



Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"

Programa Interunidades

unesp 

Mestrado

Engenharia Civil e Ambiental

FÁBIO VISNADI PRADO SOARES

**PREVISÃO DE RECALQUES POR COLAPSO DE SAPATAS ASSENTES
EM SOLO NATURAL E COMPACTADO**

Bauru

2018



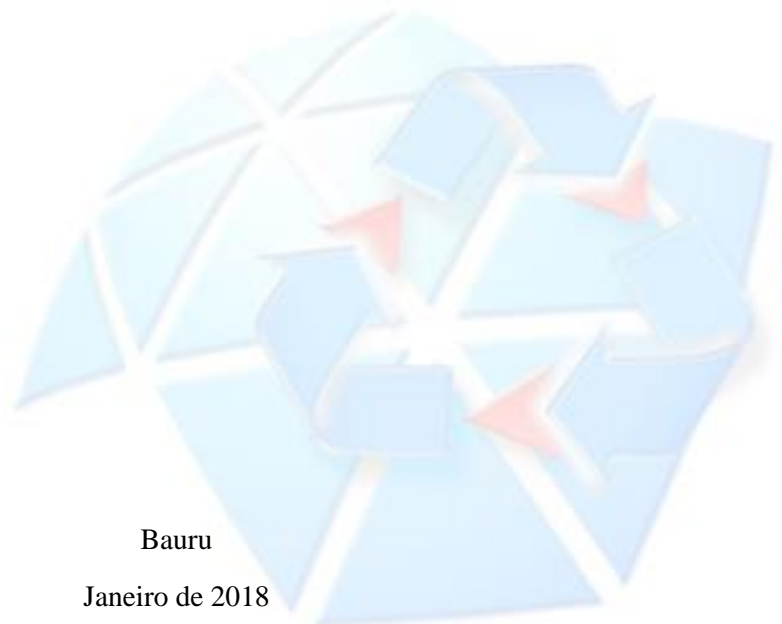
FÁBIO VISNADI PRADO SOARES

**PREVISÃO DE RECALQUES POR COLAPSO DE SAPATAS ASSENTES
EM SOLO NATURAL E COMPACTADO**

Dissertação apresentada como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Área de Concentração Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues

Coorientador: Prof. Dr. Adriano Souza



Bauru

Janeiro de 2018

Soares, Fábio Visnadi Prado.

Previsão de recalques por colapso de sapatas
assentes em solo natural e compactado / Fábio
Visnadi Prado Soares, 2018.

170 f.

Orientador: Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual
Paulista. Faculdade de Engenharia, Bauru, 2018.

1. Solos Não Saturados. 2. Solos colapsíveis. 3.
Simulação numérica. I. Universidade Estadual
Paulista. Faculdade de Engenharia. II. Título



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

Câmpus de Bauru



ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE FÁBIO VISNADI PRADO SOARES, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 26 dias do mês de janeiro do ano de 2018, às 09:00 horas, no(a) Anfiteatro da Seção Técnica de Pós-graduação da 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, Profª Drª CRISTINA DE HOLLANDA CAVALCANTI TSUHA do(a) Departamento de Geotecnia / Universidade de São Paulo/São Carlos, Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI 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 FÁBIO VISNADI PRADO SOARES, intitulada **PREVISÃO DE RECALQUES POR COLAPSO DE SAPATAS ASSENTES EM SOLO NÃO SATURADO NATURAL E COMPACTADO**. 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

Profª Drª CRISTINA DE HOLLANDA CAVALCANTI TSUHA

Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI

DEDICATÓRIA

Aos meus pais,

Celso e Selma,

que me ensinaram a arte da perseverança.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Roger Augusto Rodrigues, pela paciência que demonstrou ao me guiar neste trabalho, e pela incalculável importância que teve em minha formação moral e acadêmica.

Ao professor Marcelo Sanchez, pela participação que teve no aperfeiçoamento desta dissertação.

Ao professor Adriano Souza, que apoiou com informações sobre o trabalho em que se baseia esta dissertação.

Aos professores Heraldo Luiz Giacheti e Osvaldo Luiz Manzoli, pelas dicas e direcionamento dados no exame de qualificação.

Ao técnico Gustavo Pinheiro, por ter acompanhado todas as fases da etapa experimental aqui descrita. Sua dedicação ao Laboratório de Geotecnia é exemplar.

Ao técnico Sérgio Gimenez, principalmente pelo apoio no desenvolvimento do sistema de aquisição de dados dos ensaios edométricos.

Aos amigos Alfredo Saab, Jeferson Brito Fernandes e Breno Rocha pelos momentos de descontração, pelo conhecimento compartilhado e por toda ajuda prestada.

Aos meus tios-avós, Osvaldo e Neide, pelo apoio pessoal essencial para que este trabalho pudesse ser conduzido.

À CAPES, Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pela bolsa de mestrado concedida.

RESUMO

O comportamento dos solos não saturados é um tema amplamente estudado, tanto por meio de ensaios de laboratório quanto de campo. Fenômenos como o colapso dos solos são relativamente bem explicados pelos modelos elastoplásticos existentes, dos quais o Modelo Básico de Barcelona é um dos mais utilizados e difundidos no meio acadêmico. Apesar dos avanços obtidos, ainda existe certa escassez de estudos que comparem o comportamento previsto por tais modelos a resultados de situações reais de engenharia. Esta pesquisa teve como objetivo simular numericamente resultados de recalques devidos a carregamentos e inundação de provas de carga em placa e de protótipos de sapata construídas sobre solo natural e compactado em cava. Com os resultados buscou-se analisar a eficiência da técnica de compactação para mitigar o problema do colapso do solo. Para isso, ensaios de compressão triaxial e edométricos com sucção controlada, bem como ensaios de curva de retenção e condutividade hidráulica foram realizados para determinação dos parâmetros constitutivos hidráulicos e mecânicos do solo natural e compactado que foram utilizados no programa Code_Bright para simulação numérica dos resultados de campo. Os resultados demonstraram a capacidade do modelo em reproduzir o comportamento do solo no campo. Demonstraram também que o uso da compactação do solo que preconiza compactar em cava uma camada de espessura equivalente à largura da sapata é viável para redução da colapsibilidade, mas depende do nível das tensões atuantes nas fundações e da tolerância aos recalques. Tensões propagadas para a camada de solo natural superiores à tensão de pré-adensamento do solo natural saturado provocarão recalques por colapso quando o solo for umedecido.

Palavras-chave: *Solos não saturados, Solos colapsíveis, Simulação numérica*

ABSTRACT

The behaviour of unsaturated soils is a widely studied theme around the world, both by utilising laboratory and field tests. Phenomena like soil collapsibility are relatively well explained by the existing elastoplastic models, among which the Barcelona Basic Model is the most widely used in the academic field. Despite the recent advances, there is still a scarcity of papers that compare the behaviour predicted by constitutive models and results of real engineering problems. This research aims to numerically simulate the results of settlement due to loading and wetting of load tests built both on undisturbed and compacted soil. The results were analysed in order to study the efficacy of the soil compaction technique in mitigating soil collapse. Suction controlled triaxial compression and oedometer tests, as well as soil water retention curve and hydraulic conductivity experiments were conducted to determine the hydraulic and mechanic parameters used in the software Code_Bright to numerically simulate field results. The results highlight the capability of the model in reproducing the analysed field behaviour. They also show that the technique that involves compaction of the soil equal to the footing's width is viable to reduce its collapsibility, but its efficacy will also depend on the tensions applied on the foundation and on the tolerable settlement values. Tensions that are propagated to the natural soil layer that are higher than its preconsolidation stress will cause collapse settlements and wetted.

Keywords: Unsaturated soils, collapse, strip-footing, numerical simulation, soil compaction

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Perfil idealizado do solo e distribuição da pressão na água em função da profundidade.....	5
Figura 3.2 - Curva de retenção típica (FREDLUND; XING, 1994).	8
Figura 3.3 - Formato das curvas de retenção típicas para cada tipo de solo (FREDLUND; XING, 1994).....	9
Figura 3.4 - Estrutura usual encontrada em solos com algum tipo de cimentação (DUDLEY, 1970).....	12
Figura 3.5 - Interação da água intersticial do solo, formando a estrutura metaestável típica de solos colapsíveis.	13
Figura 3.6 - Identificação do potencial de colapso de um solo colapsível através de ensaio edométrico com inundação.....	15
Figura 3.7 - Esquema geral de funcionamento de um equipamento que utiliza a TTE.....	19
Figura 3.8 - Esquema simplificado de equipamentos com controle de sucção por transferência de vapor.	21
Figura 3.9 - Esquema geral de aplicação de controle de sucção pela técnica osmótica. Modificado de Delage, Howat e Cui (1998).....	23
Figura 3.10 - Curvas propostas pelo BBM para descrever o comportamento de carregamento e colapso de solos não saturados (ALONSO; GENS; HIGHT, 1987).	26
Figura 3.11 - Ensaios típicos e seus resultados qualitativos. (A) Posição da zona elástica no espaço (p,s) e representação das trajetórias de carregamento (L) e colapso (C); (B) Representação dos resultados típicos para ensaios de carregamento (L) com sucção constante e diferentes valores de sucção; (C) Representação dos resultados típicos para ensaios de colapso por inundação (C) feita a diferentes valores de tensão aplicada (Modificado de Alonso, Gens e Hight, 1987).....	28
Figura 3.12 - Apresentação do comportamento proposto para o aumento da sucção a valores não anteriormente experimentados pelo solo. (A) Curva suction increase no plano (p, s); (B) Representação genérica do comportamento volumétrico do solo com a mudança da sucção aplicada (Modificado de Alonso, Gens e Hight, 1987).	29
Figura 3.13 - Representação do efeito de acoplamento entre as curvas LC e SI na definição da zona elástica. (A) Zona elástica inicial; (B) Variação da zona elástica pela mudança da máxima sucção aplicada ao solo (Modificado de Alonso, Gens e Hight, 1987).....	30
Figura 3.14 - Superfície de escoamento para solos não saturados conforme BBM (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).....	31
Figura 3.15 - Curvas de compressão e curva de escoamento, LC. (A) Representação genérica de curvas de compressão isotrópica para solos saturados ou não; (B) Trajetória de tensões e curva de escoamento no plano (p,s) – Modificado de Alonso; Gens e Josa, 1990.....	33
Figura 3.16 - Curvas de escoamento LC e SI – Modificado de Alonso; Gens e Josa, 1990.	35
Figura 3.17 - Curvas de escoamento do BBM. (A) No plano (p, q); (B) No plano (p, s) - Modificado de Alonso, Gens e Josa (1990).....	36
Figura 3.18 - Curva tensão-recalque para a sapata (ABED; VERMEER, 2009).	38

Figura 3.19 - Resultados obtidos por González e Gens (2013) para a primeira bateria de simulações numéricas. (A) Gráfico do recalque vs carga na sapata ; (B) Representação da plastificação sofrida pelo solo abaixo da sapata, com detalhe para a linha de estados críticos.	41
Figura 3.20 - Evolução dos recalques em função do tempo para o aumento do nível d'água (RODRIGUES, 2007).....	43
Figura 3.21 - Movimentação da curva LC após o colapso modelado e avanço de p_0^* com o tempo (RODRIGUES, 2007).....	44
Figura 3.22 - Localização de Ilha Solteira, Bauru e São Paulo (Capital) no Estado de São Paulo.	46
Figura 3.23 - Temperatura média e precipitação por mensal para a cidade de Ilha Solteira (SP) - Dados obtidos por meio da estação meteorológica de Ilha Solteira (FEIS, 2016).....	47
Figura 3.24 - Perfil do subsolo - resultados de testes <i>in situ</i> e parâmetros de classificação – Modificado de Ferreira e Monteiro (1985).....	49
Figura 3.25 - Correlação entre colapso máximo e profundidade (FERREIRA; MONTEIRO, 1985).....	50
Figura 3.26 - Influência da perturbação da estrutura do solo na magnitude do colapso em testes edométricos (FERREIRA; MONTEIRO, 1985).	50
Figura 3.27 - Cavas confeccionadas para as provas de carga sem inundação sobre solo de fundação natural e compactado, respectivamente (Modificado de SOUZA, 1993).....	53
Figura 3.28 - Vista lateral do sistema para inundação utilizado na prova de carga. Dimensões em cm – Adaptado de Souza (1993).....	53
Figura 3.29 - Resultados das provas de carga realizadas por Souza (1993) - Modificado.....	54
Figura 3.30 – Vistas de planta e elevação dos ensaios de carregamento nos protótipos de sapata. Dimensões em cm. Modificado de Souza (1993).....	56
Figura 3.31 - Resultados dos ensaios de carregamento em protótipo de sapata – Modificado de Souza (1993).....	57
Figura 4.1 - Fluxograma com os ensaios realizados nesta pesquisa.....	58
Figura 4.2 - Detalhe do momento de amostragem e, posteriormente, do bloco retirado em uso.	59
Figura 4.3 - Anéis utilizados para determinação da curva de retenção e método de saturação por capilaridade.....	60
Figura 4.4 - Equipamento de placa de sucção com as marcações dos potenciais gravitacionais da água e detalhes do seu funcionamento.....	61
Figura 4.5 - Procedimento utilizado na imposição da sucção pelo método da Câmara de Richards.....	62
Figura 4.6 - Procedimento utilizado para realização do ensaio de papel filtro. (A) Processo de embalagem do anel; (B) Retirada da embalagem e definição das umidades do solo e dos papeis.	64
Figura 4.7 - Edômetro com controle de sucção.....	67

