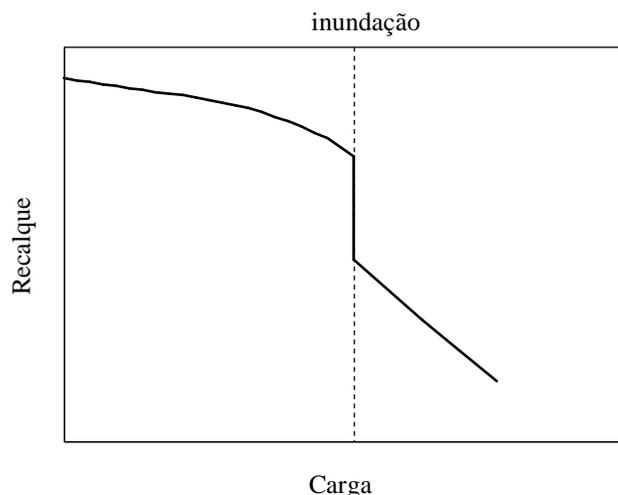


Figura 12. Ensaio da ocorrência de colapso quando submetido à inundação (CINTRA, 1989 apud MORAES, 2005).

Para ocorrer o colapso é necessário que a tensão aplicada na placa combinada à inundação do terreno seja maior do que a tensão admissível nestas condições. Com isso, o ensaio de carga constante foi adaptado. Em toda prova de carga que não houvesse colapso após a inundação, mantendo-se a carga, seriam necessários novos estágios de carregamentos até o colapso do solo. Para a ocasião do ensaio ocorrer o colapso já com a tensão admissível, era necessário a inundação em estágio anterior a tensão admissível para posteriormente quantificar a tensão de colapso. Após a inundação a tensão de colapso representa uma redução na capacidade de carga comparada com a carga última determinada com o solo não inundado. A Figura 13 apresenta o ensaio descrito com a curva tensão-recalque.

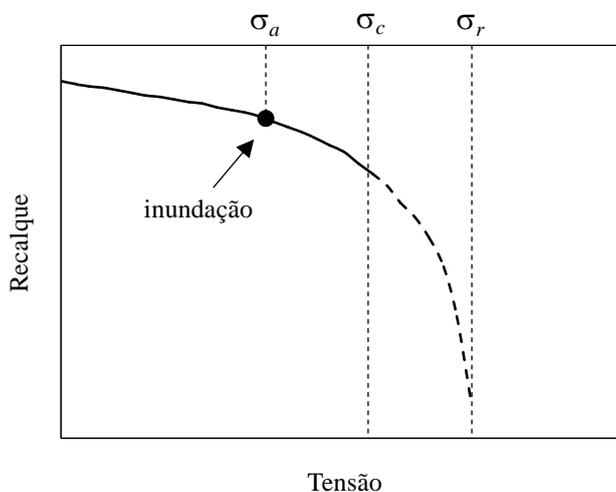


Figura 13. Carga de colapso superior à carga admissível (modificado de CINTRA, 1989 apud MENEGOTTO, 2004).

Posteriormente o procedimento de ensaio foi readaptado como ilustrado na Figura 14. Dois ensaios são realizados um com umidade de campo e outro pré-inundado desde o início. Neste caso a curva tensão-recalque não apresenta a descontinuidade devido ao colapso como nos ensaios anteriores, mas a capacidade de carga do solo saturado é visivelmente menor do que no solo não inundado.

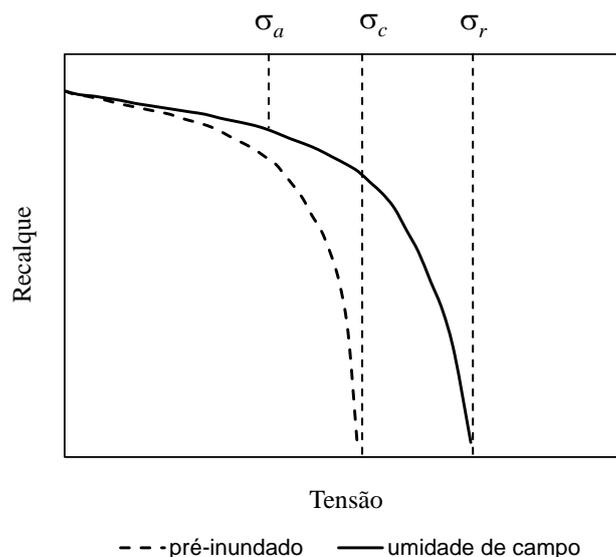


Figura 14. Ensaio de colapso para inundação prévia (modificado de CINTRA, 1989 apud MENEGOTTO, 2004).

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2009), a realização de uma prova de carga com pré-inundação do terreno possibilita a determinação direta da carga de colapso (R_c). O mesmo se aplica para a obtenção da tensão de colapso (σ_c) e a capacidade de carga (σ_r). Cintra (1995) utiliza-se ainda um fator de segurança igual a 1,5 em vez de 2 para solos saturados.

Cintra, Aoki e Albiero (2009) relatam que a forma da curva carga-recalque depende da sucção no solo no início do ensaio. Valores mais altos da sucção resultam em uma diminuição da deformabilidade do solo e aumento da capacidade de carga. Ao contrário, valores mais baixos da sucção produzem redução na capacidade de carga e na rigidez do solo.

Costa (1999) realizou provas de carga em placa circular de 0,8 m de diâmetro a 1,5 m de profundidade na cidade de São Carlos-SP com diferentes valores de sucção no

solo que foi monitorada ao longo dos ensaios por meio de tensiômetros. O autor variou também o tipo de ensaio (SML, QML e “Misto”). Na Figura 14, são apresentados alguns dos resultados obtidos, onde é possível verificar a influência da sucção na curva tensão-recalque. O aumento da sucção elevou a rigidez do solo e aumentou a capacidade de carga do sistema solo-placa. Dos resultados obtidos, o autor verificou que a capacidade de carga aumenta linearmente com o aumento da sucção no sistema solo-placa como ilustrado na Figura 15.

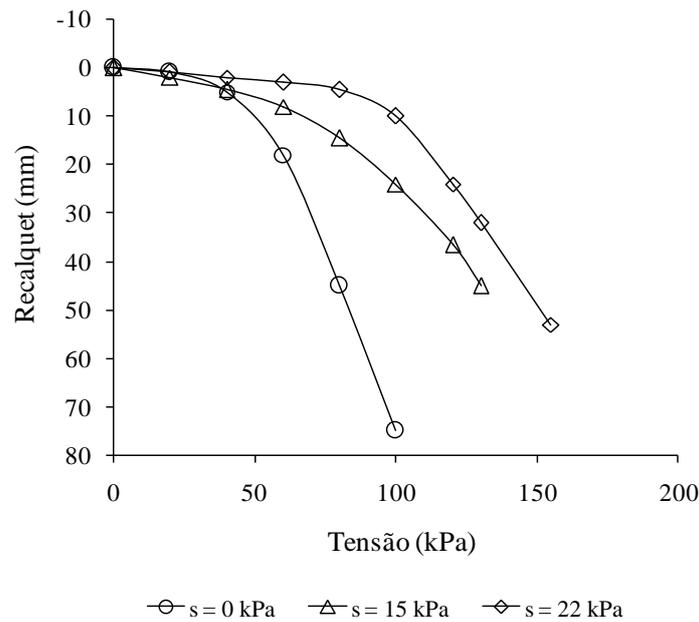


Figura 14. Curvas tensão-recalque obtidas sob diferentes valores de sucção (modificado de COSTA, 1999).

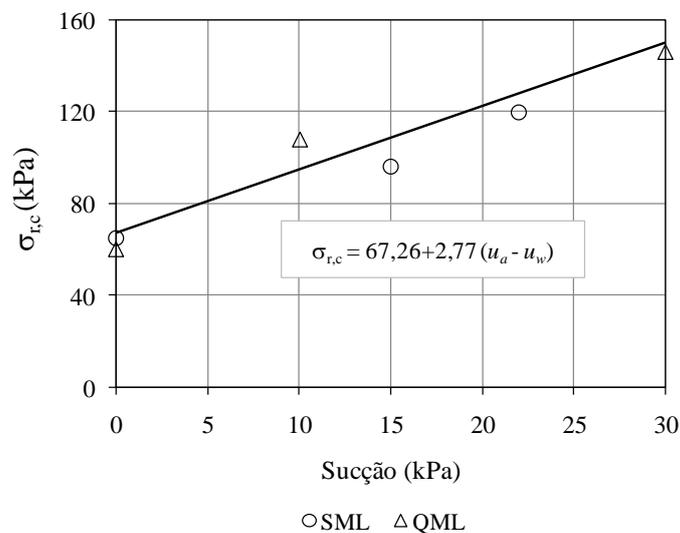


Figura 15. Curvas tensão-recalque variando a sucção (modificado de COSTA, 1999).

2.5. Considerações sobre a Revisão Bibliográfica

A Mecânica dos Solos Não Saturados é um ramo da Geotecnia que abrange conceitos específicos relacionados ao comportamento dos solos não saturados. Estes solos se diferenciam dos solos saturados pela ocorrência da sucção em seus poros (Seção 2.1). A sucção é uma pressão isotrópica na água intersticial que é originada da interação ar-água-sólidos e que governa o comportamento mecânico e hidráulico desses solos.

Trata-se, portanto, de uma área do conhecimento relevante, considerando o fato que, em vários países de clima tropical como o Brasil, o nível d'água muitas vezes é profundo e, por esta razão, os solos não saturados são encontrados geralmente em perfis de grande espessura, onde é construída grande parte das obras de engenharia.

Na prática da engenharia geotécnica no Brasil, muitos engenheiros, ainda que trabalhem com estes solos, não aplicam conceitos da Mecânica dos Solos Não Saturados na interpretação e na solução dos problemas geotécnicos. Seja por falta de conhecimento sobre o comportamento dos solos não saturados ou por qualquer outra razão, tal situação reflete uma lacuna entre a aplicação da teoria científica e a prática da engenharia geotécnica no Brasil.

Independente das limitações ou do alcance da aplicação desses conceitos, já existe um consenso que determinados fenômenos geotécnicos só podem ser bem compreendidos sob a ótica da Mecânica dos Solos Não Saturados, como é o caso do colapso dos solos.

Atualmente opções mais modernas de ensaios com a possibilidade de controle da sucção permitem uma descrição mais detalhada e realista do comportamento dos solos não saturados. Neste caso, é de se reconhecer a grande importância desses ensaios, uma vez que eles têm servido de base para a elaboração de modelos constitutivos, principalmente dos modelos elastoplásticos como é o caso do Modelo Básico de Barcelona de Alonso, Gens e Josa (1990), (Seção 2.2).

Como consequência desse esforço tais modelos têm sido amplamente implementados em diversos códigos de cálculo, como no programa Code_Bright, utilizado neste trabalho (Seção 2.3). Portanto, os solos não saturados são complexos e

isso tem levado diversos pesquisadores a elaborar modelos teóricos para simular numericamente o comportamento desses materiais.

O que se pôde verificar na literatura científica é que, na maioria dos trabalhos, grande ênfase é dada ao tipo de modelo constitutivo utilizado e na complexidade da análise, sobretudo no que diz respeito ao grau de acoplamento dos fenômenos estudados pelos autores (Seção 2.3.3).

Evidentemente os problemas relatados nesta revisão são complexos e as soluções numéricas de grande importância para o avanço do conhecimento. No entanto, pouca ênfase é dada às análises paramétricas que visam testar a sensibilidade dos parâmetros constitutivos na resposta numérica dos cálculos. Além disso, não são discutidas análises de convergência sobre o passo de tempo adotado nos cálculos, bem como na escolha do tipo de malha e no refinamento das dimensões dos elementos, que muitas vezes conduzem os cálculos a resultados imprecisos mesmo que o modelo constitutivo tenha sido corretamente calibrado.

O interesse no alcance do programa Code_Bright na resolução dos problemas abordados é realmente de grande importância, no entanto, este avanço não contribui para a aproximação com a prática da engenharia, que ainda necessita de métodos mais expeditos para uso na prática geotécnica. Deste modo, avalia-se que resultados de estudos avançados devem ser utilizados ou convertidos de forma que auxiliem a introdução da Mecânica dos Solos Não Saturados na prática da engenharia geotécnica.

A prova de carga em placa é um ensaio de campo tradicional que busca reproduzir ou prever o comportamento de sapatas como fundação de uma obra (Seção 2.4). Este ensaio é considerado uma das melhores alternativas para obtenção de parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo e para previsão do comportamento de fundações em sapatas.

Neste sentido, busca-se neste trabalho, além de simular numericamente resultados de provas de carga em solo não saturado, oferecer informações básicas de projeto no tocante à estimativa da tensão admissível ao considerar a variabilidade sazonal decorrente da sucção no solo.

3. Materiais e Métodos

3.1. Local de Estudo e Histórico de Informações Geotécnicas

O solo estudado é o da cidade de Pereira Barreto-SP. Neste local, está instalada a UHE de Três Irmãos, a maior hidrelétrica construída sobre o Rio Tietê. Desde os primeiros estudos realizados na região, ainda na década de 80, Pereira Barreto mostrou-se suscetível ao colapso do solo pela elevação do lençol freático devido à construção da barragem. Por este motivo, diversos estudos geotécnicos foram realizados com o objetivo de reduzir os impactos e auxiliar a tomada de ações preventivas e corretivas por parte da Companhia Energética de São Paulo, CESP, responsável pelo empreendimento hidrelétrico.

Este fato tornou a região de Pereira Barreto uma das mais estudadas do Brasil do ponto de vista geotécnico conforme relatado nos trabalhos de Albuquerque Filho (2002) e Rodrigues (2007).

Dos trabalhos realizados em campo, provas de carga em placa foram executadas em diferentes profundidades, visando a previsão de possíveis recalques nas edificações periféricas da cidade decorrentes da elevação do lençol freático. Na Figura 16, são apresentadas fotografias da prova de carga realizada a 1 m de profundidade. Os resultados das provas de carga são apresentados na Figura 17.