Figura 4.8 - Edômetro com possibilidade de controle de sucção utilizado para esta pesquisa.	67
Figura 4.9 - Esquema de montagem da câmara edométrica para saturação da placa porosa HAEV.	69
Figura 4.10 - Esquema de montagem da câmara de compressão edométrica; (A) Colocação do anel edométrico, placa porosa grossa e cabeçote; (B) Fechamento da câmara e montagem na prensa.	70
Figura 4.11 - Gráfico tempo versus volume de água drenada de um corpo de prova.	71
Figura 4.12 - Procedimento para moldagem dos corpos de prova, amostras indeformadas e compactadas.	73
Figura 4.13 - Esquema de montagem de duas das câmaras pequenas utilizadas neste estudo.	75
Figura 4.14 - Esquema de funcionamento da câmara triaxial Wykeham-Ferrance, sem controle de sucção, utilizada nesta pesquisa (FERNANDES, 2016).	76
Figura 4.15 - Esquema de funcionamento da câmara triaxial com controle de sucção utilizada nesta pesquisa (FERNANDES, 2016).	78
Figura 4.16 - Materiais utilizados para montagem do permeâmetro e representação do corte longitudinal de um CP montado – Modificado de Stancati, Nogueira e Vilar (1981).	81
Figura 4.17 - Etapas para montagem do permeâmetro.	82
Figura 4.18 - Fluxograma do processo realizado para calibração dos parâmetros r , β e p_{cdo} BBM.	84
Figura 5.1 - Resultados dos ensaios de granulometria conjunta, com e sem uso de defloculante.	86
Figura 5.2 - Resultado do ensaio de compactação, com indicação das curvas de mesmo grau de saturação. Também são mostradas as massas específicas secas e umidades de alguns CPs utilizados.	87
Figura 5.3 - Pontos obtidos para as curvas de retenção. (A) Solo natural; (B) Solo compactado.	88
Figura 5.4 - Resultados dos ensaios edométricos realizados para o solo natural.	90
Figura 5.5 - Resultados dos ensaios edométricos realizados para o solo compactado.	91
Figura 5.6 - Curvas edométricas, normalizadas para o índice de vazios inicial do solo natural (saturado).	91
Figura 5.7 - Curvas edométricas, normalizadas para o índice de vazios inicial do solo natural (sucção de 50 kPa).	92
Figura 5.8 - Curvas edométricas, normalizadas para o índice de vazios inicial do solo natural (sucção de 300 kPa).	92
Figura 5.9 - Variação volumétrica vs raiz do tempo para a fase de consolidação do solo natural. (A) Solo saturado; (B) Sucção de 50 kPa; (C) Sucção de 300 kPa.	95
Figura 5.10 - Variação volumétrica vs raiz do tempo para a fase de consolidação do solo compactado. (A) Solo saturado; (B) Sucção de 50 kPa; (C) Sucção de 300 kPa.	96

Figura 5.11 - Tensão desviatória e variação volumétrica vs deformação axial para o solo natural saturado.....	98
Figura 5.12 - Tensão desviatória e variação volumétrica vs deformação axial para o solo natural à sucção de 50 kPa.....	98
Figura 5.13 - Tensão desviatória e variação volumétrica vs deformação axial para o solo natural à sucção de 300 kPa.....	99
Figura 5.14 - Tensão desviatória e variação volumétrica vs deformação axial para o solo compactado saturado.	99
Figura 5.15 - Tensão desviatória e variação volumétrica vs deformação axial para o solo compactado à sucção de 50 kPa.	100
Figura 5.16 - Tensão desviatória e variação volumétrica vs deformação axial para o solo compactado à sucção de 300 kPa.	100
Figura 5.17 - Ajustes para as curvas de retenção do solo compactado e natural.....	102
Figura 5.18 - Ajustes para as curvas de retenção.	103
Figura 5.19 - Curvas de retenção definidas para o grau de saturação. Os pontos experimentais são indicados.	104
Figura 5.20 - Curvas dos ensaios edométricos. (A) Solo natural; (B) Solo compactado.	105
Figura 5.21 - Envoltórias utilizando as tensões transformadas s e t . (A) Solo natural; (B) Solo compactado.....	107
Figura 5.22 - Aumento da coesão dos solos natural e compactado com o aumento da coesão.	108
Figura 6.1 - Ajuste para a envoltória triaxial no plano (p, q)	110
Figura 6.2 - Trajetória de tensões no ensaio de compressão confinada (trajetória k_0) e de compressão isotrópica (linha tracejada).	111
Figura 6.3 - Geometria da simulação numérica dos ensaios edométricos. Dimensões em mm.	112
Figura 6.4 - Resultados das simulações numéricas dos ensaios edométricos conduzidos em laboratório para o solo natural.....	113
Figura 6.5 - Resultados das simulações numéricas dos ensaios edométricos conduzidos em laboratório para o solo compactado.....	114
Figura 6.6 - Curvas LC obtidas pela calibração dos pontos pelas simulações numéricas juntas aos pontos experimentais no plano (p, s) . (A) Solo natural; (B) Solo compactado.....	115
Figura 6.7 - Geometria da simulação do ensaio de prova de carga em placa com solo natural. Dimensões em cm.....	117
Figura 6.8 - Geometria da simulação do ensaio de prova de carga em placa com solo compactado. Dimensões em cm.	118
Figura 6.9 - Geometria da simulação do ensaio em protótipo de sapata com solo natural. Dimensões em cm.....	118

Figura 6.10 - Geometria da simulação do ensaio em protótipo de sapata com solo compactado. Dimensões em cm.....	119
Figura 6.11 – Malhas de elementos finitos das provas de carga em placa.	120
Figura 6.12 – Malhas de elementos finitos dos ensaios de carregamento em protótipo de sapata.	120
Figura 6.13 - Resultado da simulação da prova de carga em placa em solo natural, com faixa de sucção de campo, de 20 a 60 kPa.	121
Figura 6.14 - Resultado da simulação da prova de carga em placa com inundação em solo natural, com faixa de sucção de campo, de 20 a 60 kPa.....	122
Figura 6.15 - Resultado da simulação da prova de carga em placa em solo compactado, com faixa de sucção de campo, de 20 a 60 kPa.....	122
Figura 6.16 - Resultado da simulação da prova de carga em placa com inundação em solo compactado, com faixa de sucção de campo, de 20 a 60 kPa.	123
Figura 6.17 - Resultado da simulação numérica do ensaio de carregamento e inundação em protótipo de sapata sobre solo natural.	125
Figura 6.18 - Resultado da simulação numérica do ensaio de carregamento e inundação em protótipo de sapata sobre solo compactado.	126
Figura 6.19 - Variação do formato das curvas LC do solo natural em função da variação dos parâmetros r , β e p_0^* . As curvas originais estão traçadas em preto.	128
Figura 6.20 - Resultados das simulações com as variações dos parâmetros r , β e p_0^* do BBM para o protótipo sob solo natural. As curvas originais estão traçadas em preto.	129
Figura 6.21 - Substituição dos parâmetros de compressibilidade do solo natural de Ilha Solteira pelos de Bauru para simulação da sapata assente sobre o solo natural. A curva original é traçada em preto.	130
Figura 6.22 - Substituição dos parâmetros de compressibilidade do solo natural de Ilha Solteira pelos de Pereira Barreto para simulação da sapata assente sobre o solo natural. A curva original é traçada em preto.....	131
Figura 6.23 - Curvas LC com as trajetórias de tensão e sucção para os solos natural e compactado. A legenda indica a tensão em que a inundação foi efetuada.	132
Figura 6.24 - Resultados da variação da tensão durante a inundação para os solos de base natural e compactado, respectivamente.	133
Figura 6.25 - Resultados para a variação de largura da camada de solo compactado. A curva original está traçada em preto.	134
Figura 6.26 - Resultados para a variação da espessura da camada de solo compactado.	135
Figura 6.27 - Geometria para proporcionar a saturação do solo de base. As dimensões são as mesmas da Figura 6.10.	136
Figura 6.28 - Resultado da simulação com tensão na sapata de 60 kPa, sucção inicial de 30 kPa e espessura da camada compactada de 60 cm.	137
Figura 6.29 - Resultado da simulação com tensão na sapata de 100 kPa, sucção inicial de 30 kPa e espessura da camada compactada de 60 cm.	137

Figura 6.30 - Resultados das simulações com inundação em sapatas com variação da espessura de compactação do solo de base.	139
Figura 6.31 - Resultados das simulações com inundação em sapatas com variação da espessura de compactação do solo de base.	140
Figura 6.32 – Esquema para análise da espessura da camada de solo (z) a ser compactada para redução das deformações por colapso com a inundação.	142

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Equações propostas para reproduzir as curvas de retenção (Retiradas de Fredlund; Xing, 1994).....	10
Tabela 2 - Comparação entre as principais técnicas de controle de sucção utilizadas na literatura – Baseado em Soto (2004) e Delage, Romero e Tarantino (2008).....	24
Tabela 3 – Parâmetros mecânicos do BBM utilizados por (ABED; VERMEER, 2009).....	38
Tabela 4 - Parâmetros mecânicos do solo no BBM utilizados por González e Gens (2013)...	40
Tabela 5 – Parâmetros mecânicos do solo no BBM utilizados por Rodrigues (2007).....	42
Tabela 6 - Quadro resumo dos resultados dos ensaios de caracterização feitos por Souza (1993).	48
Tabela 7 - Trechos de carregamento do ensaio em protótipos de sapata.	57
Tabela 8 - Resumo dos resultados de caracterização e compactação.....	87
Tabela 9 - Parâmetros de ajuste da equação de Van Genuchten (1980).....	103
Tabela 10 - Tensões de pré-adensamento, índice de recompressão e compressão virgem para os solos estudados (tensões em kPa).....	105
Tabela 11 - Resultados das máximas tensões desviatórias e subsequente transformação (resultados em kPa).	106
Tabela 12 - Parâmetros da envoltória de Mohr-Coulomb.	107
Tabela 13 - Valores de p_s na determinação do parâmetro k	110
Tabela 14 - Resumo dos cálculos efetuados para determinação de p_0^* (tensões em kPa). ...	111
Tabela 15 - Parâmetros do BBM para o solo no estado natural e compactado.	115
Tabela 16 - Etapas de sucção e de carregamento da simulação numérica.	125

SUMÁRIO

RESUMO	I
ABSTRACT	II
LISTA DE FIGURAS	III
LISTA DE TABELAS	IX
SUMÁRIO	X
1 Introdução	1
2 Objetivos	3
3 Revisão Bibliográfica	4
3.1 Sucção no solo	4
3.1.1 Retenção de água no solo	7
3.2 Solos colapsíveis e os mecanismos de colapso.....	11
3.2.1 Identificação de solos colapsíveis.....	13
3.2.1.1 Técnicas de laboratório	14
3.2.1.2 Técnicas de campo	15
3.2.2 Ocorrência e problemas relacionados a solos colapsíveis.....	16
3.3 Ensaio com sucção controlada	18
3.3.1 Técnica de translação de eixos (TTE)	18
3.3.2 Técnica de transferência de vapor (TTV).....	20
3.3.3 Técnica osmótica (TO)	22
3.3.4 Quadro geral	23
3.4 Modelo Básico de Barcelona	25
3.4.1 Generalidades e comportamento de solos não saturados	25
3.4.2 Variação volumétrica.....	25
3.4.3 Desenvolvimento matemático	30
3.4.3.1 Compressão isotrópica ou edométrica	31
3.4.3.2 Compressão triaxial	35
3.5 Simulação numérica de fundações em solos não saturados.....	37
3.6 Área estudada e ensaios de carga em placa	46
3.6.1 A cidade de Ilha Solteira	46
3.6.1.1 Dados geotécnicos de Ilha Solteira	47
3.6.2 Ensaio de campo	51
3.6.2.1 Provas de carga em placa	52
3.6.2.2 Ensaio de carregamento em protótipos de sapatas	55
4 Materiais e métodos	58
4.1 Caracterização do solo e etapa experimental	58