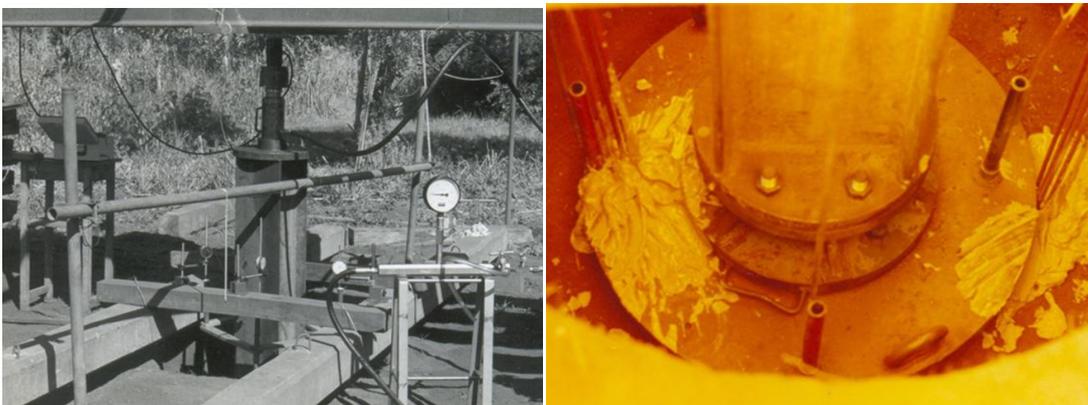


Figura 16. Registro fotográfico de prova de carga em placa realizada a 1m de profundidade (CESP, 1990).

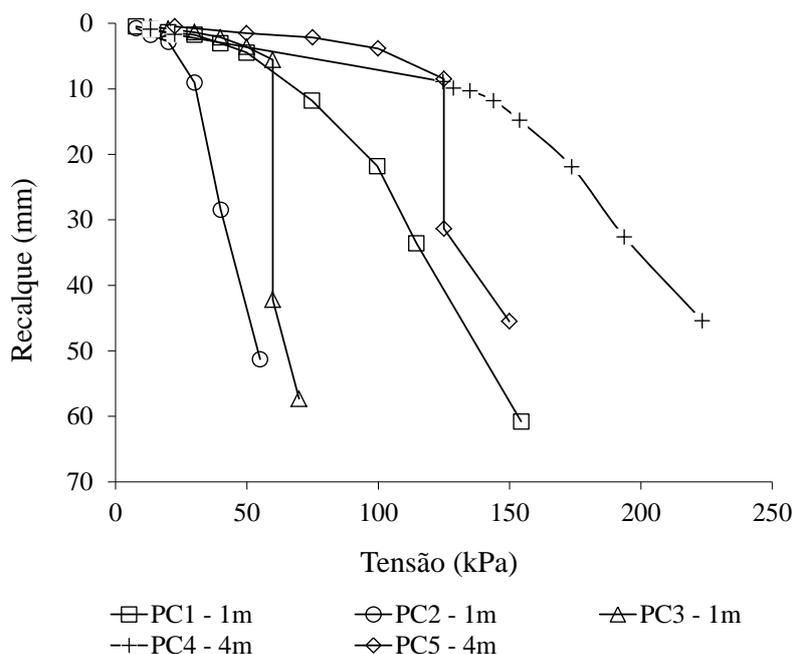


Figura 17. Provas de Carga (CESP, 1990).

Nos resultados das provas de carga PC1-1m (solo não saturado com umidade de campo) e PC2-1m (solo saturado por pré-inundação), que foram realizadas a 1 m de profundidade, é possível observar que a tensão admissível do solo é baixa nas duas condições de umidade, mesmo para o solo não saturado na umidade de campo. Nota-se também que o solo se torna menos compressível com o aumento da profundidade, conforme indicado na prova de carga PC4-4m (solo não saturado com umidade de campo) realizada a 4 m de profundidade.

Já nos resultados das provas de carga PC3-1m e PC5-4m é possível verificar o colapso resultante da inundação do solo numa determinada tensão de interesse. Os recalques de colapso podem ser identificados pela descontinuidade vertical das curvas, isto é, recalques elevados (deslocamentos excessivos) sem variação das cargas aplicadas. Na prova de carga PC3-1m, inundada a 60 kPa, o recalque de colapso foi de 37 mm, enquanto na prova de carga PC5-4m, inundada a 125 kPa, o recalque de colapso foi de 23 mm. Neste caso particular, nota-se que o solo a 4 m de profundidade é menos colapsível que o solo a 1 m de profundidade, uma vez que o colapso é menor e a tensão de inundação é maior.

3.2. Modelo de Cálculo de Prova de Carga em Placa em Solo Não Saturado Colapsível

3.2.1. Composição

O ensaio de prova de carga em placa foi elaborado numericamente partindo-se da composição de uma geometria axissimétrica em torno do eixo y , posicionado no centro da placa circular, cuja definição dá-se a partir de coordenadas nos planos (x,y) , as quais delimitam os materiais placa e solo. A Figura 18 apresenta a geometria axissimétrica, assim como os materiais correspondentes à placa e ao solo do problema. O material 1 corresponde ao solo e o material 2 à placa.

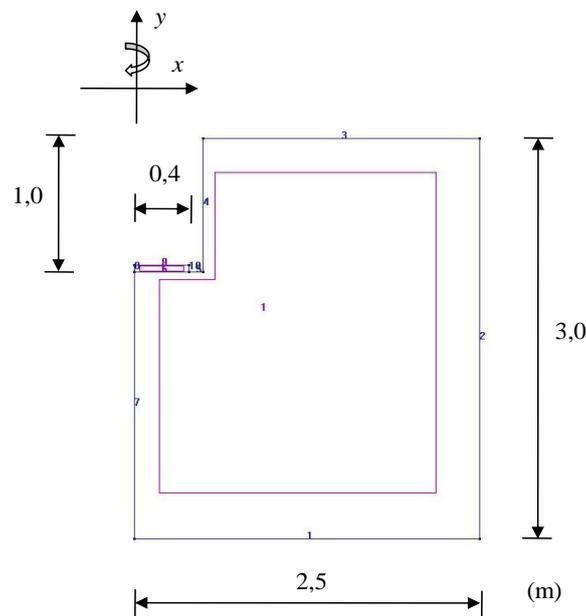


Figura 18. Geometria do solo e placa analisados.

Como se trata de um problema do tipo tensão-deformação/fluxo, o equilíbrio de forças foi realizado pela Equação 41, que constitui o balanço de momento para o cálculo dos deslocamentos (u). Já o balanço da massa da água, Equação 39, foi utilizada para o cálculo das pressões no líquido ou na água (P_l ou u_w).

Foi decidido discretizar a malha de elementos finitos em elementos triangulares. A malha apresentada na Figura 19 é apenas o exemplo inicial do tipo de malha utilizada, uma vez que nos cálculos iniciais foram realizados testes de convergência por meio de

uma discretização mais refinada da malha de elementos finitos. Deste modo, a malha escolhida e utilizada em todos os cálculos de previsão está apresentada no Capítulo 4.

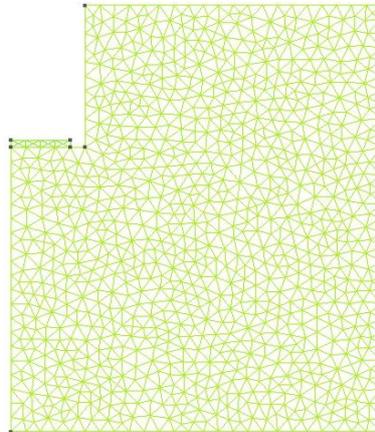


Figura 19. Malha de elementos finitos adotada no início dos cálculos.

As condições iniciais atribuídas ao solo foram: porosidade, sucção (pressão no líquido ou na água), e tensões iniciais. A primeira delas foi aplicada com uma distribuição constante ao longo da camada de solo, e as demais, com uma distribuição linear.

Em relação às condições de contorno foram impostas diversas condições de contorno mecânicas e hidráulica de acordo com o tipo de problema.

Simulação de ensaios com carregamento crescente à sucção constante:

Condições de contorno mecânica

- Base da camada: deslocamento vertical impedido.
- Laterais da camada de solo: deslocamento horizontal impedido.
- Superfície da placa: carregamento linear em rampa (incremental).

Condição de contorno hidráulica

- Topo da camada e da placa: condição drenada.

Simulação de ensaios com carregamento até 60 kPa e redução de sucção (inundação):

Condições de contorno mecânica

- Base da camada: deslocamento vertical impedido.
- Laterais da camada de solo: deslocamento horizontal impedido.
- Superfície da placa: carregamento linear em rampa (incremental) até 60 kPa.
- Superfície da placa: carregamento linear em rampa (incremental) de 60 kPa a 90 kPa após redução da sucção até zero (inundação).

Condição de contorno hidráulica

- Topo da camada e da placa: condição drenada.
- Topo da placa: redução da sucção até zero (inundação) após aplicação e estabilização das deformações pelo carregamento de 60 kPa.

Estas condições estão esquematizadas na Figura 20.

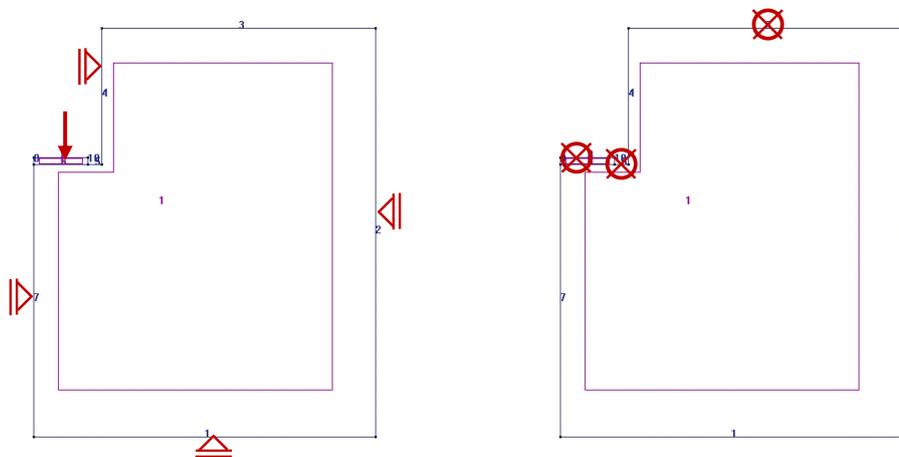


Figura 20. Condições de contorno mecânica e hidráulica.

3.2.2. Parâmetros Constitutivos dos Materiais

As informações necessárias foram obtidas a partir de ensaios específicos realizados por Rodrigues (2007) para a determinação dos parâmetros dos modelos constitutivos. Na Figura 21 são apresentados alguns dos resultados obtidos pelo autor, tais como: (a) curva de retenção de água ajustada de acordo com o modelo de van

Genuchten; (b) ensaios edométricos submetidos à sucção de 200 kPa, carregados até tensões líquidas de interesse, 50, 100 e 400 kPa e, posteriormente umedecidos com redução gradual de sucção até a saturação; (c) ensaios edométricos submetidos a carregamentos com sucção constante (0, 75, 100 e 400 kPa) ao longo de todo o ensaio; (d) curva de escoamento LC (*yield curve loading-collapse*).

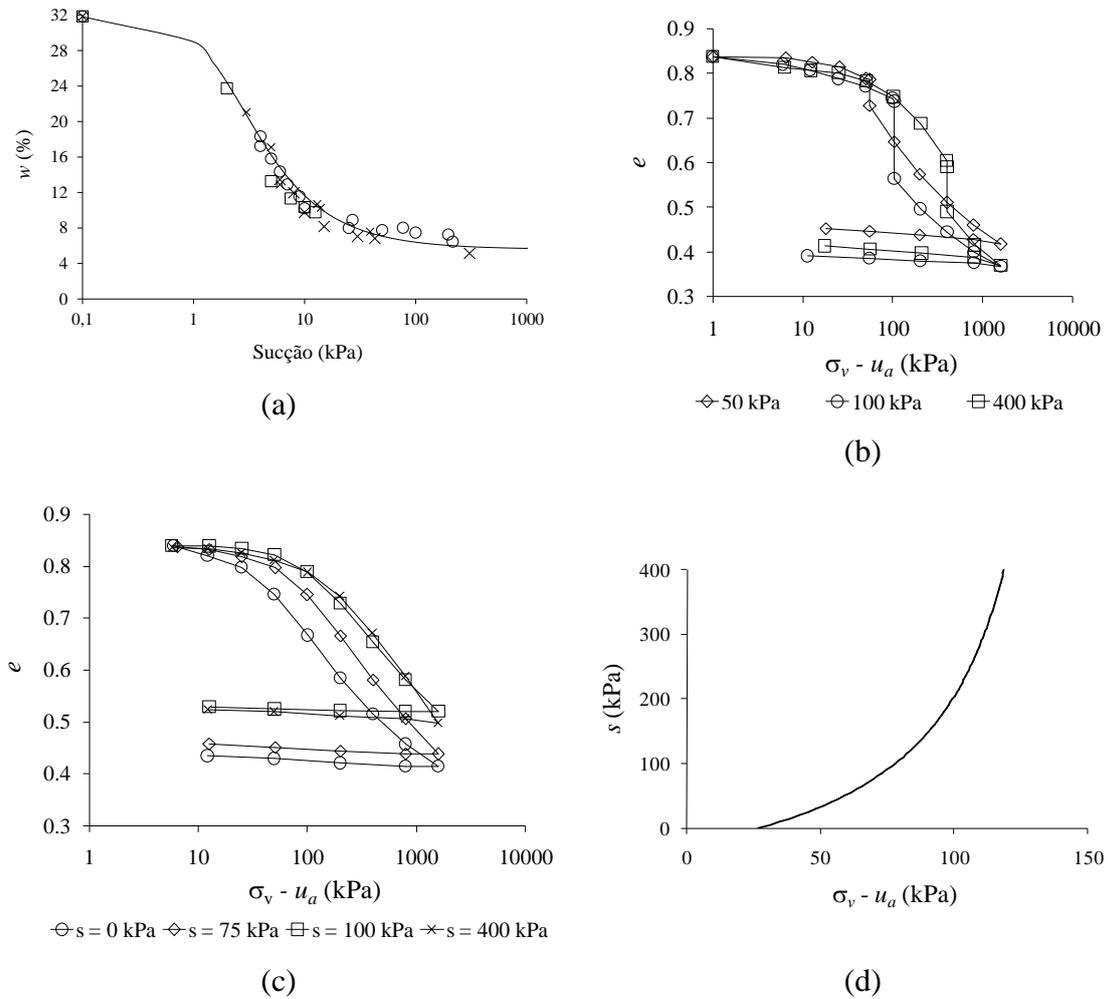


Figura 21. Resultados experimentais do solo de Pereira Barreto (RODRIGUES, 2007).

Para cada material foi atribuído um modelo constitutivo mecânico de acordo com o comportamento do material. Nas análises, considerou-se o solo com comportamento elastoplástico de acordo com o Modelo Básico de Barcelona (BBM) descrito no Capítulo 2, enquanto à placa foi atribuído o modelo Elástico-Linear de acordo com a Equação 44.

$$E = E_o + (\phi - \phi_o) \frac{dE}{d\phi} \geq E_{\min} \quad \text{Equação 44}$$

Em que, E é o Módulo de Young (Módulo de Elasticidade); $dE/d\phi$ é a variação do Módulo de Young com porosidade; ϕ_o é a porosidade de referência; E_{\min} é o módulo de Elasticidade mínimo.

Os parâmetros constitutivos adotados para a placa, que é de aço, foram obtidos a partir da literatura, enquanto os parâmetros constitutivos do solo foram obtidos por Rodrigues (2007). As Tabelas 2, 3, 4, 5 e 6 apresentam os valores dos parâmetros constitutivos dos modelos mecânico e hidráulico atribuídos aos materiais solo e placa.

Tabela 2. Parâmetros do Modelo Básico de Barcelona (BBM) do solo.

Parâmetro		Unidade	Valor	Equações
P1	M		1,15	Equação 10, Equação 12, Equação 29, Equação 30, Equação 31 e Equação 34
P2	p_o^*	kPa	25	Equação 10, Equação 12, Equação 18 e Equação 23
P3	κ		0,0130	Equação 8, Equação 10, Equação 15, Equação 17, Equação 18, Equação 23, Equação 28, Equação 32 e Equação 34
P4	κ_s		0,0021	Equação 9, Equação 10, Equação 11, Equação 19, Equação 21 e Equação 24
P5	$\lambda(0)$		0,1412	Equação 10, Equação 12, Equação 13, Equação 18, Equação 32 e Equação 34
P6	r		0,748	Equação 13
P7	β	kPa ⁻¹	0,015	Equação 13
P8	p^c	kPa	1,0	Equação 6, Equação 10, Equação 11 e Equação 12
P9	k		0,023	Equação 28

Tabela 3. Parâmetros do modelo elástico utilizado da placa.

Parâmetro		Unidade	Valor	Equações
P1	E	GPa	210	-
P2	ν	-	0,30	-

Tabela 4. Parâmetros hidráulicos referentes à curva de retenção do solo.

Curva de Retenção	Parâmetro			Unidade	Valor	Equação
	P1	P_o	P a certa temperatura	MPa	0,25e-2	Equação 37
	P2	σ_o	Tensão superficial	N.m ⁻¹	0,72e-1	
	P3	λ	Parâmetro de forma da curva de retenção	-	0,5	
	P4	S_{rl}	Grau de saturação residual	-	0,146	
	P5	S_{ls}	Grau de saturação máximo	-	1	

Tabela 5. Parâmetros hidráulicos referentes à permeabilidade intrínseca do solo.

Permeabilidade Intrínseca	Parâmetro			Unidade	Valor	Equação
	P1	k_{11}	Permeabilidade intrínseca	m ²	0,5e-12	Equação 36
	P2	k_{22}	Permeabilidade intrínseca	m ²	0,5e-12	
	P3	k_{33}	Permeabilidade intrínseca	m ²	0,5e-12	
	P4	ϕ_o	Porosidade de referência	-	0,45	
	P5	ϕ_{min}	Porosidade mínima	-	0,1e-1	

Tabela 6. Parâmetros hidráulicos referentes à fase líquida relativa à permeabilidade do solo.

Permeabilidade relativa da fase líquida	Parâmetro			Unidade	Valor	Equação
	P3	λ	Parâmetro de forma da curva de retenção	-	3,5	Equação 37
	P4	S_{rl}	Grau de saturação residual	-	0,146	
	P5	S_{ls}	Grau de saturação máximo	-	1	

Por fim, destaca-se que em todos os cálculos, as informações atribuídas foram mantidas constantes ao longo do tempo, exceto a condição de contorno mecânica referente à aplicação de carregamento sobre a placa e a redução da sucção, especificamente nas simulações de colapso. Nos cálculos, intervalos de tempo pré-determinados foram definidos nas diferentes etapas. Como as deformações esperadas não são dependentes do tempo, uma vez que os modelos mecânicos utilizados foram o modelo elástico linear (placa) e o modelo elastoplástico (solo), os tempos pré-definidos foram adotados de acordo com testes de convergência de cálculo dos problemas.

4. Resultados e Análises

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados das simulações numéricas dos ensaios de prova de carga em placa realizados em campo a 1 m de profundidade na cidade de Pereira Barreto-SP pela Companhia Energética de São Paulo, CESP (1990). Estes ensaios foram executados como parte dos estudos preliminares na região, visando analisar o impacto provocado pelo enchimento do reservatório da UHE de Três Irmãos. Para execução desta etapa, utilizou-se o Programa de Elementos Finitos Code_Bright em análises com acoplamento Hidro-Mecânico (HM).

Na Figura 22, são apresentados os resultados experimentais das provas de carga em placa e que foram simulados numericamente neste trabalho.

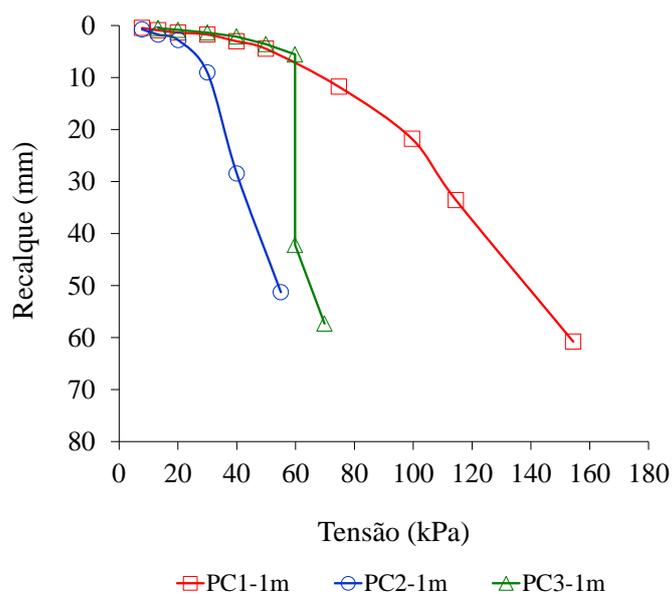


Figura 22. Curvas tensão-recalque obtidas nos ensaios de prova de carga em placa (CESP, 1990).

4.1. Escolha da Malha de Elementos Finitos

Para a escolha da malha de elementos finitos foram realizadas análises de convergência, utilizando o resultado do ensaio de prova de carga (PC2-1). Nas Figuras 23 e 24 são apresentadas algumas malhas que foram testadas e os resultados obtidos.

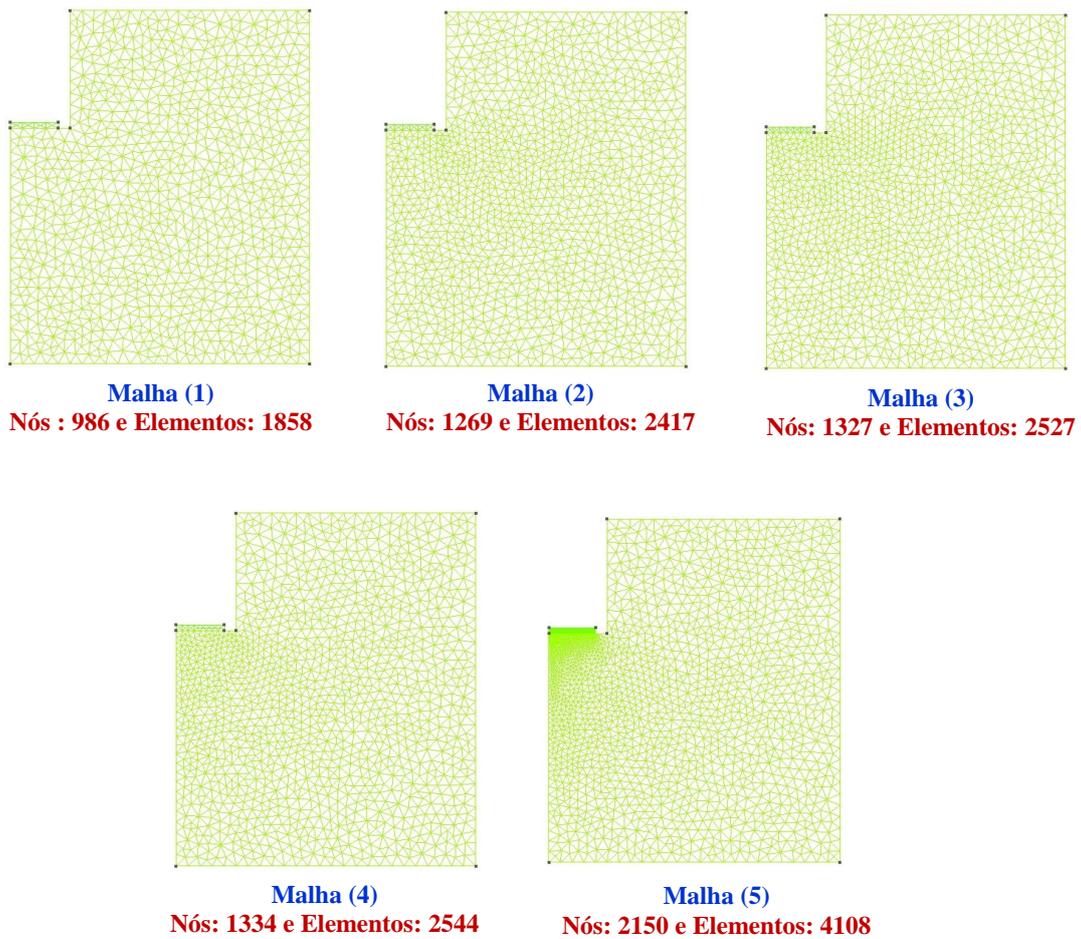


Figura 23. Malhas de elementos finitos testadas nas análises de convergência.

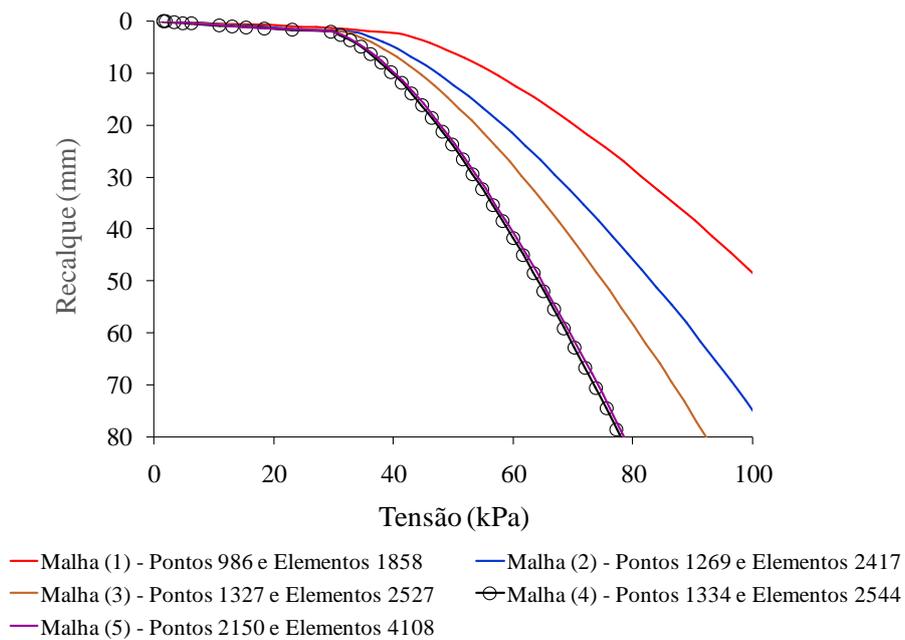


Figura 24. Curvas tensão-recalque obtidas a partir das malhas de elementos finitos testadas nas análises de convergência.

As malhas de elementos finitos testadas foram discretizadas utilizando-se elementos triangulares, conforme ilustrado na Figura 23. Como a precisão do método depende da quantidade de nós e de elementos, procedeu-se uma série de análises, variando-se os números de ponto e de elemento até que se atingisse a convergência. À medida que o tamanho dos elementos diminui, a quantidade de nós aumenta, e deste modo, a solução obtida converge para um resultado mais preciso.

No problema estudado a discretização foi crescente com a malha que variou da Malha (1) constituída por 986 nós e 1858 elementos até a Malha (5) de 2150 nós e 4108 elementos. Na Figura 24, é possível observar que não houve diferença significativa nos resultados numéricos obtidos para as Malhas (4) e (5), esta última de maior refinamento. Por esta razão, escolheu-se a Malha (4) que é composta por 1334 nós e 2544 elementos para as análises subsequentes do trabalho. Como ilustração, é possível verificar a importância deste teste na rigidez do solo. Para se obter o recalque de 30 mm utilizando-se a Malha (1) foi necessário aplicar 82 kPa, enquanto que com a Malha (4) foi necessário aplicar 53 kPa, o que resulta em um erro de 55%.