4.1.1	Amostragem	58
4.1.2	Ensaio de caracterização	59
4.2	Ensaio para caracterização da curva de retenção	59
4.2.1	Placa de sucção	60
4.2.2	Câmara de Richards	61
4.2.3	Papel filtro	62
4.3	Ensaio edométrico convencional e com sucção controlada	65
4.3.1	Ensaio edométrico convencional	65
4.3.2	Ensaio edométrico com controle de sucção	65
4.3.2.1	Edômetros com controle de sucção	66
4.3.2.2	Calibração dos edômetros com controle de sucção	68
4.3.2.3	Saturação da placa porosa de alto valor de entrada de ar	68
4.3.2.4	Montagem e realização	69
4.4	Ensaio triaxial convencional e com controle de sucção	72
4.4.1	Corpos de prova	72
4.4.2	Calibrações	73
4.4.3	Ensaio de compressão triaxial convencional	73
4.4.3.1	Montagem da câmara e saturação do corpo de provas	74
4.4.3.2	Fases de consolidação e cisalhamento	76
4.4.4	Ensaio de compressão triaxial com controle de sucção	77
4.4.4.1	Câmara de compressão triaxial com controle de sucção	77
4.4.4.2	Equilíbrio de sucção	78
4.4.4.3	Consolidação e cisalhamento	79
4.5	Ensaio de permeabilidade	80
4.6	Simulações numéricas	82
4.6.1	Code_Bright	83
4.6.2	Geometria e calibrações dos parâmetros	83
5	Resultados de laboratório	86
5.1	Caracterização e compactação	86
5.2	Retenção de água no solo	88
5.3	Ensaio edométrico	89
5.4	Ensaio de compressão triaxial	93
5.4.1	Consolidação	93
5.4.2	Cisalhamento	97
5.5	Ensaio de permeabilidade	101

5.6	Análise dos resultados e determinação dos parâmetros do modelo	102
5.6.1	Ajuste da curva de retenção	102
5.6.2	Ensaio edométrico	104
5.6.3	Ensaio triaxial	106
6	Simulações numéricas	109
6.1	Parâmetros do BBM	109
6.1.1	Parâmetro k	109
6.1.2	Parâmetros M , p_0^* , κ e $\lambda(0)$	110
6.1.3	Parâmetros r , β e p_c	112
6.2	Ensaio de campo	116
6.2.1	Definição da malha de elementos finitos	119
6.2.2	Estimativa de sucção inicial de campo	121
6.2.3	Simulação dos ensaios de carregamento em protótipo de sapata	124
6.3	Análise de sensibilidade paramétrica	127
6.3.1	Varição de r , β e p_0^*	127
6.3.2	Varição de $\lambda(0)$ e κ de solos naturais similares ao solo estudado	130
6.3.3	Varição da tensão aplicada e dimensões da camada compactada	131
6.3.4	Análise de sensibilidade da geometria	135
7	Conclusão	143
8	Referências bibliográficas	146

1 Introdução

O comportamento dos solos não saturados é um tema amplamente estudado, tanto por meio da utilização de ensaios de laboratório quanto de campo. Problemas como a colapsibilidade e expansibilidade e resistência ao cisalhamento dos solos não saturados são relativamente bem explicados pelos modelos elastoplásticos existentes. Muitos desses problemas também foram analisados numericamente utilizando tais modelos. Dentre estes, o Modelo Básico de Barcelona é o mais difundido no meio acadêmico, pois, além de ter sido um dos primeiros modelos teóricos a ser proposto, reproduz bem o comportamento de muitos solos não saturados (ALONSO; GENS; JOSA, 1990; D'ONZA et al., 2011; WHEELER; GALLIPOLI; KARSTUNEN, 2002).

Uma análise da literatura, entretanto, revela relativa escassez de estudos que tratam da utilização de modelos analíticos implementados a programas computacionais para modelar situações reais, como resultados de ensaios de campo realizados em protótipos sobre solos colapsíveis. A comparação da capacidade desses modelos na reprodução dos comportamentos estudados tem sido amplamente realizada, utilizando situações hipotéticas com solos homogêneos compactados em laboratório e, portanto, de comportamento previsível. Esta prática, apesar de colaborar para a área do conhecimento em que se insere, na maioria dos casos contribui negativamente para validar tais modelos, uma vez que situações mais adversas da engenharia não são reproduzidas e simuladas.

A cidade de Ilha Solteira está localizada a noroeste do Estado de São Paulo, às margens do Rio Paraná e São José dos Dourados. Abriga a maior usina do estado e terceira maior do Brasil, com potência instalada de 3440 MW: a Usina Hidrelétrica de Ilha Solteira (CESP, 2009). Dada a sua importância no contexto econômico e energético brasileiro, a cidade é possivelmente um dos locais com a geologia mais bem estudada do país. Já foram realizados vários estudos geotécnicos e geológicos sobre os solos colapsíveis na cidade de Ilha Solteira pela CESP, IPT e UNESP tanto em campo quanto em laboratório. Mesmo que diversas pesquisas já tenham sido feitas no local, em nenhuma delas considerou-se os conceitos e os métodos desenvolvidos mais recentemente para o estudo dos solos não saturados.

Esta pesquisa busca diminuir tais lacunas ao apresentar um estudo do comportamento do solo de Ilha Solteira à luz da Mecânica dos Solos Não Saturados e ao comparar resultados de ensaios de campo disponíveis aos de modelagens numéricas. Os resultados das provas de

carga em placa e de ensaios em protótipos de sapata realizados por Souza (1993) no campus experimental da Faculdade de Engenharia da UNESP de Ilha Solteira foram modelados numericamente. Nestes ensaios, foi analisada a possibilidade do uso de solo de base compactado em fundações diretas.

Este trabalho une, portanto, as etapas de estudo do comportamento hidromecânico dos solos natural e compactado e a modelagem numérica do sistema solo-fundação ao pré-existente conjunto de ensaios de campo. Esta união visa testar a capacidade do Modelo Básico de Barcelona na previsão de recalques por colapso em solo natural e em solo compactado. Este estudo objetiva, ainda, avaliar as situações em que a técnica de compactação do solo de base é útil, por meio da variação dos parâmetros do modelo, condições de contorno e geometria do problema.

Neta pesquisa, podem-se definir três etapas distintas: Inicialmente, foi realizada a caracterização do solo e o estudo do seu comportamento hidromecânico utilizando ensaios de laboratório típicos, adaptados com técnicas para controle de sucção. A segunda etapa foi a análise dos resultados e calibração dos parâmetros do Modelo Básico de Barcelona a partir dos ensaios de laboratório e provas de carga em placa. Por fim, os ensaios realizados em protótipo de sapata foram simulados numericamente utilizando o programa de elementos finitos Code_Bright, seguido de análises de sensibilidade paramétrica e das condições iniciais e de contorno.

2 Objetivos

Objetivo principal:

- Simular numericamente o comportamento do conjunto solo-sapata dos ensaios em protótipos de sapata realizados por Souza (1993) para estudo da viabilidade do uso da compactação do solo em cava como método de melhoria de solos colapsíveis.

Objetivos específicos:

- Estudar o comportamento hidromecânico do solo natural e compactado por meio de ensaios edométricos e de compressão triaxial com sucção controlada, ensaios de curva de retenção de água e condutividade hidráulica;
- Testar a capacidade do Modelo Básico de Barcelona na reprodução dos resultados dos ensaios de campo;
- Testar as sensibilidades de parâmetros constitutivos e da tensão aplicada pelo protótipo da sapata na previsão do comportamento do solo estudado.

3 Revisão Bibliográfica

3.1 Sucção no solo

Na Mecânica dos Solos tradicional, o papel da água no interior do solo é secundário, utilizada apenas para se interpretar as tensões efetivas no perfil. Esta simplificação se deve à dificuldade que existe em descrever a influência da água no comportamento dos solos parcialmente saturados. Entretanto, em regiões áridas ou naquelas que apresentam variação entre estação seca e chuvosa, as camadas mais rasas de solo apresentam-se não saturadas na maior parte do ano – ou mesmo sempre. Conseqüentemente, é comum que os projetistas e construtores tenham que lidar com a situação de não saturação no exercício da profissão.

Em um perfil natural de solo, identificam-se três zonas em função da forma como a água é encontrada: (1) A zona saturada, que se encontra abaixo do nível de água, onde se tem pressão na água positiva e a água ocupando todos os vazios do solo; (2) a zona vadosa ou franja capilar, que é uma faixa com altura dependente do tipo de solo. Aqui, os vazios encontram-se totalmente preenchidos por água, e a pressão na água é negativa devido ao efeito de capilaridade e/ou adsorção; (3) a zona ativa, que é a região onde nem todos os vazios encontram-se preenchidos por água e a pressão na água é negativa. As três zonas descritas são esquematizadas na Figura 3.1.

A água intersticial ainda pode fluir pelo solo, mesmo quando ele se encontra no estado não saturado. Para que este fluxo ocorra, entretanto, deve haver desequilíbrio entre as forças que atuam sobre ela. Assim, a água intersticial está sujeita a diferentes potenciais de fluxo que podem mover uma molécula de água de forma a reequilibrar as forças atuantes sobre ela.

Para trabalhar com a Mecânica dos Solos Não saturados, é importante compreender os conceitos de potencial de fluxo. A partir da Figura 3.1, uma breve revisão sobre este assunto é feita com base na condição em que a água se apresenta em cada subdivisão de um perfil de subsolo típico.

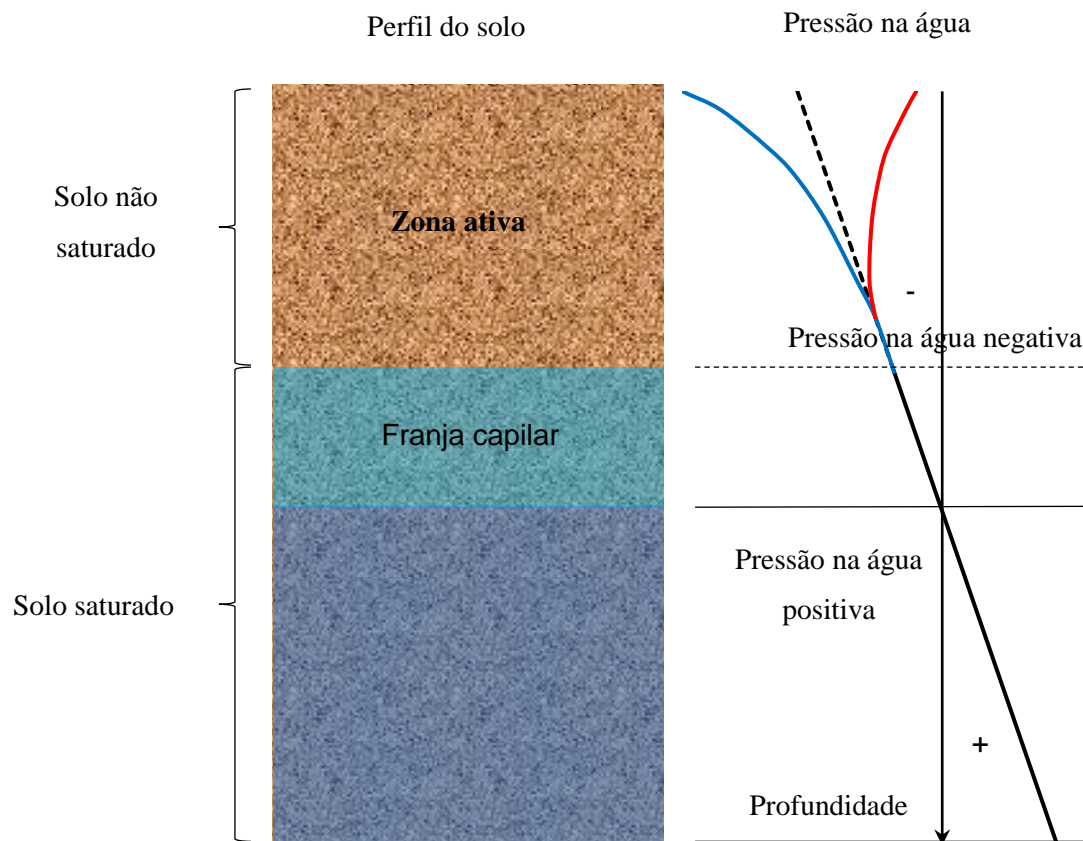


Figura 3.1 - Perfil idealizado do solo e distribuição da pressão na água em função da profundidade.

Abaixo do nível d'água, o solo está saturado. Os poros em seu interior estão totalmente preenchidos por água, que forma uma fase líquida contínua. A única maneira em que pode existir fluxo de água é se existir uma diferença de concentração de algum tipo de soluto (sais, por exemplo) na água intersticial, ou se houver uma diferença de altura que gere fluxo descendente. Quando há uma situação de desequilíbrio em que o fluxo poderia ocorrer, dá-se o nome de potencial de fluxo. Neste caso, os potenciais envolvidos são o osmótico e o gravitacional.