4.2. Análise de Rigidez da Placa

Outro teste realizado foi o de rigidez da placa a flexão. Como o ensaio de prova de carga é realizado em placa rígida, variou-se a espessura da placa (h), observando-se a distribuição dos recalques ao longo da base da placa e da profundidade. Os cálculos desta etapa foram realizados tendo-se como referência o ensaio (PC2-1). Na Figura 25, são apresentados perfis de recalques, utilizando placas com espessuras de 5, 10 e 15 cm.

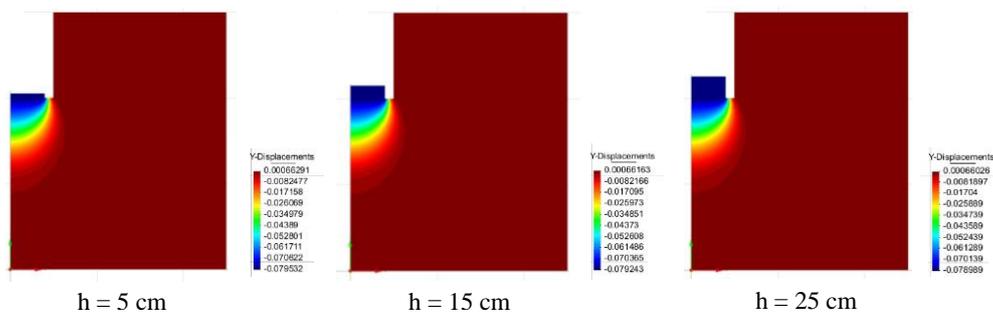


Figura 25. Campo de recalques após aplicação de carregamento sobre placas com diversas espessuras.

Na Figura 26, são apresentadas curvas tensão-recalque dos resultados obtidos numericamente.

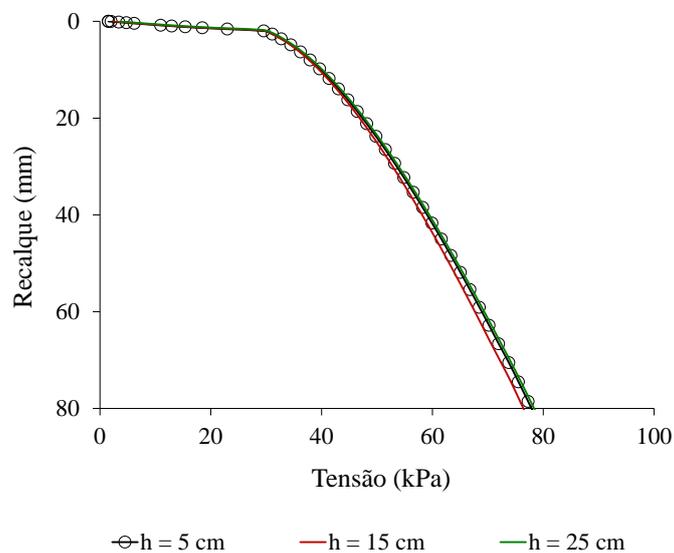


Figura 26. Curvas tensão-recalque obtidas a partir de placas com diversas espessuras.

Como pode ser visto na Figura 26, o aumento da espessura da placa não influenciou os resultados de forma significativa, uma vez que a placa é muito mais rígida que o solo. Por esta razão, adotou-se placa com espessura de 5 cm para as demais análises do trabalho.

4.3. Simulação Numérica dos Resultados dos Ensaios de Provas de Carga em Placa

Nesta seção são apresentados os resultados das simulações numéricas dos ensaios de prova de carga em placa PC1-1m, PC2-1m e PC3-1m.

Na Figura 27, são apresentados os resultados experimentais e numéricos da prova de carga em placa PC2-1m (solo saturado por pré-inundação). Trata-se da simulação mais representativa realizada nas Seções 4.1 e 4.2 decorrentes das análises de convergência para escolha da malha de elementos finitos e da espessura da placa do ensaio de prova de carga.

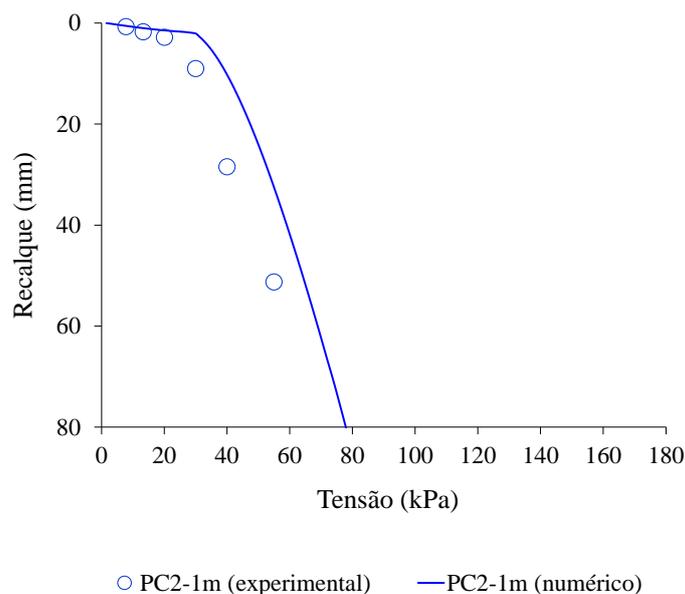


Figura 27. Curvas tensão-recalque da prova de carga em placa PC2-1m com sucção igual a 0 kPa.

Observa-se na Figura 27 uma boa aproximação entre o resultado previsto e o resultado experimental, principalmente para baixas tensões. Certa dispersão do resultado numérico é observada para tensões superiores a 20 kPa. No entanto, os resultados seguem a mesma tendência de comportamento, o que demonstra a capacidade do Modelo de Barcelona e do programa Code_Bright na reprodução do resultado experimental obtido para o solo saturado.

Em relação à previsão do comportamento do resultado do ensaio PC1-1m realizado em solo não saturado, é importante ressaltar que na composição do problema, a condição inicial referente à sucção no solo é essencial, uma vez que a deformabilidade do solo depende da tensão aplicada e da sucção inicial.

Como as provas de carga foram realizadas em um período em que não havia monitoramento da sucção de campo, recorreu-se as medidas de umidade determinadas pela CESP (1990) durante a realização das provas de carga. Tais medidas, que variaram de 6,5 a 7,9%, foram relacionadas com a curva de retenção de água no solo, obtida por Rodrigues (2007), para a determinação do intervalo de sucção no período de realização das provas de cargas.

Para cada valor de umidade, estimou-se o valor de sucção correspondente que variou de 30 a 100 kPa, de acordo com a Figura 28. As sucções deste intervalo foram testadas em análises de sensibilidade numérica com o objetivo de determinar o melhor ajuste de recalque obtido no campo. Na Figura 29, são apresentadas as simulações numéricas da prova de carga PC1-1m realizada em solo não saturado, variando-se a sucção de 30 kPa a 100 kPa, valores correspondentes ao valor mínimo e máximo do intervalo de sucção considerado na Figura 28.

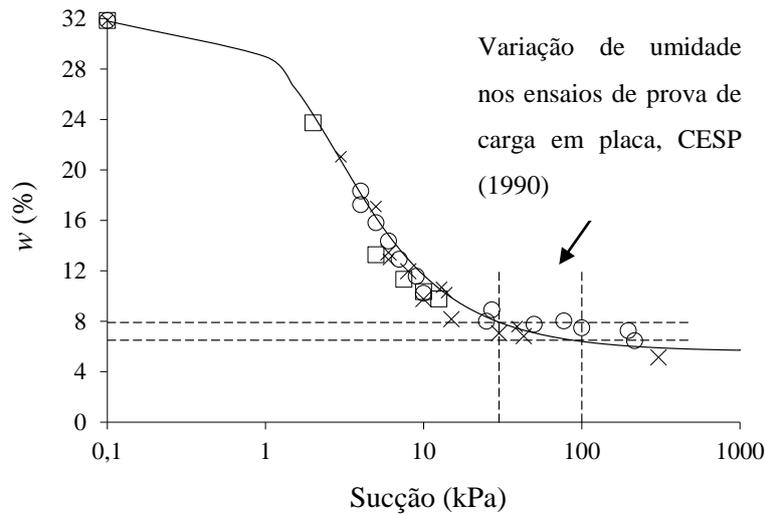


Figura 28. Curva de retenção de água e a variação de umidade durante os ensaios de prova de carga em placa.

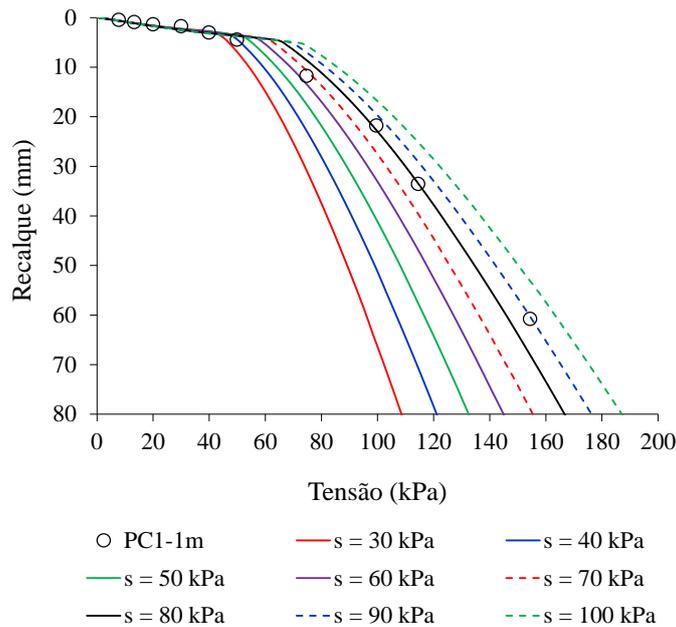


Figura 29. Curvas tensão-recalque da prova de carga em placa PC1-1m com sucção variando de 30 a 100 kPa.

Na Figura 29 é possível observar a influência significativa da sucção na deformabilidade do solo e na capacidade de carga do sistema solo-placa. O aumento na sucção causa uma redução substancial dos recalques após aplicação do carregamento. Das sucções estipuladas a que melhor reproduziu o comportamento do solo no campo foi a de 80 kPa. Neste caso, nota-se uma boa aproximação entre o resultado previsto e o simulado, tanto no trecho das baixas tensões quanto na fase final, onde as deformações plásticas se desenvolvem. Deste modo, na Figura 30 é apresentado um resumo com os melhores resultados obtidos numericamente para as provas de carga PC1-1m e PC2-1m.

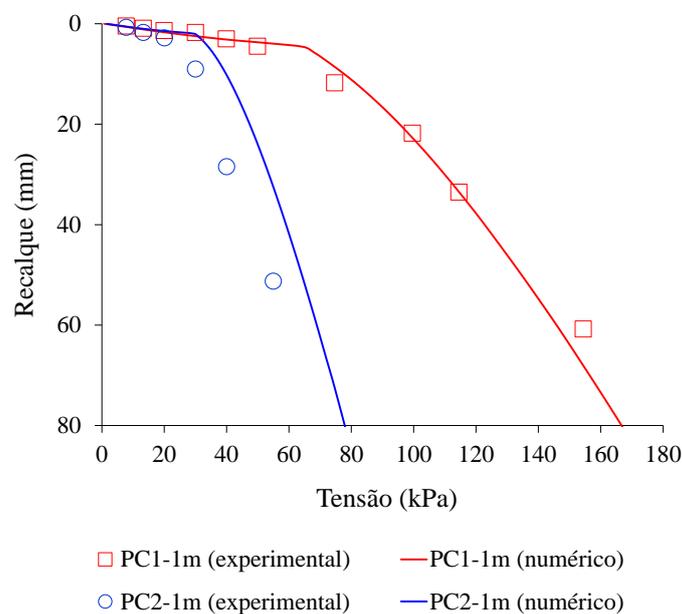


Figura 30. Curvas tensão-recalque das provas de carga em placa PC-1m e PC2-1m com sucção igual a 0 e 80 kPa.

É importante destacar que as simulações do comportamento do solo estudado foram realizadas utilizando-se parâmetros constitutivos, resultantes de ensaios de laboratório com sucção controlada. Por isso, é possível que a diferença entre os dados experimentais e os resultados numéricos seja decorrente deste fato.

Geralmente, ensaios de laboratório são realizados com amostras de solo de pequena dimensão, em condições controladas de aplicação de carregamento, drenagem, imposição de sucção, entre outros, que, apesar destes controles, amostras pouco representativas podem estar sendo testadas. Já em ensaio de campo, a representatividade é melhor assegurada através da homogeneidade do solo analisado, porém, as condições

de contorno e os controles que geralmente são realizados em laboratório, não podem ser realizados em campo.

Como resultado do bom ajuste obtido para a curva tensão-recalque do ensaio PC1-1m, adotou-se o mesmo valor de sucção inicial na simulação do resultado do ensaio PC3-1m, isto é, 80 kPa. Neste ensaio, incrementos sucessivos de carregamento foram aplicados até alcançar a tensão de interesse de 60 kPa. Após a estabilização dos recalques nesta tensão, o solo foi inundado e um recalque de colapso de 37 mm foi registrado. Na Figura 31, são apresentados os resultados experimentais e numéricos da prova de carga PC3-1m (solo inicialmente não saturado e inundado na tensão de 60 kPa).