Na zona intermediária, ou franja capilar, o solo ainda se encontra em estado saturado. Neste caso, haverá a possibilidade de fluxo de água causada osmoticamente, pela concentração desigual de solutos, assim como na etapa anterior. Pode ocorrer também o fluxo de água causado pela diferença de nível, através de forças gravitacionais. Entretanto, o principal potencial de fluxo nesta região é causado pelas forças capilares e elétricas dos pequenos poros do solo. Esse potencial (chamado matricial) é gerado por forças superficiais da água e das partículas. A pressão matricial aqui supera o potencial gravitacional da água de fluir para baixo, succionando a água de forma a saturar o solo, e gerando um estado de tração (ou pressão negativa) na água intersticial.

Afastando-se ainda mais do nível d'água, o solo encontra-se em condição não saturada. Nesta zona, todos os potenciais de fluxo citados anteriormente são exercidos, e o fluxo poderia ocorrer por meio de potenciais de gravidade, osmose e matricial.

Além dos potenciais de fluxo citados anteriormente, pode-se incluir o potencial de pressão. Este está relacionado à diferença de pressão no ar ou na água entre os poros do solo, mas ocorre com menos frequência em campo.

Escrevendo cada um dos potenciais de fluxo:

$$\Psi_t = \Psi_g + \Psi_o + \Psi_m + \Psi_p \quad (1)$$

Em que: Ψ_t é o potencial total; Ψ_g é o potencial gravitacional; Ψ_o é o potencial osmótico, Ψ_m é o potencial matricial e Ψ_p é o potencial de pressão.

A sucção pode ser entendida como uma variável de estado, relacionada aos potenciais de fluxo, que cria uma tendência de fluxo para o interior da matriz do solo. Ao se observar os potenciais de fluxo citados acima, observa-se que o potencial de pressão de ar costuma ser desprezado em condições naturais, visto que no campo o ar está sujeito à pressão atmosférica. Também não existe consenso sobre a importância do potencial osmótico para a Mecânica dos Solos Não Saturados; portanto, considera-se a sucção total no solo aquela gerada pelo potencial matricial apenas (FUTAI, 1997; GRASLEY; RAJAGOPAL, 2012).

Quando o solo se encontra na condição não saturada, a água que existe em seu interior ocupa o espaço entre seus grãos, formando meniscos e membranas nas suas interfaces (WAN; DURIEZ; DARVE, 2015). Nessa condição, considerando as pequenas dimensões envolvidas, as forças de tensão superficial e de adsorção entre a água e os grãos de solo tornam-se relevantes para a dinâmica do sistema.

As forças de adsorção são exercidas pelos solutos na água às partículas sólidas, seja por ação das ligações químicas ou pelas elétricas através das forças de Van de Waals. As forças capilares são geradas pelo desequilíbrio entre as forças moleculares que ocorre na superfície de líquidos, gerando tensões superficiais entre o líquido e o sólido.

Por isso define-se a sucção matricial como diretamente relacionada à estrutura do solo. Isto porque as forças de adsorção estão relacionadas às forças elétricas geradas entre a água e as partículas de solo e as forças capilares estão relacionadas com a tensão superficial que se desenvolve entre os meniscos de água e os grãos de solo.

Tanto as forças de adsorção e capilaridade estão presentes em qualquer tipo de solo. Entretanto, as forças de adsorção têm maior importância para solos mais argilosos, que possuem maior área de contato e minerais mais ativos. Em contrapartida, para solos arenosos é comum que se considere que a sucção matricial é causada majoritariamente pela tensão capilar dos meniscos da água entre os grãos de sólidos.

Pode-se quantificar a sucção matricial por meio do desenvolvimento de equações que relacionam os conceitos de capilaridade e diferencial de tensões superficiais. A sucção matricial é comumente calculada pela seguinte equação:

$$s_m = s = u_a - u_w \quad (2)$$

Em que s_m e s são a sucção matricial; u_a é a pressão no ar e u_w é a pressão na água intersticial do solo. O desenvolvimento completo e detalhado da Equação (2) pode ser encontrado em Rodrigues (2007).

Para Dudley (1970) essas forças tendem a unir as partículas, agregando-as de forma estável apenas em condições não saturadas, além de gerarem uma tendência de atração de água para dentro da matriz do solo.

3.1.1 Retenção de água no solo

Como visto, a sucção pode ser entendida como a avidez do solo para absorver água, e está relacionada diretamente ao teor de umidade do solo. Esta relação é descrita de tal forma que a umidade seja função da sucção ou vice-versa.

$$\theta = f(s) \text{ ou } s = f(\theta) \quad (3)$$

Em que θ é o teor de umidade e s é a sucção no solo.

Os valores de θ podem ser expressos em unidades de umidade volumétrica, relacionada ao grau de saturação, ou em umidade gravimétrica ou mássica, que é aquela mais comumente utilizada na prática da Geotecnia (AUBERTIN et al., 2003). Os valores de sucção, s , são comumente expressos em termos de sucção matricial, com sua unidade em kPa para solos arenosos.

Se as sucções correspondentes a diferentes umidades do solo forem medidas, é possível visualizar a relação entre essas variáveis plotando esses pontos no plano umidade vs sucção.

Estará caracterizada a chamada curva de retenção de água no solo (SWRC na sigla em inglês). Exemplos desta curva são mostrados na Figura 3.2.

É possível identificar na curva alguns pontos de interesse que demonstram o estado do solo para um par umidade-sucção: θ_s é a umidade do solo saturado, obtido por meio do processo de secagem das amostras; θ_s' idem ao anterior, mas para o processo de umedecimento das amostras; a pressão de entrada de ar é a sucção em que os macroporos do solo começam a perder água e serem preenchidos por ar; o ar residual é a diferença entre as umidades de saturação obtidas nas trajetórias de umedecimento e secagem; a umidade residual corresponde à água que se adere aos grãos do solo, e que só pode ser “retirada” de sua matriz com grandes incrementos de energia.

A existência de duas curvas de retenção é um reflexo da histerese apresentada quando se realizam os ensaios de variação de umidade umedecendo-se ou secando-se as amostras. Na trajetória de secagem, as sucções impostas são gradativamente aumentadas, diminuindo o teor de umidade do solo. Na trajetória de umedecimento, o contrário é feito, e o solo tem sua umidade aumentada gradativamente. A diferença entre as curvas deve-se ao formato dos poros, ao aprisionamento de ar nos poros, à diferença dos ângulos de molhamento e alterações na estrutura devido à expansão ou contração. Neste trabalho utilizou-se a curva de secagem. Não há prejuízo em fazê-lo pois para solos arenosos a histerese é menor (FREDLUND; XING, 1994; GEORGETTI, 2010).

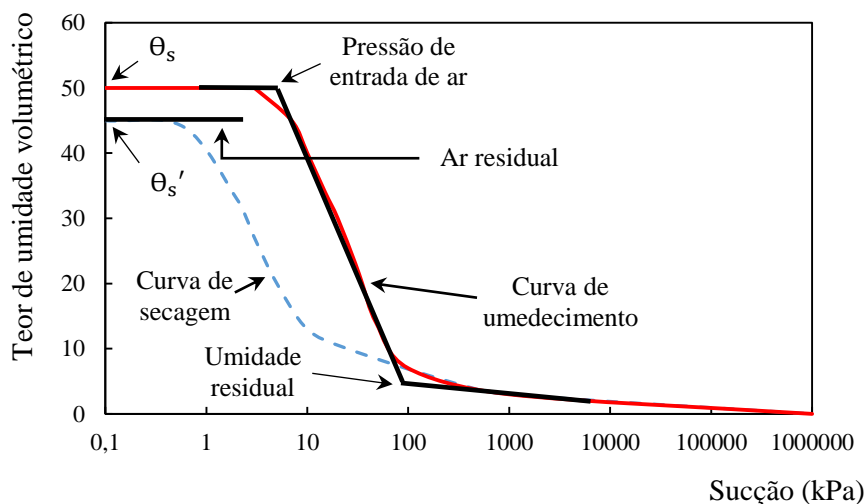


Figura 3.2 - Curva de retenção típica (FREDLUND; XING, 1994).

A posição dos pontos de interesse da curva de retenção e o seu próprio formato variam conforme as características do solo. Os que apresentam granulometria mais fina tem capacidade

de reter mais água. Consequentemente a curva de solos argilosos são tipicamente definidas “acima” daquelas dos siltosos, e esses dos arenosos (Figura 3.3). Também, o valor da sucção de entrada de ar é maior para solos mais finos.

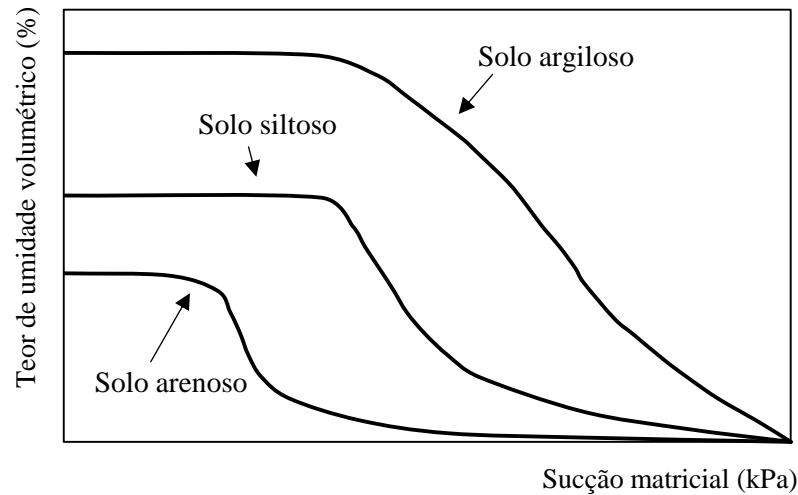


Figura 3.3 - Formato das curvas de retenção típicas para cada tipo de solo (FREDLUND; XING, 1994).

Na Tabela 1 são apresentadas algumas das equações desenvolvidas para ajustar os pontos experimentais das curvas de retenção de água no solo. As primeiras, até o ano de 1994, são aquelas compiladas por Fredlund e Xing (1994). Ao quadro elaborado por Georgetti (2010) foram adicionadas algumas equações mais recentes.

Além das equações da Tabela 1, foram desenvolvidos métodos para determinar a forma da curva de retenção a partir de parâmetros intrínsecos ao solo, como granulometria por exemplo, evitando-se os procedimentos custosos e demorados tradicionalmente empregados para definição da curva. Alguns desses métodos podem ser encontrados em Rajkai, Kabos e Van Genuchten (2004), Lee e Ro (2014) e Rahimi e Rahardjo (2016).

O uso das curvas de retenção tornou-se muito útil para engenheiros civis à medida que o entendimento sobre os efeitos da umidade em parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos foi se aprimorando. Pode-se utilizar as SWRC's para caracterizar solos não saturados (FREDLUND; WILSON; FREDLUND, 2002; DOLINAR, 2015; KIM; KIM; BAEK, 2015), prever sua resistência ao cisalhamento (VANAPALLI et al., 1996; AL AQTASH; BANDINI, 2015), prever sua condutividade hidráulica (FREDLUND; XING; SHANGYAN, 1994), dentre outros.

Tabela 1 - Equações propostas para reproduzir as curvas de retenção (Retiradas de Fredlund; Xing, 1994).

Equação	Parâmetros	Autor
$\theta = \frac{1}{1 + (qs)^n}$	θ - teor de umidade volumétrica normalizado q, n - parâmetros de ajuste	Gardner (1958)
$\theta = \left(\frac{s_b}{s}\right)^\lambda$	s_b - sucção de entrada de ar λ - índice de distribuição de poros	Books e Corey (1964)
$s = s_{cr} \cdot \exp[\alpha(1 - \theta)]$	s_{cr} - sucção de entrada de ar α - constante	Farrel e Larson (1972)
$\theta = \left[\frac{1}{1 + (\alpha s)^n}\right]^m$	α, m, n - parâmetros de ajuste	van Genutchen (1980)
$\ln s = a_1 + b_1 \ln \theta$	a_1, b_1 - parâmetros de ajuste	Williams et al. (1983)
$\theta = A \cdot \exp(as - B)$	A, a, B - parâmetros de ajuste	McKee e Bumb (1984)
$\theta = 1/[1 + A \cdot \exp(as - B)]$	A, a, B - parâmetros de ajuste	McKee e Bumb (1987)
$\theta = \theta_s \left\{ \frac{1}{\ln[e + (s/a)^n]} \right\}^m$	a, m, n - parâmetros de ajuste	Fredlund e Xing (1994)
$\theta = (\theta_s - \theta_L)\{1 - \exp[-\xi(s^{-1} - s_L^{-1})^\eta]\} + \theta_L$	$0 \geq s \geq s_L$ ξ e η - parâmetros de ajuste θ_s - umidade de saturação s_L - sucção para valores muito baixos de umidade, θ_L , em que a permeabilidade é insignificante	Assouline, Tessier e Bruand (1998)
$\theta = \frac{1}{\{1 + \ln[1 + (s/a)^n]\}^m}$	a, m, n - parâmetros de ajuste	Krishnapillai e Ravichandran (2012)
$w = 0,147 \cdot s^{-0,333} \cdot A_{Se} + p \cdot 0,747 \cdot s^{-0,096}$	w - umidade gravimétrica p - porcentagem de argilomineiras no solo A_{Se} - área de superfície externa dos argilominerais	Dolinar (2015)

3.2 Solos colapsíveis e os mecanismos de colapso

Os solos colapsíveis são solos não saturados caracterizados por sofrerem variação volumétrica quando umedecidos, sem variação considerável da tensão aplicada. O comportamento colapsível de um solo depende de fatores como a existência de minerais estabilizadores e composição de sua estrutura. Lawton, et al. (1992) definem quatro fatores necessários para que o colapso ocorra:

- Existência de uma composição aberta, parcialmente estável e não saturada;
- Aplicação de uma tensão suficientemente alta para que a sua estrutura seja metaestável;
- Existência de um agente de cimentação ou ligação que estabilize o solo quando na condição não saturada;
- A adição de água ao solo, de forma que os agentes de ligação ou cimentação sejam reduzidos e que os contatos entre as partículas fiquem fracos e se rompam sob tensões de cisalhamento.

Assim, a ocorrência e a intensidade do colapso são dependentes desses fatores, que, por sua vez, são influenciados pela formação e histórico de tensões a que o solo foi submetido. Com base nos estudos de Clemence e Finbarr (1981) e Reginatto e Ferrero (1973), Lawton, et al. (1992) divide os solos colapsíveis em duas subcategorias: Os verdadeiramente colapsíveis, aqueles que não suportam o próprio peso quando inundados, e os condicionados ao colapso, que são os solos que tem o colapso a partir de determinados níveis de tensões totais.

A hipótese mais bem aceita sobre o mecanismo gerador de colapso descreve que quando o solo se encontra em situação de umidade natural baixa e com alto índice de vazios, as partículas maiores (areias ou siltes) são envoltas por partículas menores e água, de forma a gerar uma estrutura estável e que confere resistência elevada ao solo (Figura 3.4, A). Quando a umidade aumenta, conjuntamente com uma tensão total suficientemente alta aplicada, essa configuração (chamada de pontes) é desestabilizada, e os grãos escorregam sob o efeito da tensão de cisalhamento, diminuindo os vazios do solo (Figura 3.4, B).

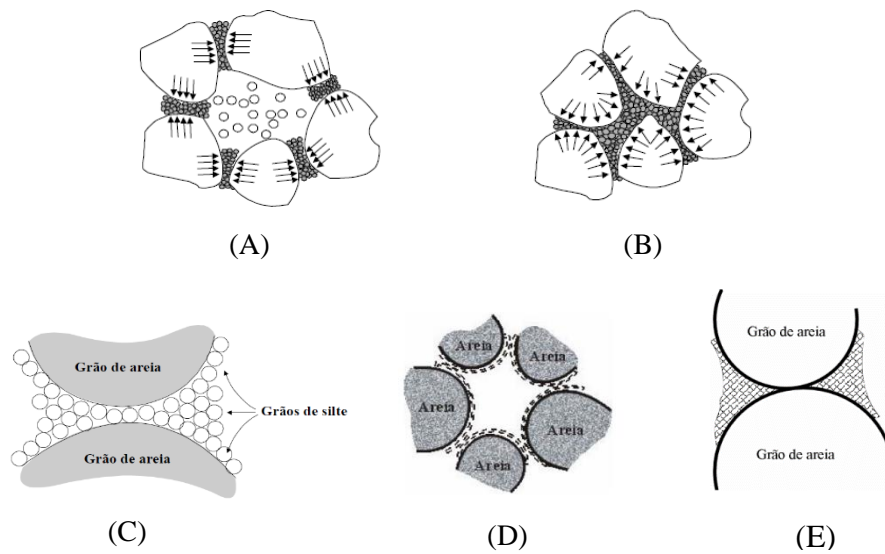


Figura 3.4 - Estrutura usual encontrada em solos com algum tipo de cimentação (DUDLEY, 1970)

É comum que em solos não saturados as argilas formem uma ligação entre partículas maiores, como as de areia, por exemplo. Esse tipo de ligação é chamada de cimentação, e pode modificar o comportamento natural dos solos não saturados, de forma a descrever comportamentos de resistência e compressibilidade que não são explicados de maneira satisfatória pelo histórico de tensões ou pela quantidade de vazios de um solo (OLIVEIRA et al., 2011). Portanto, solos porosos e sem histórico de tensões, tipicamente encontrados em regiões de solos residuais tropicais, podem apresentar resistência alta quando as cimentações estão intactas e o solo em estado não saturado.

A formação dos solos tropicais do estado de São Paulo é significativamente influenciada pelo clima subtropical da região, caracterizada por períodos de chuva intensa contrastando com prolongados períodos de seca (CORGHI; VITTE; GIACHETI, 2006). Esses solos ainda estão sujeitos a longos períodos de laterização, que é caracterizada pela lavagem dos íons mais leves do solo, deixando apenas as porções dos minerais mais resistentes na superfície, como quartzo e óxidos de ferro (VILAR; RODRIGUES, 2011). Tais fatores contribuem para gerar uma fábrica¹ caracterizada por um alto índice de vazios, com as partículas mais finas agrupadas em agregações e concreções (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

¹ Fábrica: Como definido por Nogami e Villibor (1995), é a disposição espacial dos constituintes sólidos do solo, de seus vazios e das suas superfícies de discontinuidades e seu estado de tensão.

Mesmo em solos sem presença de minerais cimentantes, as partículas de solo maiores podem estar estabilizadas por conta do efeito da sucção. A água impõe uma força entre as partículas por meio da sua tensão superficial, criando uma adesão entre as partículas sólidas que trabalha como um tipo de cimentação, ou seja, estável apenas na condição não saturada (KATO, et al., 2012; KIM; KATO; PARK, 2013)

A Figura 3.5 mostra a maneira como a água intersticial se encontra entre as partículas do solo. Quando o solo sofre inundação, a sucção é diminuída, e com ela as forças que impedem o cisalhamento relativo entre as partículas. Assim, quando inundado, o solo tende a fechar seus vazios em resposta às tensões cisalhantes, diminuindo o volume que ocupam e caracterizando o colapso.

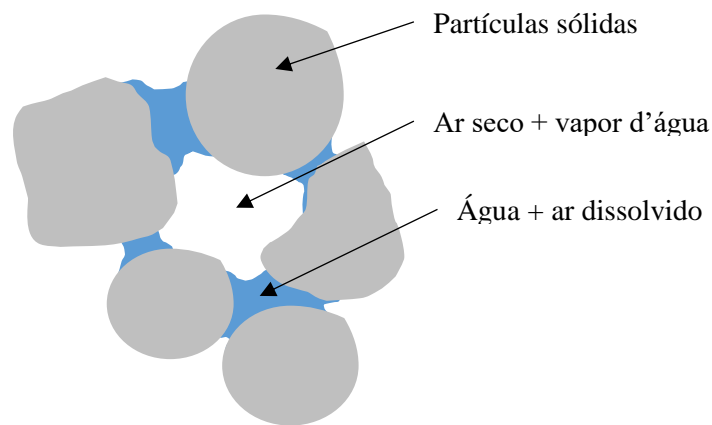


Figura 3.5 - Interação da água intersticial do solo, formando a estrutura metaestável típica de solos colapsíveis.

3.2.1 Identificação de solos colapsíveis

É importante utilizar todas as técnicas disponíveis para identificar e mensurar a colapsibilidade de um solo antes mesmo do início da fase de projeto. A sequência de investigação geotécnica é a mesma que para terrenos com solos comuns, sendo importante o conhecimento prévio da geologia e do histórico de problemas da região estudada.

Como recomendação geral, em regiões com histórico de colapso, pode-se assumir que o solo é colapsível logo de início. Por exemplo, Beckwith (1995, apud HOUSTON; HOUSTON; LAWRENCE, 2002) afirma que depósitos no sudoeste dos Estados Unidos devem ser considerados colapsíveis antes de mais nada, sendo papel do engenheiro responsável comprovar que não, se for o caso. De forma parecida, no Brasil temos no estado de São Paulo

grande predominância de solos colapsíveis, de tal forma que é de extrema importância a identificação e mensuração do colapso.

Entretanto, se o local de interesse for de geologia desconhecida, existem diversas técnicas para se analisar a colapsibilidade do solo. A seguir são descritas algumas delas, classificadas em ensaios de laboratório e de campo.

3.2.1.1 Técnicas de laboratório

O colapso vem sendo identificado desde a década de 1930, quando foi feito o primeiro relato de recalque causado pela inundação do solo de fundação, na região da Ucrânia, onde há predominância do solo tipo *loess* (CINTRA, 2004).

A partir deste caso, o colapso dos solos como um problema urbano foi ficando cada vez mais claro, e diversas técnicas de identificação de colapso foram desenvolvidas. Destaca-se o trabalho de Jennings e Knight (1975), que definiram um método bastante empregado para a identificação do colapso através de ensaios de compressão confinada.

O método, que é normalizado pela ASTM D5333-92, consiste em realizar um ensaio edométrico com uma amostra do solo na umidade natural de campo e compará-la com um ensaio do mesmo solo saturado. Ainda pode-se realizar o ensaio com o solo inicialmente na umidade natural, e inundá-lo durante o procedimento, saturando-o. A Figura 3.6 mostra a descontinuidade observada na curva edométrica que é causada pelo colapso, e pode ser entendida como o potencial de colapso (*PC*) do solo. A classificação da colapsibilidade do solo é determinada com base no *PC*, sendo usual a classificação do colapso com valores acima de 2%.

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \quad (4)$$

Em que Δe é a variação do índice de vazios causado pela inundação e e_i é o índice de vazios inicial.

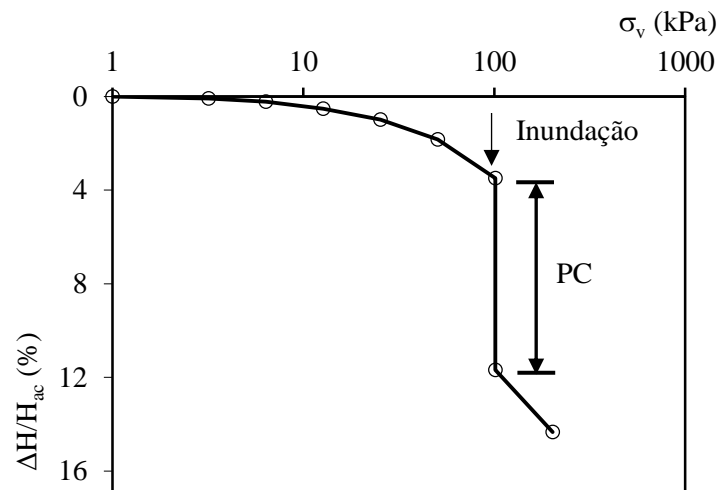


Figura 3.6 - Identificação do potencial de colapso de um solo colapsível através de ensaio edométrico com inundação.

O método de Jennings e Knight é muito utilizado pois é capaz de identificar pequenas variações de volume e índice de vazios a tensões específicas. Também serve para comparar o comportamento de compressibilidade da amostra antes e depois da inundação. Por consequência, pode ser utilizado para identificar solos pouco colapsíveis ou aqueles que são colapsíveis apenas a certos níveis de tensão. Essa flexibilidade, aliada à relativa facilidade de execução tornaram os ensaios edométricos muito utilizados no contexto de estudo de solos colapsíveis, expansivos ou em situações especiais, tendo sido adaptado posteriormente para o estudo de outros fatores envolvidos no colapso, como sucção e temperatura, por exemplo (NOWAMOOZ; MASROURI, 2008; YE et al., 2012).

Também é possível analisar a colapsibilidade de um solo através de ensaios de compressão triaxial. Além disso, ensaios de compressão triaxial com controle de sucção são utilizados para o desenvolvimento e aplicação de modelos que tentam prever o comportamento de solos não saturados e colapsíveis, como seu comportamento elastoplástico e sua resistência ao cisalhamento (ALONSO; GENS; JOSA, 1990; FAGUNDES, 2014; ZHANG, 2015).

3.2.1.2 Técnicas de campo

Também é comum a condução de ensaios de campo para a identificação do colapso dos solos. Tais ensaios têm como vantagem a coleta de informações nas condições naturais do solo, como umidade, nível de tensões e a influência da estratigrafia do subsolo. Ademais, pode-se escolher o ensaio a ser realizado com base no tipo mais provável de fundação a ser escolhida e aplicar os níveis de carga esperados.