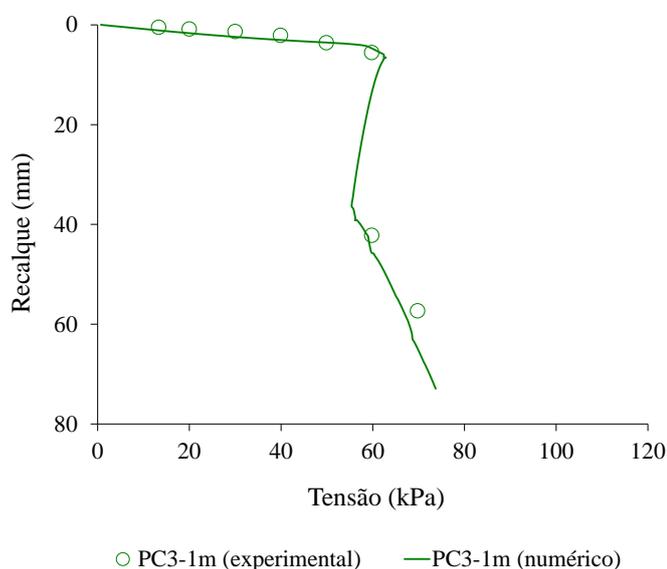


Figura 31. Curvas tensão-recalque da prova de carga em placa PC3-1m.

Os resultados apresentados na Figura 31 indicam um bom ajuste entre os resultados experimentais e numéricos. Pouca dispersão pode ser observada tanto no trecho de carregamento a sucção constante como no trecho que representa o colapso pela inundação do solo, demonstrando novamente a capacidade do Modelo de Barcelona e do programa Code_Bright na reprodução do resultado deste ensaio.

Como ilustração, na Figura 32 são apresentados perfis de recalques antes e após a inundação, assim como a variação da sucção no solo antes e durante a inundação da cava para indução do colapso.

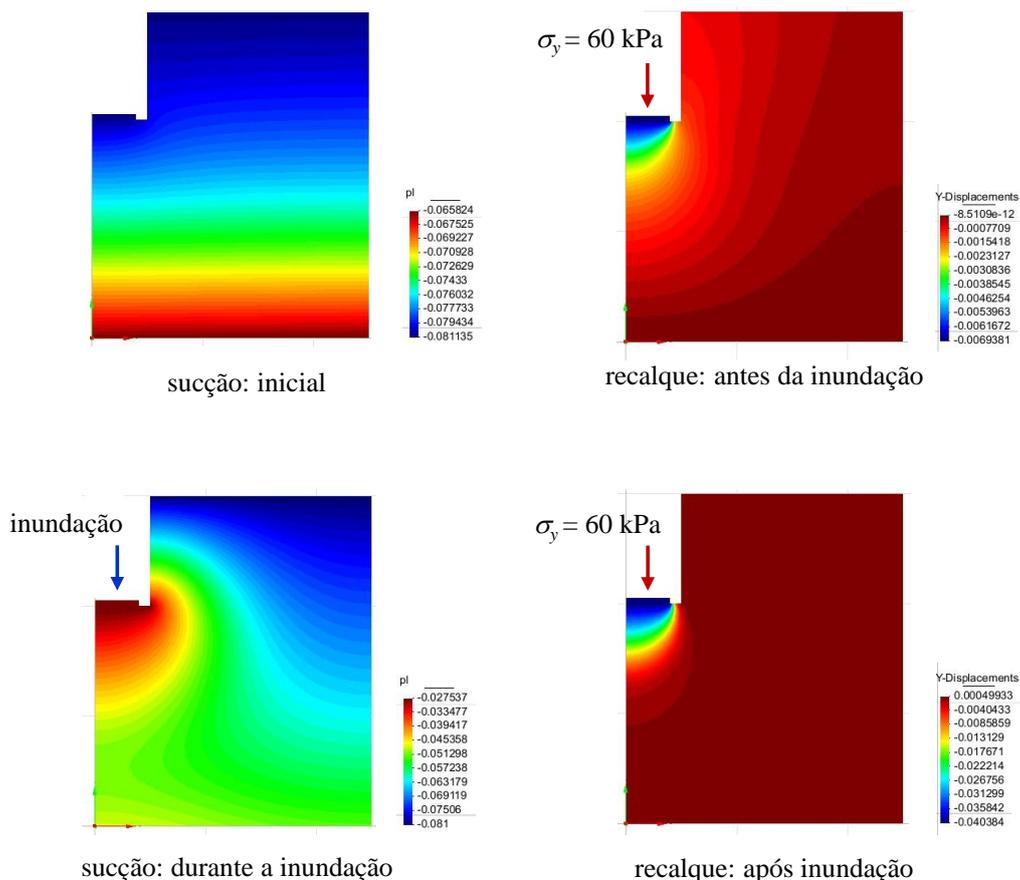


Figura 32. Perfis de recalques e sucções no ensaio PC3-1m.

4.4. Análise de Sensibilidade Paramétrica

Nesta seção são apresentadas análises de sensibilidade paramétrica. Estas análises têm como objetivo verificar a influência de parâmetros constitutivos do modelo mecânico utilizado nos cálculos. Os parâmetros constitutivos escolhidos para estas análises foram:

- p_o^* : tensão de pré-adensamento isotrópica do solo saturado.
- r : parâmetro de máxima rigidez do solo.
- β : parâmetro que controla a taxa de aumento da rigidez do solo com a sucção.

Nas Figuras 33, 34 e 35 são apresentadas as curvas de escoamento LC iniciais, respectivamente, para mudanças de p_o^* , r e β . Na Figura 36, são apresentados os resultados obtidos das análises de sensibilidade de p_o^* .

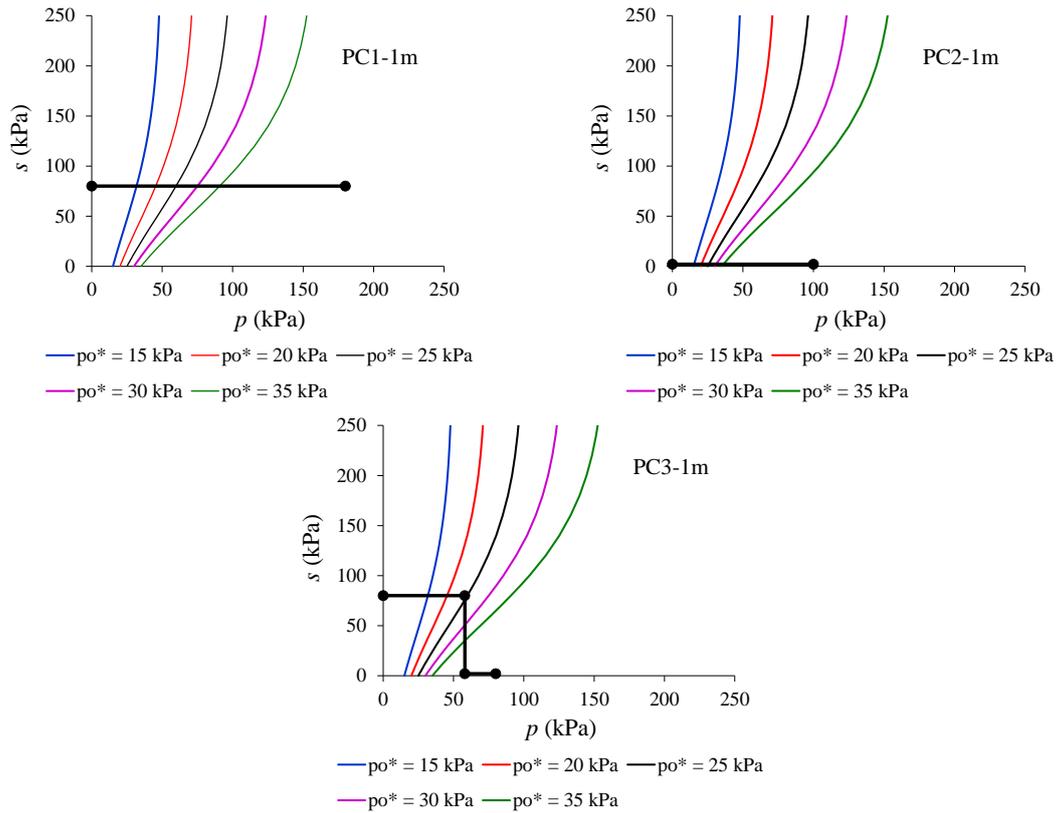


Figura 33. Formas da curva de escoamento LC para diferentes valores do parâmetro po^* .

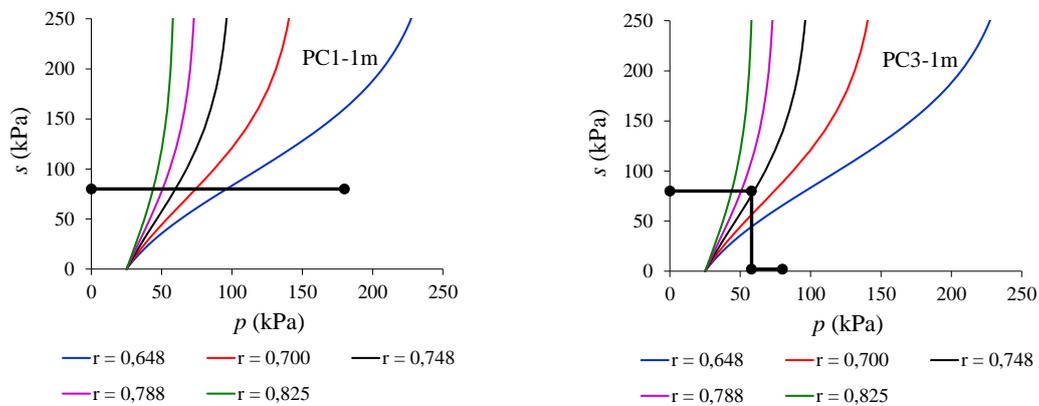


Figura 34. Formas da curva de escoamento LC para diferentes valores do parâmetro r .

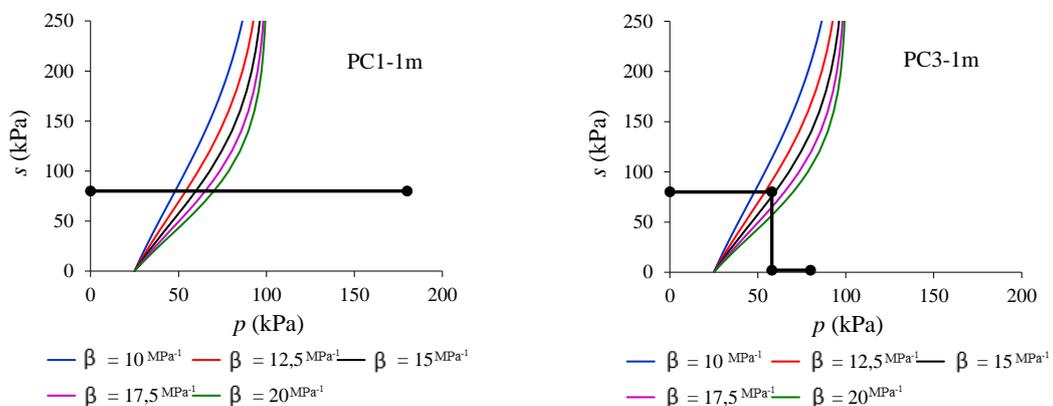


Figura 35. Formas da curva de escoamento LC para diferentes valores do parâmetro β .

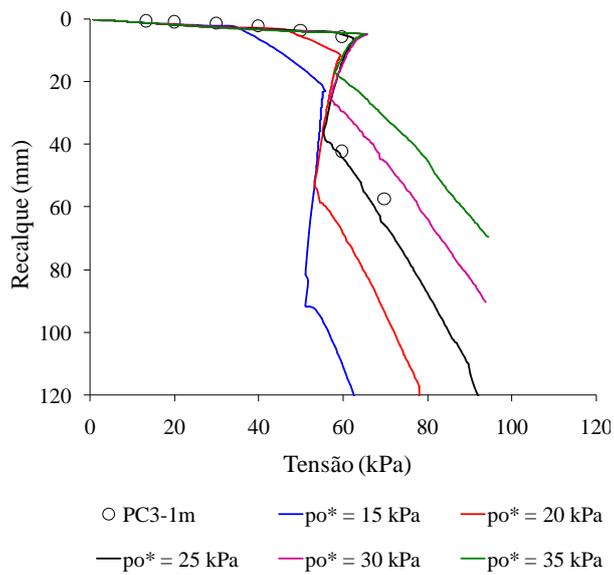
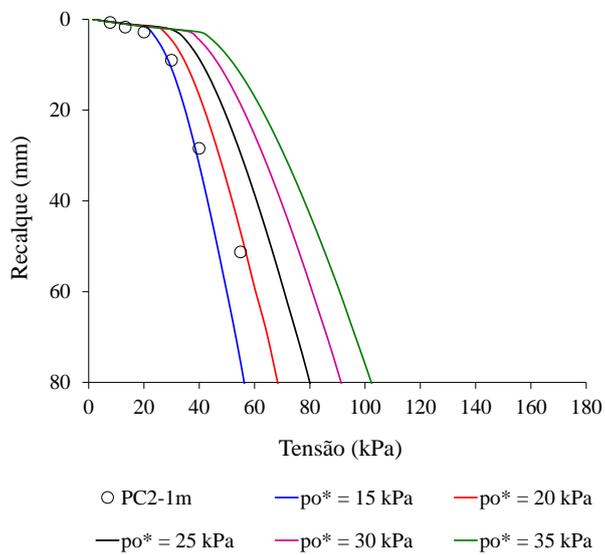
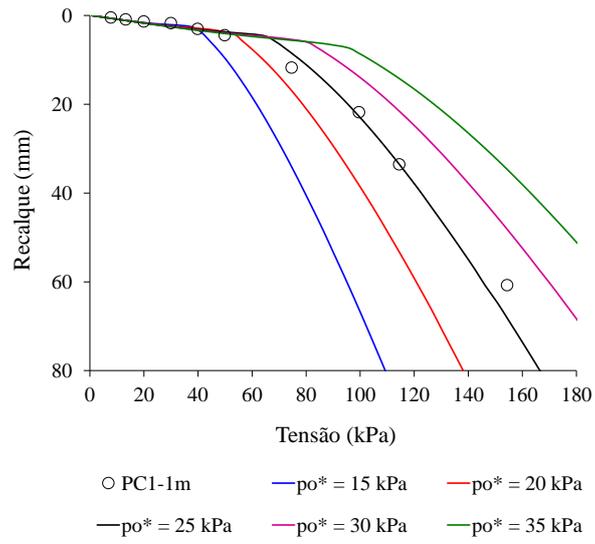


Figura 36. Resultados de análises de sensibilidade ao parâmetro p_o^* .

Na Figura 36, é possível observar que a variação da tensão p_o^* promove alterações significativas na curva tensão-recalque, tanto para o ensaio PC1-1m realizado com umidade de campo (solo não saturado com sucção de 80 kPa) quanto para o ensaio PC2-1m realizado com pré-inundação (solo saturado). Desses resultados, as maiores variações estão associadas ao solo não saturado.

No ensaio PC2-1m, adotando-se a tensão p_o^* de 15kPa, verifica-se que os resultados numéricos aproximam-se satisfatoriamente dos dados experimentais. Este valor de tensão é inferior ao valor de 25 kPa, obtido na calibração do Modelo Básico de Barcelona por meio dos resultados dos ensaios com sucção controlada. Por esta razão, o valor de 15 kPa não foi levado em consideração nas análises iniciais, uma vez que se optou por estabelecer como princípio o uso dos parâmetros constitutivos obtidos dos ensaios de laboratório.

Em relação ao ensaio PC3-1m, nota-se que as tensões p_o^* de 35 e 30 kPa proporcionam recalques de colapso da ordem de 10 e 20 mm e as tensões de 20 e 15 kPa recalques da ordem de 50 e 70 mm. A variação desses recalques de 10 para 70 mm é bem significativa, ao se considerar que a tensão variou apenas de 35 para 15 kPa.

Conforme pode ser visto na Figura 36, ao se adotar as tensões p_o^* de 30 e 35 kPa, o umedecimento inicia-se na região elástica onde somente ocorrem deformações reversíveis no solo, não alcançando, portanto, a curva de escoamento LC na trajetória de carregamento. Além disso, como as tensões são mais elevadas, a movimentação da curva de escoamento LC durante a plastificação do solo é menor, o que promove menores deformações plásticas e, por consequência, menores recalques por colapso neste trecho. Diferente das tensões de 15 e 20 kPa que permitem a ocorrência de deformações plásticas no solo antes da inundação ou redução da sucção.

Em geral, pode-se concluir que a variação de p_o^* de 15 a 35 kPa interfere significativamente na previsão do comportamento tensão-recalque dos casos analisados, sobretudo nos ensaios PC1-1m e PC3-1m.

Na Figura 37, são apresentados os resultados obtidos das análises de sensibilidade de r .

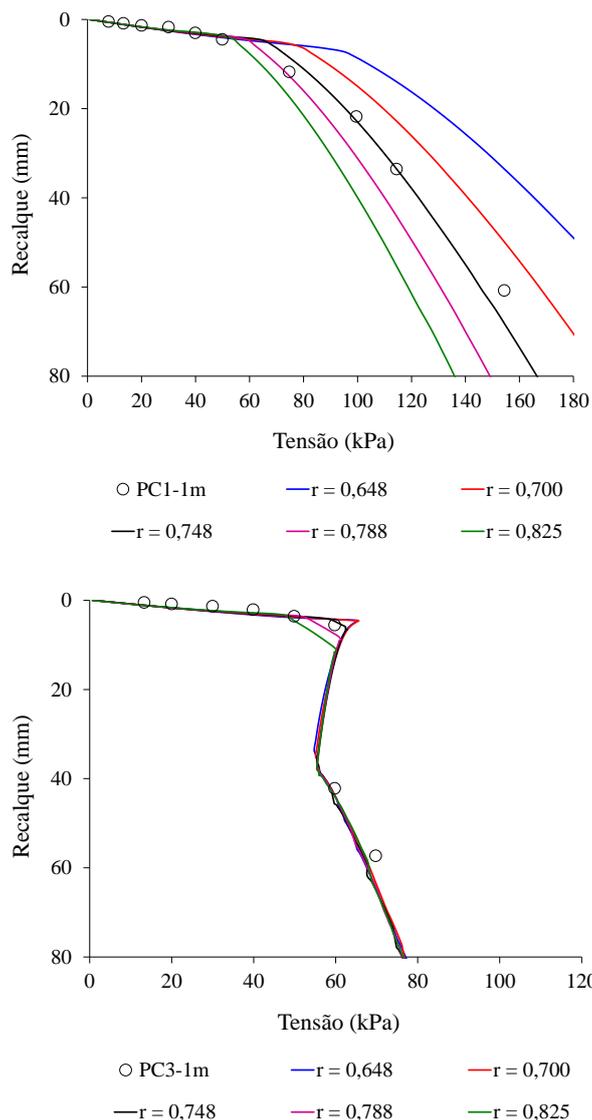


Figura 37. Resultados de análises de sensibilidade ao parâmetro r .

O parâmetro r , definido pela razão entre $\lambda(s \rightarrow \infty)$ e $\lambda(0)$, causou uma considerável variação na curva tensão-recalque do ensaio PC-1m (solo com umidade de campo não saturado com sucção de 80 kPa). No entanto, houve pequena variação na curva tensão-recalque do ensaio PC3-1m, conforme ilustrado na Figura 37. O desenvolvimento dos recalques segue a tendência geral dos valores medidos em campo, porém, com recalques que variam, por exemplo, de 15 a 63 mm quando submetidos a tensão de 120 kPa. Semelhante ao parâmetro β , o r está relacionado a rigidez do solo e, por esta razão, condiciona o comportamento colapsível do solo com recalques crescentes com a diminuição de r .

Na Figura 38, são apresentados os resultados obtidos das análises de sensibilidade de β .

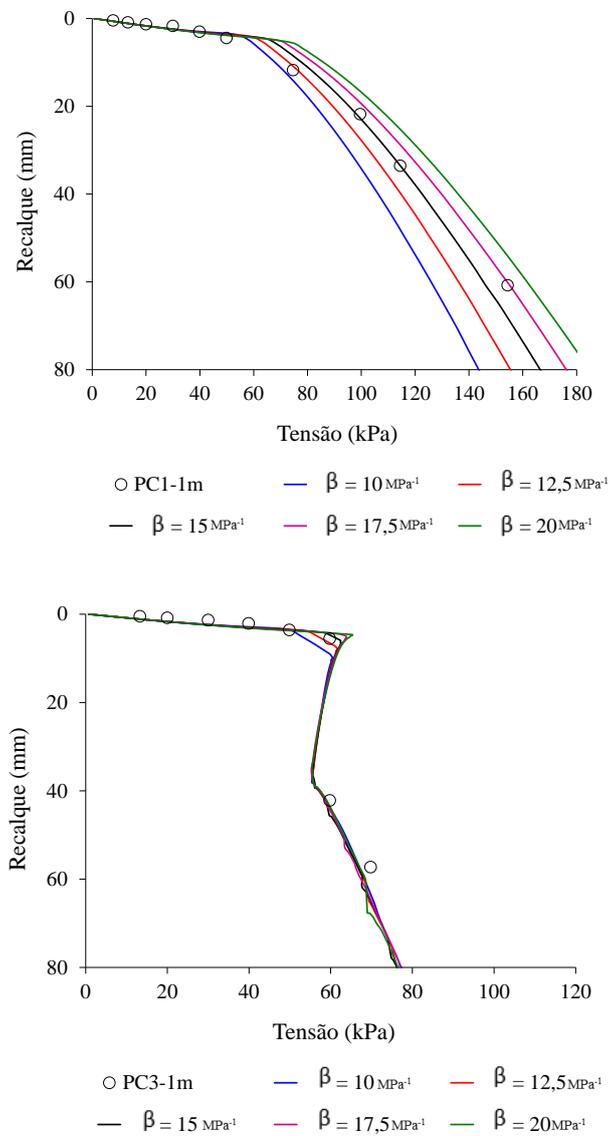


Figura 38. Resultados de análises de sensibilidade ao parâmetro β .

Na Figura 38, nota-se que o parâmetro β influencia a curva tensão-recalque dos ensaios PC1-1m e PC3-1m. Este parâmetro controla a taxa de aumento da rigidez do solo com a sucção. Neste caso, solicitando-se o solo na condição não saturada, a estrutura do material, cujo valor de β é elevado, pode ser capaz de suportar determinadas cargas sem apresentar grande variação volumétrica pelo fato de manter-se

rígido sob uma determinada sucção. No entanto, ao ser umedecido, o colapso do solo resultante pode tornar-se significativo.

Em geral, as análises de sensibilidade dos parâmetros constitutivos selecionados demonstram a importância de cada variável sobre o resultado final das curvas tensão-recalque. Nas análises, p_o^* provocou alterações significativas no comportamento do solo. Os parâmetros r e β induziram uma importante variação no comportamento do solo não saturado, sobretudo o parâmetro r , que é o parâmetro que define a rigidez máxima do solo.

Determinados fatores podem interferir na simulação numérica dos resultados das provas de carga em placa. Condições iniciais, tais como as tensões geostáticas atuantes e a sucção no solo, bem como a variabilidade geológica, são exemplos dos fatores que podem interferir nestas previsões. Diante disso, verifica-se a importância dos cuidados necessários para a realização dos ensaios com controle de sucção e da consequente calibração do modelo mecânico na previsão do comportamento do solo no campo, conforme demonstrado nas análises de sensibilidade paramétrica desta seção.

4.5. Variação da Tensão Admissível com a Sucção no Solo

Conforme apresentado na Seção 2.4 a prova de carga em placa é um ensaio de campo pelo qual são obtidos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo para previsão do comportamento de fundações diretas. Para o dimensionamento geotécnico de fundações em sapatas é necessário estimar a tensão admissível do solo que pode ser realizada utilizando-se métodos teóricos, empíricos e semi-empíricos ou ainda por meio de provas de carga em placa. Destes, as provas de carga em placa permitem estimativas mais confiáveis, pelo fato dos resultados serem obtidos diretamente do solo investigado.

Neste sentido, buscando-se oferecer informações básicas de projeto no tocante à estimativa da tensão admissível, nesta seção analisa-se o valor de tensão admissível de cálculo, considerando a variabilidade sazonal decorrente da sucção no solo.

Na Figura 39, são apresentadas curvas tensão-recalque simuladas numericamente para diversos valores de sucção: 0, 20, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 200, 300, 400, 600 e 800kPa.

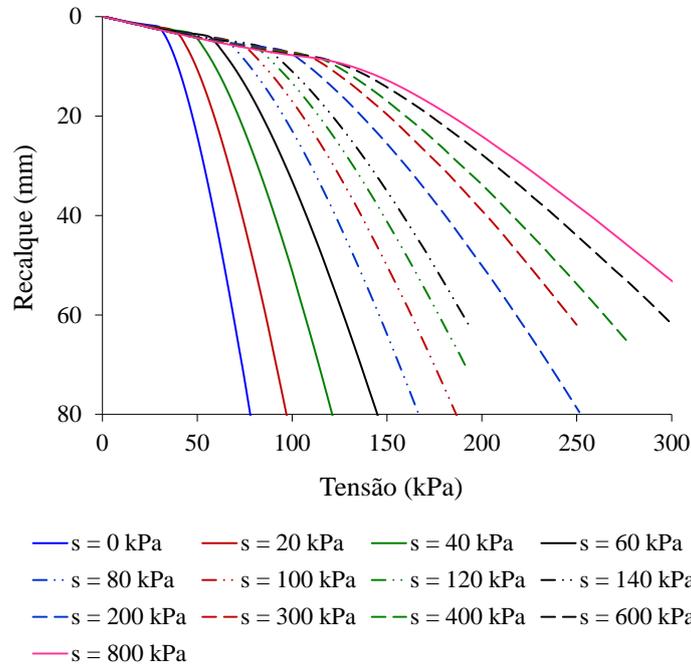


Figura 39. Simulação numérica de resultados de prova de carga em placa variando a sucção no solo.

Na Figura 39, observa-se que há uma redução dos recalques com o aumento da sucção no solo e que esta mesma tendência de comportamento se mantém mesmo para as sucções mais elevadas, ou seja, quanto menor a umidade do solo, mais rígido ele se torna. É possível, notar também certa uniformidade na distribuição das curvas tensão-recalque com o amplo intervalo de sucção testado. No entanto, na curva tensão-recalque não ocorre uma ruptura bem definida (ruptura tipo geral ou global), independentemente do valor de sucção. A indefinição do valor da tensão de ruptura nessas curvas remete ao tipo de ruptura local e ruptura por puncionamento que são típicas dos solos intermediários e dos solos fofos e moles, respectivamente.

Como os resultados previstos numericamente estão validados e o modo de ruptura do solo está definido, os valores de tensão admissível foram estimados de acordo com o critério de Boston, visto na Seção 2.4. Por este critério, inicialmente são considerados dois valores de recalque (10 mm e 25 mm) e as correspondentes tensões (σ_{10} e σ_{25}) na

curva tensão-recalque. A tensão admissível é dada pelo menor dos dois valores (σ_{10} e $\frac{1}{2}\sigma_{25}$).

Na Tabela 7 são apresentados os resultados da tensão admissível com a sucção no solo. Na Figura 40, ilustra-se a variação da tensão admissível com a sucção. Na mesma figura é apresentado um ajuste matemático de uma função aos pontos obtidos, permitindo estimativas da tensão admissível com a sucção.

Tabela 7. Valores de tensão admissível com a sucção no solo.