Provas de carga são comumente utilizadas na engenharia de fundações para atestar a colapsibilidade dos solos. É possível encontrar na literatura exemplos de provas de carga em solos colapsíveis em tubulões a céu aberto (CARNEIRO, 1999), estacas (BONI et al., 2006; TEIXEIRA, 1993), provas de carga em placa, sapatas, dentre outros equipamentos específicos.

O teste de prova de carga em placa talvez seja o método mais utilizado no estudo do colapso em campo, por ser de mais fácil aplicação e gerar resultados mais gerais quando comparado a provas de carga em tubulão e estaca, que geram resultados especificamente para aqueles tipos de fundação. O método de ensaio segue o padrão dos anteriores, sendo o solo carregado até determinada tensão e posteriormente inundado. Costa (1999) estuda o comportamento de solos não saturados através de cargas em placa, destacando que a análise dos resultados deve ser conduzida com muita atenção, pois a realização da prova de carga pode gerar o encruamento do solo, de forma que a determinação da capacidade de carga do solo seja mais complicada.

Além das provas de carga consideradas tradicionais (tubulões, estacas, placa, etc.), é possível encontrar na literatura exemplos de outros métodos originais de testar a colapsibilidade de um perfil de solo. Destaca-se aqui o uso do expansocolapsômetro utilizado por Ferreira et al. (2002) para a determinação da variação do volume devido à inundação de um perfil de solo em Palmas (TO).

Já comumente utilizados na determinação da estratigrafia e da exploração da existência de contaminantes na investigação de terrenos, os métodos geoeletricos começam a aparecer como alternativa para encontrar perfis de solos colapsíveis. Lollo et al. (2011) apresentam um estudo feito com o uso de resistividade elétrica para a determinação de perfis colapsíveis em Ilha Solteira – SP, concluindo que, “apesar de a combinação de ensaios de laboratório, *in-situ* e geofísicos ser a melhor para a caracterização de perfis colapsíveis, os métodos geoeletricos podem ser utilizados na identificação preliminar de horizontes colapsíveis”.

3.2.2 *Ocorrência e problemas relacionados a solos colapsíveis*

Solos colapsíveis ocorrem em diversas regiões do planeta. São encontrados registros de colapsibilidade dos solos em regiões de *loess* (principalmente na Europa, Ásia e Estados Unidos), locais com climas áridos e semiáridos como a região sudoeste dos Estados Unidos, Oriente Médio e Austrália e regiões de clima tropical, como o Brasil.

Por ter uma estrutura porosa e metaestabilidade causada pela existência de argilas e minerais na sua estrutura, é muito comum encontrar relatos de colapso em regiões de *loess* da Ásia e na Europa. Derbyshire (2001) descreve que a China tem cerca um terço de seu território formado de solo loéssico, e que existem grandes áreas de solo colapsível que geram problemas de trincas em edifícios tradicionais e deslizamentos de terra em regiões montanhosas. Ainda na Ásia, as regiões loéssicas e áridas da Ásia Central e do Oriente Médio são fontes clássicas de problemas relacionados ao colapso dos solos (AL-HARTHI; BANKHER, 1999).

Os solos colapsíveis também causam problemas nos Estados Unidos e Europa, que têm grandes depósitos desse tipo de solo. Nos Estados Unidos, os principais problemas causados pelo colapso dos solos são relacionados à infraestrutura (ROLLINS; KIM, 2010).

Na Europa, foi recentemente descrito por Ercoli et al. (2015) a situação do complexo sacro de *Valle dei Templi* em Agrigento, Itália. O local tem geologia proveniente de calcarenito com lentes de areia não saturada. A região tem sofrido deslizamentos e rupturas na rocha superficial e subsuperficial, o que põe em risco a conservação dos templos e ruínas da área. Inicialmente, pensava-se que o problema era causado exclusivamente pelo escorregamento de encostas, causados pela erosão fluvial e eólica seletiva. Entretanto, foi constatado pelo estudo em questão que as lentes de areia não saturada apresentam comportamento colapsível quando inundadas por chuvas, gerando recalques diferenciais e aumentando as rachaduras e falhas no calcarenito, piorando a situação de tombamento das rochas e da erosão seletiva.

No Brasil os solos colapsíveis são provenientes de depósitos laterizados e lixiviados, sendo encontrados em praticamente todo o território do estado de São Paulo e boa parte da região sul, e Centro-Oeste e grande parte do Nordeste (CINTRA, 1998; FERREIRA et al., 2002; FERREIRA; FUCALE, 2014; KUBLIK, 2010; MEDERO; SCHNAID; GEHLING, 2009; PEREIRA et al., 2010).

A forma mais comum de ocorrência de colapso em ambientes urbanos é a deflagrada pelo vazamento de tubulações de esgoto. Como estas são inerentes a maioria das casas das nossas cidades, qualquer vazamento pode significar a inundação do solo adjacente às fundações desses edifícios. Em um estudo para mapear os riscos associados ao colapso dos solos na cidade de Ilha Solteira (SP), Oliveira, Rodrigues e Lollo (2006) identificaram que a grande maioria dos casos de trincas e rachaduras nos edifícios da cidade podiam ser ligados a vazamentos de esgoto tanto da residência quanto da rede pública. Ainda segundo esse estudo, outro fator contribuinte para problemas de colapso nos solos é a existência de drenagem pluvial defeituosa,

que também pode gerar a inundação do solo na fundação. Uma discussão sobre os efeitos do esgoto no colapso dos solos pode ser encontrada em Rodrigues e Lollo (2007) e Rodrigues, Júnior e Lollo (2010).

Assim como a maioria dos desastres naturais estão ligados a eventos extremos, podem-se identificar relatos de cidades que sofreram danos significativos causados pelo colapso dos solos após chuvas fortes. Cintra (1998) cita o caso das cidades de Terra Roxa – PR (com base no relato de Lopes, 1987) e Araraquara – SP, que sofreram com casos extremos de trincas, rachaduras, tombamentos de muros, dentre outros problemas causados por recalques de fundação, após serem atingidas por chuvas intensas. Em ambos os casos, as precipitações superaram em muito a marca de 100 mm por dia e a população da cidade associou os problemas a outras causas.

3.3 Ensaio com sucção controlada

A sucção é utilizada no âmbito da Mecânica dos Solos Não Saturados como uma variável de estado que se relaciona diretamente às características de resistência, deformabilidade e retenção do solo. Por isso, o conhecimento de técnicas que possibilitem o seu controle em ensaios de laboratório garante que a melhor delas será empregada para alcançar os objetivos pretendidos.

As técnicas de controle de sucção mais utilizadas e difundidas no meio científico são a técnica de translação de eixos, técnica de transferência de vapor (ou umidade relativa) e técnica osmótica. O objetivo principal desta seção é apresentar rapidamente o princípio de funcionamento de cada uma delas, bem como revisar e contextualizar brevemente alguns dos estudos feitos recentemente que as utilizaram. Ao final, uma tabela com as principais vantagens e desvantagens de cada técnica é apresentada.

Para uma revisão mais detalhada, indica-se a consulta dos seguintes materiais: Soto (2004); Delage, Romero e Tarantino (2008) e Tarantino et al. (2011).

3.3.1 Técnica de translação de eixos (TTE)

A técnica foi inicialmente proposta por Hilf (1956), para impor sucções por meio da mudança do referencial de pressão. Anteriormente a esta técnica, o controle da sucção matricial era feito controlando-se a pressão na água ($s = u_a - u_w$). Entretanto, para sucções maiores que

100 kPa, bolhas de ar começam a se formar na água por conta da cavitação. A solução proposta pela TTE é aplicar pressão no ar e manter a pressão na água constante, evitando-se pressões negativas na fase líquida (SOTO, 2004).

A TTE requer um sistema de ar comprimido e uma placa porosa de alto valor de entrada de ar (HAEV, do inglês), que é disponível comercialmente, instalada em câmaras hermeticamente fechadas. A TTE tornou-se uma das principais formas de controle de sucção na Mecânica dos Solos Não Saturados.

Na Figura 3.7, o esquema básico de funcionamento de qualquer equipamento com a TTE é apresentado.

É usual a utilização de placas porosas com valor de entrar de ar superior a 100 kPa. A pressão na água normalmente é mantida igual à atmosférica (saída da água é aberta para a atmosfera, com fluxo medido com auxílio de uma bureta, por exemplo).

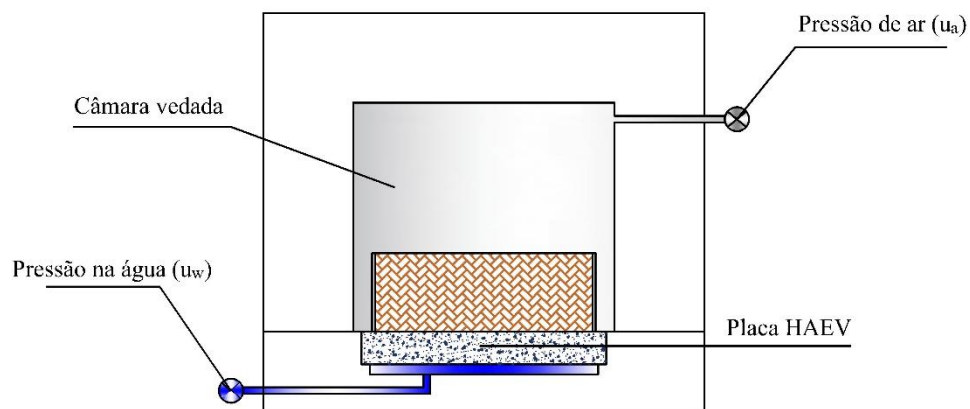


Figura 3.7 - Esquema geral de funcionamento de um equipamento que utiliza a TTE.

Nos parágrafos que seguem, são apresentados alguns estudos que utilizaram a técnica de translação de eixos para o controle de sucção.

Airò Farulla, Ferrari e Romero (2010) estudaram a deformabilidade em função da variação da sucção (entre 10 e 800 kPa – ciclos de umedecimento e secagem) de uma argila compactada utilizada como barreira de proteção em barragens de terra. Concluíram que as deformações são reversíveis dentro da faixa de variação de sucção aplicada.

Oka et al. (2010) descrevem a utilização de ensaios de compressão triaxial com controle de sucção, com a TTE, na determinação da resistência de cisalhamento de amostras de caolinita compactada. Neste artigo, os autores descrevem o método utilizado para realizar ensaios com medição das pressões no ar e na água das amostras estudadas em ensaios totalmente não

drenados, em que os fluxos de ar e de água são impedidos. A medição de ambas pressões é interessante no estudo de solos não saturados em condições de impossibilidade de drenagem, seja por baixa permeabilidade do solo, seja pela aplicação rápida de esforços, como ocorre durante terremotos, por exemplo.

O desenvolvimento de um equipamento triaxial verdadeiro é mostrado por Hoyos, Pérez-Ruiz e Puppala (2012). O aparato é composto por uma câmara metálica fechada, com uma placa porosa HAEV circular em sua base. O corpo de provas cúbico é apoiado sobre a placa porosa, e a sucção é aplicada por meio da técnica de translação de eixos. A vantagem deste equipamento, segundo os autores, é que, diferentemente de equipamentos triaxiais comuns, ele é capaz de controlar trajetórias de tensões nas três direções, tornando possível a análise mais completa do comportamento de solos segundo modelos teóricos. Finalizam o artigo demonstrando sua aplicabilidade, reproduzindo resultados típicos de solos não saturados.

Apesar de os ensaios triaxiais com sucção controlada serem muito eficazes na determinação da relação entre a sucção e os parâmetros de resistência e compressibilidade, eles podem ser demorados e custosos. A alternativa é a utilização de ensaios de cisalhamento direto para a determinação da envoltória de resistência de solos não saturados. Exemplos destes ensaios utilizando a TTE são encontrados em Hossain e Yin (2009), Nam et al. (2011) e Borana et al. (2015).

3.3.2 *Técnica de transferência de vapor (TTV)*

Diferentemente da técnica de translação de eixos, que controla a sucção matricial aplicada ao solo, a técnica de transferência de vapor é utilizada para o controle da sucção total da amostra.

A pressão de vapor é aquela que equilibra a pressão de evaporação da superfície da água. Relaciona-se com a umidade presente no ar, temperatura e concentração de solutos na água. Controlando-se a temperatura e a concentração de solutos, pode-se determinar a pressão de vapor por meio da umidade relativa do ar. Tal relação é demonstrada pela Equação (5), obtida partindo das equações de densidade de gases, pressões parciais e psicrométrica.

$$s = -\frac{RT}{M_w} \cdot \rho_l \cdot \ln RH \quad (5)$$

Em que s é a sucção, R é a constante dos gases perfeitos, T é a temperatura absoluta, M_w a massa molar da água, ρ_l a densidade da água e RH a umidade relativa do ar.

A TTV consiste em manter a amostra de solo em um ambiente vedado e em temperatura constante, em contato com o vapor de uma solução de concentração cuidadosamente controlada para gerar a umidade relativa buscada.