Sucção (kPa)	σ_{10} (kPa)	$\frac{1}{2}\sigma_{25}$ (kPa)	σ_a (kPa)
0	40	25	25
20	49	32	32
40	60	38	38
60	69	44	44
80	78	51	51
100	86	57	57
120	91	62	62
140	99	66	66
200	108	74	74
300	119	82	82
400	126	87	87
600	129	95	95
800	131	101	101

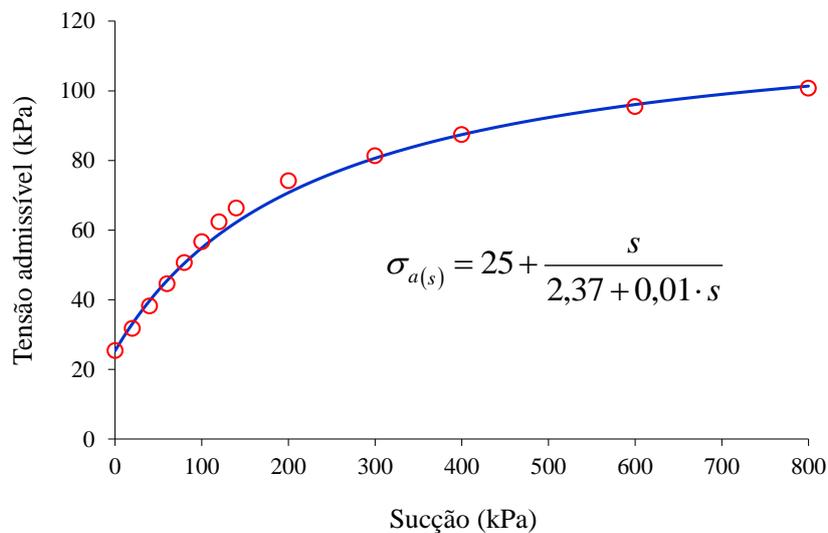


Figura 40. Variação hiperbólica da tensão admissível com a sucção.

Na Figura 40, verifica-se um aumento não linear da tensão admissível com a sucção no solo, tendendo a uma assíntota para as sucções mais elevadas. Na realidade, a tensão admissível não deve mesmo obedecer a uma variação linear, mas sim a uma variação semelhante à curva de escoamento LC do Modelo de Barcelona de Alonso, Gens e Josa (1990).

Em termos práticos, a variação da tensão admissível com a sucção pode ser representada por meio da função hiperbólica dada pela Equação 43.

$$\sigma_{a(s)} = \sigma_{a(0)} + \frac{s}{m + n \cdot s} \Rightarrow \sigma_{a(s)} = 25 + \frac{s}{2,37 + 0,01 \cdot s} \quad \text{Equação 43}$$

Em que: $\sigma_{a(s)}$ é a tensão admissível do solo não saturado, $\sigma_{a(0)}$ é a tensão admissível do solo saturado, m e n são parâmetros de ajuste e s é a sucção em kPa.

Por outro lado, uma alternativa mais simplificada para se estimar a tensão admissível do solo é restringindo-se a sucção até cerca de 150 kPa. Neste valor, é possível obter um ajuste linear da tensão admissível com a sucção no solo. Na Figura 41, ilustra-se a variação da tensão admissível nesta faixa de sucção e na mesma figura é apresentado um ajuste matemático linear (Equação 44), permitindo uma estimativa mais simplificada da tensão admissível com a variação da sucção no solo.

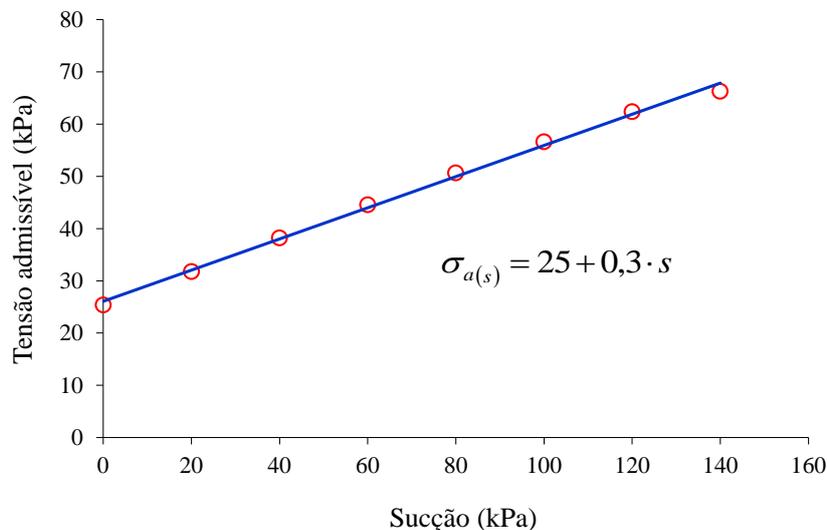


Figura 41. Variação linear da tensão admissível com a sucção.

$$\sigma_{a(s)} = \sigma_{a(0)} + n \cdot s \Rightarrow \sigma_{a(s)} = 25 + 0,3 \cdot s \quad \text{Equação 44}$$

Em que: $\sigma_{a(s)}$ é a tensão admissível do solo não saturado, $\sigma_{a(0)}$ é a tensão admissível do solo saturado, n é um parâmetro de ajuste e s é a sucção em kPa.

Os cálculos demonstram que para sucção nula, a tensão admissível é de 25 kPa mas, quando a sucção matricial é aumentada para 100 kPa, a capacidade de carga sobe linearmente para 55 kPa.

Costa (1999) apresenta resultados semelhantes, obtidos, porém, experimentalmente e para uma faixa de sucção até 30 kPa. O autor comenta que resultados discrepantes entre provas de carga em placa executadas em locais muito próximos não são difíceis de ser obtidos e que tal divergência normalmente é atribuída à variabilidade espacial do solo ou a problemas executivos, não sendo levado em consideração o efeito da sucção no solo.

Fredlund e Rahardjo (1993) observaram um aumento linear da capacidade de carga com a sucção em sapatas corridas de 0,5 e 1,0 m de base, apoiadas a 0,5 m de profundidade. Para a estimativa da capacidade de carga os autores recorreram à equação teórica de Terzaghi, adotando-se parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em condição não saturada.

Em geral, pode-se notar que a sucção possui grande influência na tensão admissível do sistema placa-solo, pois uma pequena variação da sucção pode causar mudanças na tensão admissível do solo. No entanto, a determinação da relação da tensão admissível com a sucção representa uma contribuição apenas acadêmica se a variabilidade sazonal da sucção não é conhecida na região de estudo. Para isso, são necessárias medidas contínuas de sucção ao longo tempo.

Na Figura 42, são apresentados resultados de monitoramento de sucção à aproximadamente 1 m de profundidade e de chuvas na região de Pereira Barreto ao longo de três anos e meio.

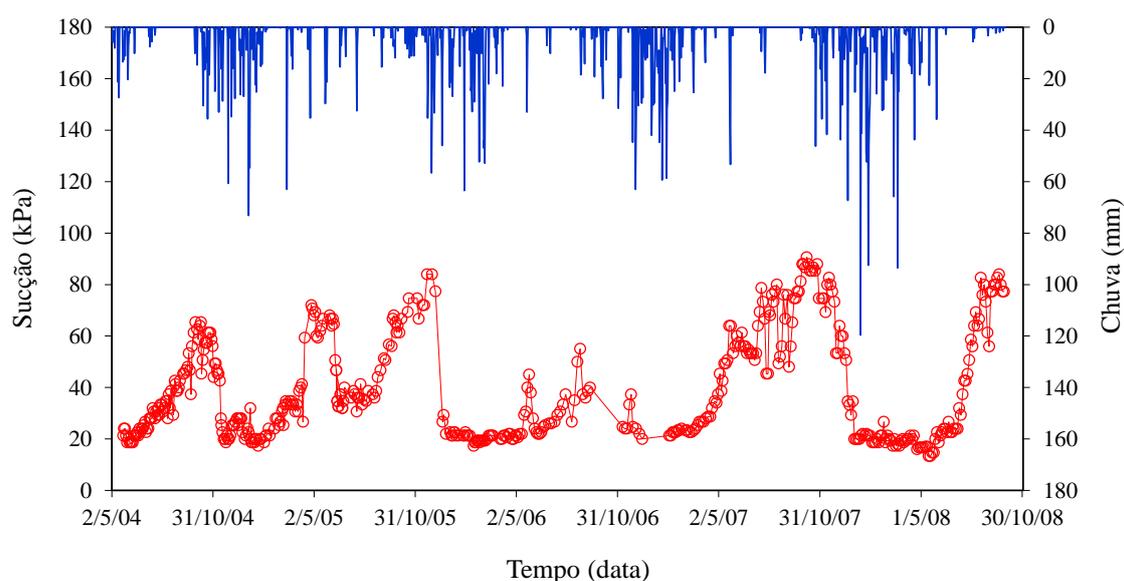


Figura 42. Monitoramento da sucção e da chuva na região de Pereira Barreto (RODRIGUES, 2010).

Na Figura 42, é possível observar a variabilidade sazonal da sucção e sua relação com as precipitações. As sucções diminuem à medida que as chuvas aumentam. De outubro a março, as sucções são baixas, enquanto nos períodos mais secos, de abril a setembro, as sucções são mais elevadas. Este comportamento demonstra a influência climatológica sobre as camadas mais superficiais do terreno, pois nessas camadas, os ciclos de umedecimento e secagem são mais intensos.

Mesmo nos períodos mais úmidos do monitoramento, sucções muito baixas, isto é, próximas de zero, não foram registradas. Este fato pode ser atribuído a alguns fatores. Na mesma época em que as maiores chuvas precipitam, isto é, na primavera e no verão, a temperatura do ar e radiação solar mantêm-se elevadas, proporcionando maior fluxo evaporativo da água no solo. Outro fator está relacionado baixa retenção de água do solo. O solo necessita de grande quantidade de água para alcançar a saturação, pois para reduzir a sucção de 20 kPa para 0 kPa, por exemplo, é necessário um aumento do grau de saturação de 30% para 100%.

Portanto, a variação da sucção em campo limita-se a um intervalo que mantém o solo em condição não saturada ao longo do tempo. Este comportamento, associado ao fato do solo possuir grandes vazios e baixa capacidade de retenção de água, pode

explicar a razão pelo qual nos períodos mais úmidos não se têm sucções iguais à zero a 1 m de profundidade.

Das medidas de sucção apresentadas da Figura 42, a sucção variou de 12 kPa a 88 kPa e a sucção média foi 39 kPa. Destes, os valores mínimo e médio podem ser considerados confiáveis. Já o valor máximo deve ser visto com um pouco mais de cautela. De acordo com a curva de retenção de água, ilustrada na Figura 28, é possível verificar que variações significativas de sucções superiores a 100 kPa implicam em pequena variação da umidade do solo. Como os tensiômetros possuem limitações no tocante às sucções mais elevadas, o valor máximo registrado pode não corresponder à realidade.

Independente da limitação acerca do alcance da máxima sucção registrada pelos tensiômetros, o gráfico da Figura 43 ilustra satisfatoriamente a variação da tensão admissível dentro do intervalo da sucção de campo na cidade de Pereira Barreto.

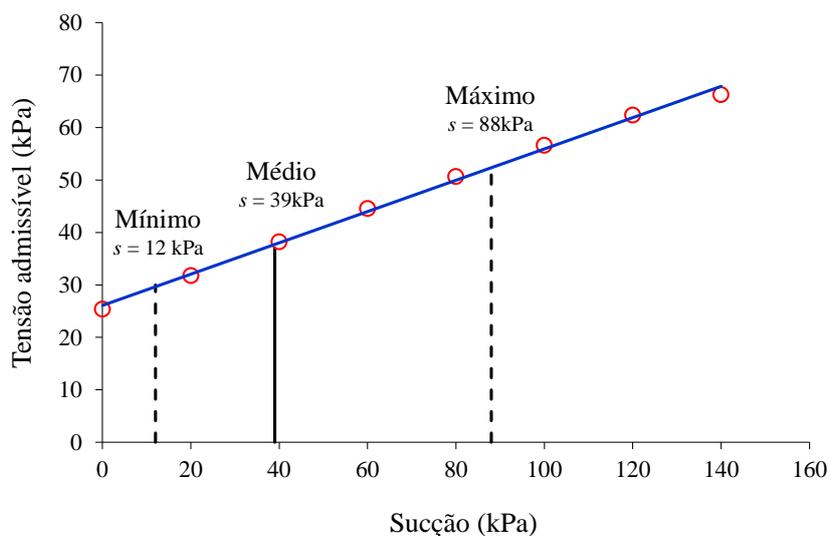


Figura 43. Variação linear da tensão admissível com valores de sucção obtidos em campo.

Ao considerar os valores de sucção mínimo, médio e máximo, a tensão admissível aumenta, respectivamente, 20%, 55% e 110% em relação à tensão admissível do solo saturado.

Em termos práticos, tais variações demonstram a grande importância da sucção na estimativa da tensão admissível do sistema solo-placa. Evidentemente, as Equações 43 e 44 devem ser manuseadas com cuidado, uma vez que servem apenas para o tipo de solo colapsível para o qual foram desenvolvidas. No entanto, podem ser úteis quando consideradas como uma ferramenta auxiliar no controle da variabilidade de resultados de provas de carga em solos colapsíveis similares.

Outras informações importantes que podem ser extraídas dos resultados das simulações numéricas apresentadas na Figura 39 e associadas à Figura 43 são os recalques de colapso esperados em campo no ensaio de prova de carga em placa. Assim, em uma primeira aproximação, o recalque de colapso para cada nível de tensão pode ser determinado a partir da diferença entre o recalque da curva do solo saturado e o recalque da curva do solo não saturado com certo valor de sucção.

Na Figura 44 são apresentados os recalques de colapso previstos do solo inundado nas tensões (σ_i) de 40, 60, 80, 100 e 120 kPa e submetidos às sucções iniciais (s_i) anteriores à inundação de 0, 20, 40, 60, 80, 100 e 120 kPa.