O esquema apresentado na Figura 3.8 ilustra o funcionamento básico dos equipamentos que utilizam a TTV.

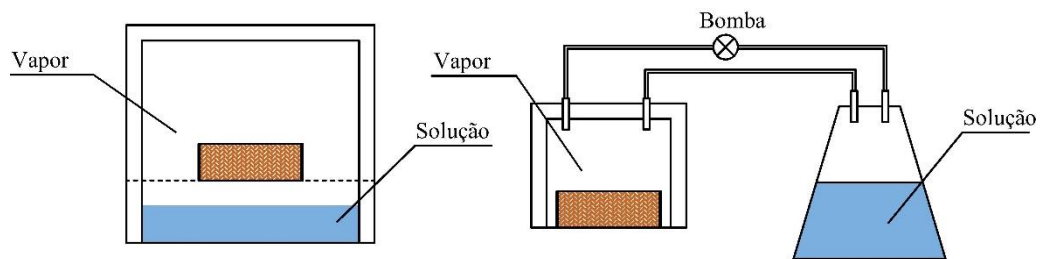


Figura 3.8 - Esquema simplificado de equipamentos com controle de sucção por transferência de vapor.

Alternativamente, para diminuir o tempo de equilíbrio, o vapor da solução pode ser circulado dentro da câmara por meio de bombeamento, como indicado na Figura 3.8 (MARCIAL; DELAGE; CUI, 2002). A umidade relativa saturada de várias soluções, com as quais é possível calcular a concentração necessária para atingir a sucção desejada, são apresentadas por Delage, Howat e Cui (1998).

Um dos primeiros equipamentos com controle de sucção utilizando a TTV foi uma célula de ensaios triaxiais desenvolvida por Blatz e Graham (2000) para testar solos não saturados. Outros pesquisadores também desenvolveram equipamentos similares, por exemplo Chavez, Romero e Alonso (2009), Alsherif e McCartney (2014) e Pineda et al. (2014).

Uma das aplicações de solos não saturados em engenharia é o revestimento de depósitos de rejeitos radioativos. A utilização de camadas de argila não saturada como barreira é feita para impedir fluxo de água e calor, absorver íons e cátions radioativos, etc. Para tanto, o conhecimento das características de retenção, deformabilidade e resistência em função da variação da sucção nesses materiais tornou-se de extrema importância para a prática da Engenharia Civil. As altas temperaturas que são aplicadas a essas barreiras se traduzem em sucções elevadas, que somente são replicadas em laboratório utilizando a TTV ou a técnica osmótica em aparelhos com controle de temperatura (CZURDA, 2006).

Outro uso de barreiras de solo não saturado é em aterros sanitários. Elas são projetadas para manterem-se não saturadas e com baixas permeabilidade durante toda sua vida útil. Por isso, a sua caracterização pelos conceitos da Mecânica dos Solos Não Saturados tem sido tema de pesquisa nos últimos anos. Alguns estudos que utilizam a TTV para estudar esses tipos de barreiras são apresentados por Bernier et al. (1997), Delage, Howat e Cui (1998), Villar (1999), Tang e Cui (2005), Nowamooz e Masrouri (2010), Salager, Rizzi e Laloui (2011), Ye et al. (2014) e Wong et al. (2016).

Em Alonso et al. (2005), os autores explicam que nos casos em que argilas expansivas são utilizados como revestimento em depósitos de lixo radioativo, os ciclos de umedecimento e secagem sofridos pelo material podem gerar deformações acumuladas no material. Para investigar este fenômeno, utilizaram um edômetro com controle de sucção TTV, variando a sucção entre 4 e 130 MPa. Os resultados mostraram que existe acumulação de deformações de compressão, mas não de expansão nos ciclos de sucção. Os autores concluem que o desenvolvimento de modelos constitutivos, aplicados a programas computacionais, é uma das alternativas para evitar os longos períodos necessários para se realizar esses ensaios em laboratório.

Outras pesquisas buscam caracterizar solos que apresentam retenção de água mesmo para sucções elevadíssimas. É o caso de locais com solos argilosos não saturados, por exemplo. Para estes casos, a técnica de transferência de vapor é a mais utilizada, como visto em Wang et al. (2012), Ewy (2014) e Tripathy, Tadza e Thomas, (2014).

3.3.3 *Técnica osmótica (TO)*

A TO para controle de sucção é baseada no princípio de que a água pura tende a fluir para áreas de maior concentração de soluto, ou seja, de menor potencial osmótico.

Na TO, uma amostra de solo é saturada e envolta por uma membrana semipermeável, que permite a passagem de água pura, mas impede a passagem de moléculas de soluto com dimensões maiores que seus poros. Posteriormente, a membrana é colocada em contato direto com uma solução de um polímero com moléculas de dimensões conhecidas, usualmente polietileno-glicol (PEG). A diferença entre os potenciais osmóticos da solução e do solo cria uma tendência de fluxo da água do solo para a solução. Este fluxo ocorre até que o potencial osmótico se equilibre.

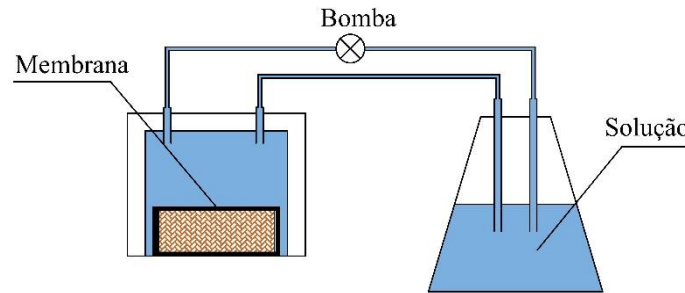


Figura 3.9 - Esquema geral de aplicação de controle de sucção pela técnica osmótica. Modificado de Delage, Howat e Cui (1998).

A membrana é desenvolvida para que seja impermeável apenas às moléculas de PEG, portanto quaisquer sais existentes no solo passam por ela. Desta forma, a sucção aplicada pela técnica osmótica é a matricial. Também, a pressão osmótica garante que a água do solo esteja sob tração, ou seja, sob pressão negativa, tal qual na condição não saturada de campo (SOTO, 2004; DELAGE; ROMERO; TARANTINO, 2008; MONCADA, 2008).

A solução também pode ser acondicionada externamente e ser bombeada em volta da amostra. Além de garantir sua circulação, esta técnica propicia a medição da quantidade de água perdida pelo solo, o que permite o controle da concentração do soluto (DELAGE; HOWAT; CUI, 1998).

Diversos autores desenvolveram equipamentos que utilizam a TO para ensaiar solos não saturados, especialmente os solos expansivos. Encontram-se na literatura exemplos do uso de edômetros com controle de sucção pela técnica osmótica (MARCIAL; DELAGE; CUI, 2002; CUI et al., 2010; ABBAS; ELKADY; AL-SHAMRANI, 2015), células para compressão triaxial (GHEMBAZA; TAÏBI; FLEUREAU, 2015) e equipamento de cisalhamento direto (HAMIDI; HABIBAGHI; AJDARI, 2013).

3.3.4 Quadro geral

A Tabela 2 apresenta resumidamente as principais vantagens e desvantagens, bem como a amplitude ótima de sucção, das técnicas apresentadas anteriormente.

Em Delage, Romero e Tarantino (2008), os autores revisam as técnicas de controle de sucção e compilam os principais avanços de cada uma delas. Ainda, são apresentadas suas vantagens e desvantagens, bem como situações que podem interferir nos resultados e no equilíbrio da sucção alvo. Um estudo parecido é feito por Soto (2004).

Em Tarantino et al. (2011), foram distribuídas amostras de um solo artificialmente prepara para oito grupos de pesquisa diferentes. Então, cada um deles determinou a curva de retenção do solo utilizando TTE, TO e placa de sucção. Os resultados mostraram que as técnicas de controle de sucção utilizadas são confiáveis e produzem resultados muito parecidos, mesmo em testes envolvendo pesquisadores e equipamentos de diferentes localidades.

Seguindo na linha de verificar a confiabilidade das técnicas de controle de sucção, Ng, Zhou e Leung (2015) determinaram a curva de retenção de dois solos separadamente, utilizando a TTE e TO. Com isso, e adicionando resultados que utilizam a TTV encontrados na literatura, analisaram numericamente a validade das técnicas para controle de sucção. Os resultados mostram que todas apresentam curvas muito parecidas e, portanto, podem ser utilizadas em um amplo espectro de sucções.

Tabela 2 - Comparação entre as principais técnicas de controle de sucção utilizadas na literatura – Baseado em Soto (2004) e Delage, Romero e Tarantino (2008).

Técnica	Vantagens	Desvantagens	Amplitude de sucção
Técnica de translação de eixos	Medida direta da sucção; Fácil implementação na maioria dos equipamentos disponíveis.	Sucção limita-se ao valor de entrada de ar da placa porosa; Pressão na água é positiva, ao contrário da situação de campo; Dificuldade de se garantir a saturação total da placa.	50 kPa até 10.000 kPa
Técnica de transferência de vapor	Impõe sucção total; Pode-se impor sucções altíssimas; Não há problema com ar ocluso; Fácil implementação na maioria dos equipamentos disponíveis.	Medida indireta da sucção; Requer alto controle de temperatura; Método somente recomendado para altas sucções. Membranas requerem alta manutenção.	A partir de 10.000 kPa
Técnica osmótica	A água tem pressão negativa, assim como em campo; Não há problema com ar ocluso; Fácil implementação na maioria dos equipamentos disponíveis.	Medida indireta da sucção; Requer alto controle de temperatura; Tempo elevado de equilíbrio;	Até 10.000 kPa

3.4 Modelo Básico de Barcelona

3.4.1 Generalidades e comportamento de solos não saturados

Na Mecânica dos Solos clássica, a condição não saturada foi historicamente estudada de maneira secundária. Com base na ideia de que as fundações dos edifícios se comportam de forma mais crítica com o solo saturado, não seria necessário preocupar-se com outras situações. Similarmente, a Mecânica dos Solos foi desenvolvida inicialmente por pesquisadores e profissionais de regiões de clima temperado, onde a condição saturada é predominante na prática da Engenharia. Também, alguns comportamentos peculiares de solos não saturados, como a colapsibilidade, expansibilidade e aumento da rigidez com acréscimos de sucção, eram vistos como situações específicas e regionais de alguns solos, e que seria impossível uma generalização coerente.

Em muitos locais de clima árido, semiárido e tropical, entretanto, como citado anteriormente, a condição saturada nunca se manifesta. Os desafios encontrados nessas regiões (por exemplo: previsão de recalques, definição dos parâmetros de resistência, determinação da tensão efetiva, expansibilidade e colapso) estão majoritariamente relacionados à condição não saturada.

Foi neste contexto que Alonso, Gens e Hight (1987) desenvolveram um modelo que agrega, explica e prevê comportamentos de tensão-deformação dos solos não saturado, com base em resultados experimentais de ensaios com solos não saturados desenvolvidos nas décadas anteriores,.

Nesta seção, são abordados os principais pontos do Modelo Básico de Barcelona, focando-se no comportamento típico de solos não saturados com relação a variação volumétrica com variação de tensão e sucção e, numa segunda etapa, no desenvolvimento das equações do Modelo.

3.4.2 Variação volumétrica

Alonso, Gens e Hight (1987), a partir de uma extensiva revisão da bibliografia disponível à sua época chegaram aos seguintes pontos com relação à variação volumétrica dos solos não saturados, dentre outros:

- Aumento na sucção contribui para o enrijecimento do solo a carregamentos externos e para o aumento da sua tensão de pré-adensamento;
- Com o aumento da tensão confinante, o colapso do solo aumenta até certo ponto, a partir do qual diminui até valores insignificantes;
- Solos com estrutura aberta sofrem colapso para uma gama maior de tensões aplicadas;
- Em um solo em que a tensão aplicada mantém-se constante, a variação da sucção provoca variações volumétricas irreversíveis.

Para agregar as afirmações acima, os autores utilizaram um sistema de curvas de plastificação no plano (p, s) – em que p é o excesso de tensão à pressão de ar média efetiva aplicada ao solo e s é a sucção. Essas curvas representam o histórico de tensões e sucções sofrido pelo solo estudado.