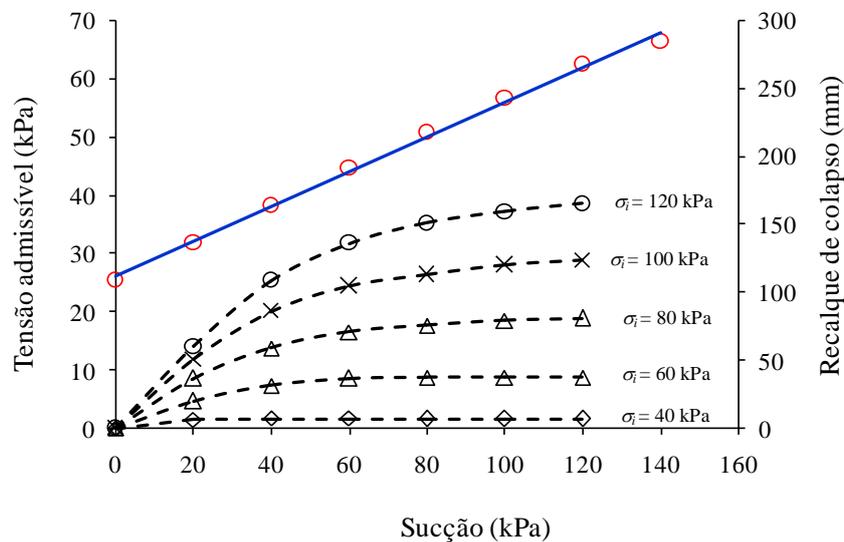


Figura 44. Variação linear da tensão admissível e recalques de colapso com diferentes tensões de inundação com valores de sucção obtidos em campo.

Os resultados da Figura 44 demonstram que os recalques de colapso aumentam com o acréscimo da sucção inicial, tendendo a uma assíntota. Quanto maior a sucção inicial, maior é a rigidez do solo e maior o colapso resultante caso o solo seja inundado.

Obviamente, o aumento da tensão vertical de inundação também promoverá colapsos maiores. Como exemplo, o solo com sucção inicial de 80 kPa, caso seja inundado sob tensão vertical de 120 kPa terá um recalque de colapso de 150 mm. Se a tensão vertical for 100 kPa, o recalque será de 113 mm. Independente do valor da tensão vertical de inundação se a sucção no solo for próxima de zero o recalque de colapso será nulo.

4.6. Considerações Finais

Estudos referentes aos solos não saturados têm sido cada vez mais frequentes nas universidades e nos centros de pesquisas. Nestes estudos, diversos modelos constitutivos têm sido amplamente utilizados para simular uma série de peculiaridades do comportamento desses solos. No entanto, nos projetos de engenharia ou mesmo durante a execução das obras, as variáveis que compõem a Mecânica dos Solos Não Saturados não são levadas em consideração, embora a maioria das fundações esteja alocada neste tipo de solo.

Na grande maioria das obras residenciais construídas em fundações diretas nenhuma sondagem a percussão do terreno é sequer executada. Com o desenvolvimento do setor da construção civil e da grande quantidade de obras executadas nos últimos 20 anos, é perceptível o aumento significativo do número de empresas especializadas em reforço de fundações.

Os dimensionamentos majorados que refletem em cálculos superestimados com vistas à segurança do projeto demonstram que os projetistas não levam em consideração o avanço alcançado pelos estudos relacionados aos solos não saturados. No final, o contratante, muitas vezes assume um custo por uma previsão de cálculo acima da sua vida útil.

Evidentemente, levantar todos os pontos que justificam a distância estabelecida entre a prática da engenharia civil do Brasil e o meio acadêmico não é simples. Mas no âmbito da Geotecnia, pode-se dizer que as complexidades no entendimento dos modelos constitutivos, bem como dos diversos fenômenos acoplados, acabaram contribuindo para manter esta distância.

Como a prova de carga em placa é um ensaio de campo bem difundido, buscou-se nesta dissertação dar um passo na tentativa de diminuir a distância estabelecida entre a teoria e a prática. Além das simulações numéricas dos resultados de provas de carga, buscou-se oferecer informações básicas no tocante à estimativa da tensão admissível ao considerar a variabilidade sazonal decorrente da sucção no solo.

5. Conclusão

Com base nos resultados obtidos, a seguinte conclusão é apresentada:

- Os resultados obtidos numericamente apresentaram uma boa aproximação com os resultados experimentais, demonstrando a capacidade do Modelo de Barcelona e do programa de elementos finitos Code_Bright na reprodução dos resultados dos ensaios de prova de carga em placa.
- Na prova de carga com pré-inundação (solo saturado), obteve-se uma boa aproximação entre o resultado previsto e o resultado experimental, principalmente para baixas tensões.
- Na prova de carga com umidade de campo (solo não saturado com sucção de 80 kPa), verificou-se a forte influência da sucção na simulação numérica da curva tensão-recalque. O aumento na sucção causa redução dos recalques após aplicação de carregamento, tornando o solo mais rígido e menos compressível.
- Na prova de carga com inundação em uma tensão de interesse, obteve-se um bom ajuste entre os resultados experimentais e numéricos, com pouca dispersão registrada, tanto no trecho de carregamento a sucção constante como no trecho que representa o colapso pela inundação do solo.
- Nas análises de sensibilidade paramétrica, verificou-se que a tensão de pré-adensamento isotrópica do solo saturado, p_o^* , interfere significativamente na previsão da curva tensão-recalque dos três casos analisados. Já os parâmetros r e β promoveram mudanças significativas apenas no comportamento do solo não saturado, sobretudo o parâmetro r , que é o parâmetro que define a rigidez máxima do solo.
- Nas análises de previsão da tensão admissível, verificou-se um aumento não linear da tensão admissível com a sucção no solo, tendendo a uma assíntota para as sucções mais elevadas. No entanto, para a variação da sucção que ocorre no campo, o aumento da tensão admissível com a sucção é linear.

- Considerando os valores mínimo, médio e máximo de sucção registrados em campo, a tensão admissível aumenta, respectivamente, 20%, 55% e 110% em relação à tensão admissível do solo saturado, o que demonstra a grande influência da sucção na determinação da tensão admissível do sistema solo-placa.

REFERÊNCIAS

AGNELLI, N. **Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas**. São Carlos, 205p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlo, Universidade de São Paulo, 1997.

AITCHINSON, G. D. **Relationships of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils**. In: Pore Pressure and Suction in Soils. London: Butterworths, p. 47-52, 1961.

ALBUQUERQUE FILHO, J. L. **Previsão e análise da elevação do nível do lençol freático na Avaliação de Impacto Ambiental (AIA) de reservatórios hidrelétricos**. Rio Claro, 222p. Tese (Doutorado em Geociências) - Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Unesp, 2002.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; HIGHT, D.W. **Special problem soils. General Report (session 5)**, In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation, 9, Dublin. Proceeding. Rotterdam, A. A. Balkema, p. 5.1-5.60, 1987.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. **A constitutive model for partially saturated soils**. Géotechnique 40, n. 3, p. 405-430, 1990.

ABNT NBR – 6122. **Projeto e execução de fundações**, 2010.

ABNT NBR -6489. **Prova de carga direta sobre o terreno de fundação**, 1984.

BALMACEDA, A. **Suelos compactados: Um estudio teórico e experimental**. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1991.

BARATA, F. E. **Propriedades mecânicas dos solos: uma introdução ao projeto de fundações**. Rio de Janeiro. LTC- Livros Técnicos e Científicos, Editora S.A, 1984.

BISHOP, A. W. **The Principle of Effective Stress**. Publish in *Teknisk Ukeblad*, v. 106, n. 39, p. 859-863, 1956.

BISHOP, A, W., BLIGHT, G. E. **Some Aspects Of Effective Stress in Saturated and unsaturated Soils**. *Geotechnique*, v. 13, n 103, p. 447-466, 1963.

BLIGHT, G. E. **Aspects of the capillary model for unsaturated soils**. Proceedings of the 7th regional conference SOMEFE, Haifa, v. 1, p. 3-7, 1983.

CANCINO CALLE, J. A. **Análise de ruptura de talude em solo não saturado**. São Carlos. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, p. 156, 2000.

CARNEIRO, B.J. **Comportamento de tubulões a céu aberto instrumentados em solo não saturado colapsível**. Tese de Doutorado, USP/ São Carlos, p. 246, 1999.

CESP. **Pereira Barreto – ensaios de investigação geotécnica Relatório LEC-GE-30/90**, p. 26, 1990.

CINTRA, J. C. A. **Modelos de Grupos de Estacas em Areia Submetidos a Carregamento Lateral em Centrífuga**. São Carlos: USP/SC, 1989.

CINTRA, J. C. A. **Fundações em Solos colapsíveis**. São Carlos, Serviço Gráfico da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.

CINTRA, J. C. A. **Fundações em Solos colapsíveis**. Texto apresentado à escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo para concurso de livre Docência, p. 111, 1995.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão Admissível em Fundações Diretas**. São Carlos, p. 142, 2003.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Projeto de Fundações em Solos Colapsíveis**. São Carlos, EESC-USP, 2009.

COLLARES, A.C.Z.B. **A Influência de características químicas do fluido de saturação no colapso dos solos**. São Carlos. Dissertação (mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, p. 97 1997.

COSTA, Y. D. J. **Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa**. São Carlos. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, p. 138, 1999.

CODE_BRIGHT: **Manual do Usuário, versão 4**. Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals I Ports de Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2014.

DAVIES, G.I. **Análise e modelagem do comportamento colapsível de um solo arenoso**. São Carlos. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escolas de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 148p, 2000.

DUDLEY, J.H. **Review of Collapsing Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 96, n. SM3, p. 925-947, 1970.

FAGUNDES, L. S; **Avaliação da resistência ao cisalhamento de um solo tropical não saturado**. Dissertação de Mestrado –Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia, Bauru, 102p, 2010.

FELLENIUS, B. H. **Test loading of Piles and new proof Testing Procedure**. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 101, n. 9, p. 855-869, September 1975.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soil behavior**. New York. John Wiley & Sons, 1993.

GEORGETTI, G. B. **Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW)**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 108 p, 2010.

HILLEL, D. **Soil-water – Physical principles and processes**. New York, Academic Press, capítulos 1-5, 1971.

IPT. **Estudo das fundações para as futuras instalações da escola de Engenharia de São Carlos**. São Paulo, relatório n° 2269, 10/09/1954.

JAKY, J. **Pressure in silos. Proc. 2and Int. Conf. Soil Mech. And Found. ENGIN.1**, 103-107, 1948.

JENNINGS, J. E.; BURLAND, JB. **Limitations to the use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils**. Geotechnique, v. 12, p. 125-144, 1962.

JOSA, A.; E. E.; LLORET, A; GENS, A. **Stress-strain behavior of partially saturated soil**. Proc. 9th ECSMFE,2, Dublin, 1987.

MATTEO O. C, JOAQUÍN PÉREZ-ROMERO, JEAN VAUNAT; MARCOS ARROYO. **The Effect of Geometrical Disposition of Impermeable Membranes On the Subgrade Service Life of Rail Track Embankments.** 6THWorkshop of Code_Bright Users. 13th May 2014 Barcelona, Espanha, 2014.

MATYAS, E. L., RADHAKRISHINA, H.S. **Volume Change Charactereristics of Partially Saturated Soils.** Geotechnique, n 18, p. 4332-448, 1968.

MENEGOTTO, M. L. **Previsão da curva tensão-recalque de ensaios de placa em solo não saturado.** Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MORAES, L. M. **Prova de Carga dinâmica em placa.** Dissertação de mestrado. Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2005.

MUÑOZ, JUAN JORGE. **Thermo-hydro-mechanical analysis of soft rock. Application to a large scale heating test and large scale ventilation test.** Doctoral thesis. Universitat Politècnica de Catalunya, 2007.

NÁPOLES NETO – **Estudo dos recalques de um grande castelo d'água fundado em solo residual.** 1º Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e engenharia de fundações, Porto Alegre/ RS, 1954.

OLIVELLA, S., CARRERA J., GENS A., ALONSO, E. E. **Non-isothermal multiphase flow of brine and gas though saline media.** Transport in porous media, v. 15, p. 271-293, 1994.

PINTADO X.; AUTIO J. **Modelling of Down-Scale Tests.**6THWorkshop of Code_Bright Users.13th May 2014 Barcelona, Espanha, 2014.

REGINATTO, A.R; FERRERO, J.C. **Collapse potential of soils ans soil-water chemistry.** In: International Conference on Soil Mechanics and Fondation Engineering, 8, Moscow, Proceedings, Moscow, v. 2.2, p. 177-183, 1973.

RODRIGUES, R. A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático.** Dissertação de Doutorado, USP, São Carlos- SP, 2007.

RODRIGUES, R. A.; VILAR, O. M. **Experimental study of the collapsible behavior of a tropical unsaturated soil.** In: UNSAT'10, 2010, Barcelona, Espanha. Proceedings of the UNSAT'10, 2010.

RUIZ, D., VAUNAT, J. SAMAT, S. E VIRELY, D. **Termo-mechanical modelling of an aerial cavern under climatic actions.** 4th Workshop of Code_Bright Users. 3 de Maio de 2012, Barcelona, Espanha, 2012.

SOUZA, A.; CINTRA, J. C. A. **Fundações rasas no solo colapsível de Ilha Solteira (SP).** In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu. Fundações e Interações Solo-Estrutura. v. 1. p. 223-230, 1994.

TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas.** In: Hachichet al. (eds.), Fundações: teoria e prática, Editora Pini, Cap.7, p. 227-264, 1996.

VAN GENUCHTEN, M.T. **A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils.** Soil Science Society of America Journal, Madison, v. 44, p. 892-898, 1980.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações.** 2º edição, Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1996.

VILAR, O.M. **Estudo da compressão unidirecional do sedimento moderno (solo superficial) da cidade de São Carlos.** Dissertação de Mestrado, USP/ São Carlos, p. 110, 1979.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. **Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table.** Canadian Geotechnical Journal (Online), v. 48, p. 226-233, 2011.

VILAR, O. M., RODRIGUES, J. E.; NOGUEIRA, J. B. **Solos colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais.** In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, 1, Rio de Janeiro, *Anais...*, Rio de Janeiro, v. 1, p. 209-224, 1981.

VILLARRAGA C., RUIZ D., VAUNAT J, and CASINI F. Modelling **Collapse and Failure of Volcanic Slopes Under Climatic Actions.** 6TH Workshop of Code_Bright Users. Barcelona, Espanha, 13th May 2014.

WHEELER, S. J. Inclusion of specific water volume within an elasto-plastic model for unsaturated soil. Canadian Geotechnical Journal, 1996.

WHEELER, S.J.; SIVAKUMAR, V. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. Géotechnique, v. 45, n. 1, 35-53, 1995.