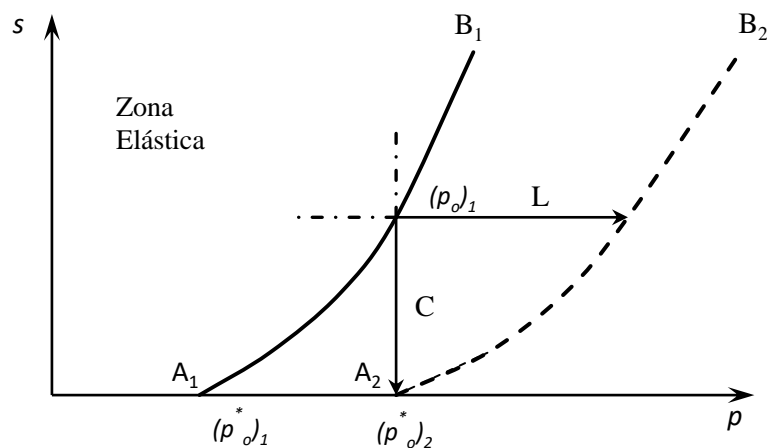


Figura 3.10 - Curvas propostas pelo BBM para descrever o comportamento de carregamento e colapso de solos não saturados (ALONSO; GENS; HIGHT, 1987).

Na Figura 3.10, a curva de plastificação inicial do solo (A_1B_1) é definida pelas tensões de pré-adensamento do solo saturado, $(p^*_o)_1$, e a uma sucção constante, $(p_o)_1$. Pelo Modelo, qualquer trajetória de tensão ou sucção mostradas, ou seja, carregamento (*Loading*) ou inundação (*Collapse*), deverá mover a posição da curva e, por consequência, criar uma nova zona elástica a partir dos novos valores de tensão de pré-adensamento após a plastificação do solo. Por este motivo, tais curvas são chamadas Curvas LC (*loading-collapse*).

Por exemplo, uma amostra a sucção constante carregada a níveis de tensão maiores que sua tensão de pré-adensamento apresentará deformações plásticas. Após o fim do carregamento, tal amostra terá uma nova tensão de pré-adensamento $(p_o)_2$, e, portanto, a tensões menores que

esta, a amostra apresenta deformações elásticas. Da mesma forma, se tal amostra é inundada e a tensão aplicada é mantida constante, as deformações plásticas sofridas moverão a zona elástica característica do solo para uma nova posição, A_2B_2 .

Na Figura 3.11, A, a zona elástica de um solo é apresentada no plano (p, s) conjuntamente com a representação de seis trajetórias tipicamente utilizadas para estudar a variação volumétrica de solos não saturados. Os resultados qualitativos das trajetórias de carregamento (*loading*, L1, L2 e L3) são apresentados na Figura 3.11, B, enquanto os resultados das trajetórias de colapso por inundação, ou diminuição da sucção aplicada (*collapse*, C1, C2 e C3), são apresentados na Figura 3.11, C.

Os ensaios de carregamento com sucção constante, como os propostos na Figura 3.11, A, geram como resultado uma família de curvas apresentada qualitativamente na Figura 3.11, B. Apesar de o formato específico de cada curva para determinada sucção depender das condições de contorno de cada amostra, o resultado típico é o aumento da rigidez e da tensão de pré-adensamento com o aumento da sucção. De fato, o formato da curva de escoamento escolhida pelos autores (Figura 3.11, A) demonstra o aumento da tensão de pré-adensamento diretamente com a sucção.

No caso dos ensaios de variação volumétrica por variação da sucção, o que se observa experimentalmente é um aumento na magnitude do colapso com o aumento da tensão aplicada. No modelo, este fenômeno é representado pela distância entre o ponto em que a trajetória intercepta a curva LC e o ponto correspondente à sucção final da amostra e tensão de aplicada. Por exemplo, a amostra C3 sofre colapso por diminuição da sucção de s_1 para s_3 , com tensão constante p_3 . Isso corresponde ao trajeto “ab” da Figura 3.11, A, e à variação volumétrica ΔV_c da Figura 3.11, B. O colapso sofrido pela amostra C2 seria menos acentuado, pois a distância entre os pontos citados anteriormente é menor.

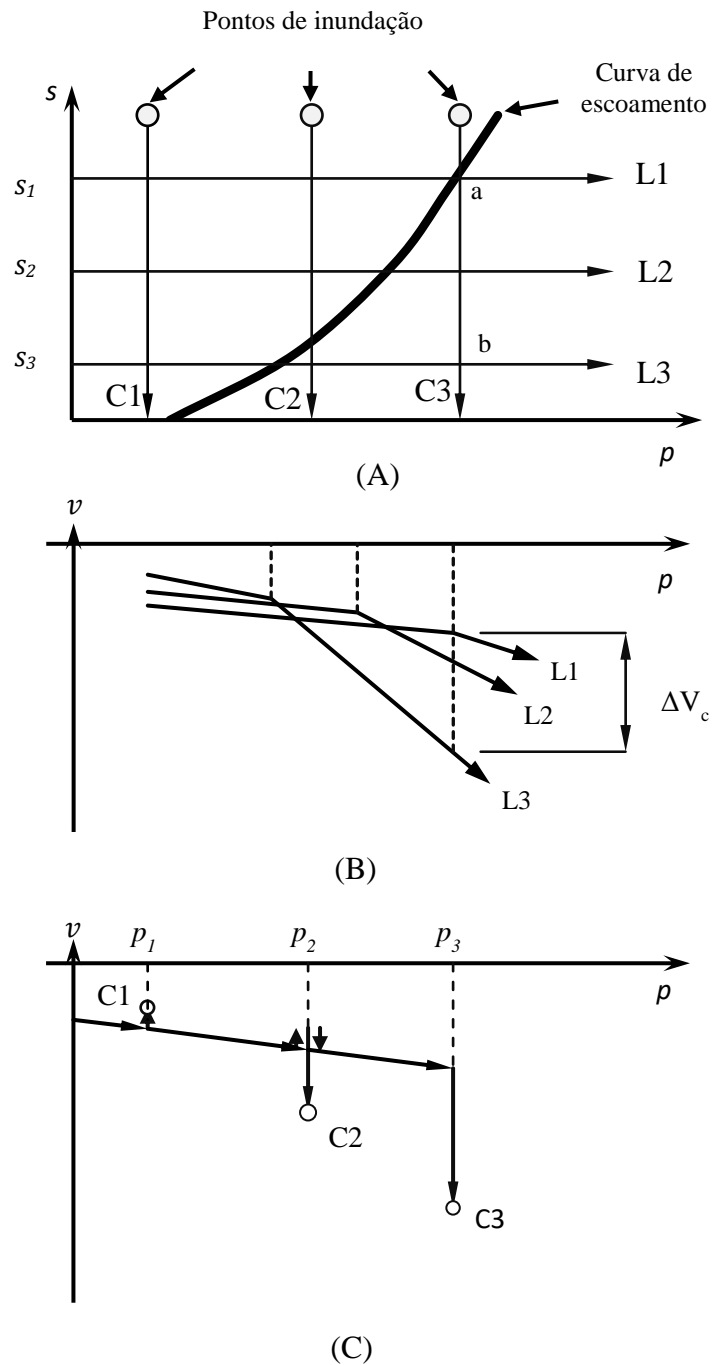


Figura 3.11 - Ensaio típicos e seus resultados qualitativos. (A) Posição da zona elástica no espaço (p, s) e representação das trajetórias de carregamento (L) e colapso (C); (B) Representação dos resultados típicos para ensaios de carregamento (L) com sucção constante e diferentes valores de sucção; (C) Representação dos resultados típicos para ensaios de colapso por inundação (C) feita a diferentes valores de tensão aplicada (Modificado de Alonso, Gens e Hight, 1987).

Para os autores, o aumento da sucção aplicada ao solo a valores não experimentados anteriormente também gera deformações plásticas. O comportamento é considerado análogo ao aumento de tensões com sucção constante, como apresentado pela curva genérica da Figura 3.12(B).

Desta forma, a reta no plano (p, s) que representa a máxima sucção aplicada ao solo é o limite superior da zona elástica do Modelo. Como o aumento da sucção gera deformações plásticas, esta reta é chamada de SI (*Suction increase*, ou aumento de sucção). Quaisquer pares de tensão e sucção que estejam dentro da área definida pelas curvas LC e SI gerarão no corpo de prova deformações elásticas, enquanto os pares fora desta área apresentarão deformações plásticas.

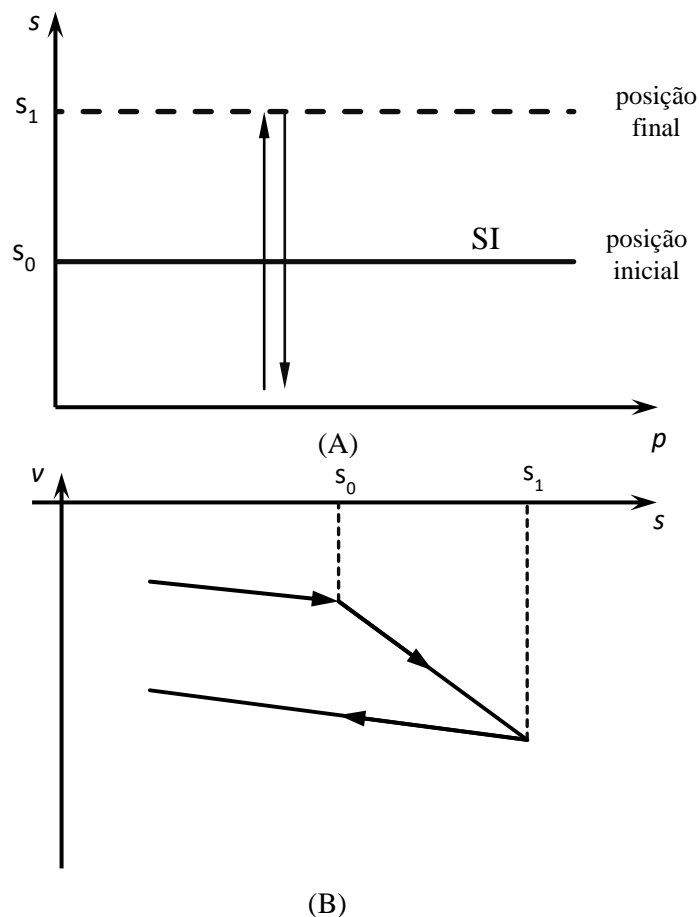


Figura 3.12 - Apresentação do comportamento proposto para o aumento da sucção a valores não anteriormente experimentados pelo solo. (A) Curva suction increase no plano (p, s) ; (B) Representação genérica do comportamento volumétrico do solo com a mudança da sucção aplicada (Modificado de Alonso, Gens e Hight, 1987).

Por ser definida pelas curvas LC e SI, a zona elástica pode sofrer mudanças em sua posição e tamanho conforme o solo experimenta novos valores de tensão e sucção. Para os autores, entretanto, a variação da posição de uma das curvas afeta a da outra. Por exemplo, o aumento da sucção de uma amostra para regiões fora da zona elástica gera um aumento da área da mesma, tanto pelo deslocamento para cima da reta SI quanto pelo deslocamento lateral (para a direita) da reta LC.

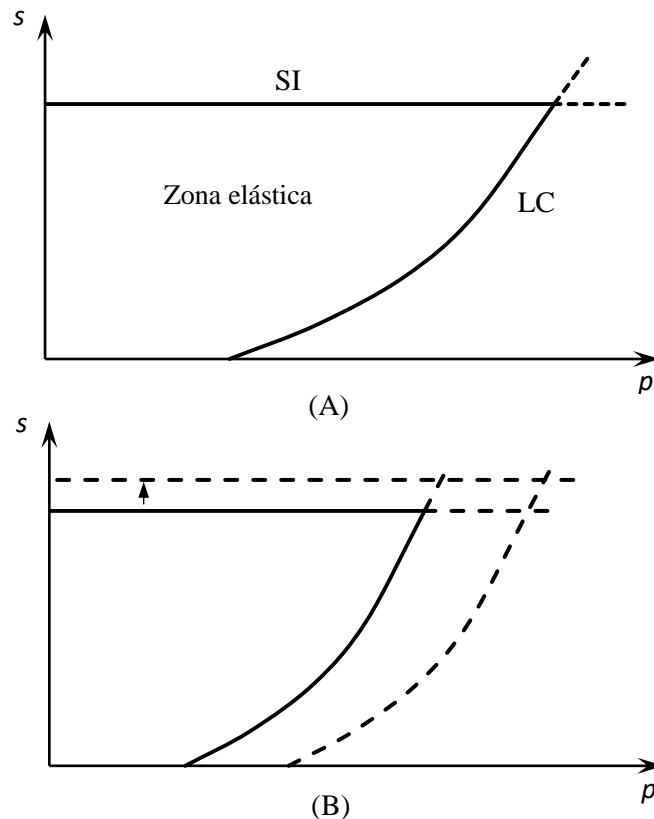


Figura 3.13 - Representação do efeito de acoplamento entre as curvas LC e SI na definição da zona elástica. (A) Zona elástica inicial; (B) Variação da zona elástica pela mudança da máxima sucção aplicada ao solo (Modificado de Alonso, Gens e Hight, 1987).

3.4.3 Desenvolvimento matemático

O desenvolvimento matemático do Modelo Básico de Barcelona ou Modelo de Barcelona (BBM, na sigla em inglês) foi apresentado por Alonso, Gens e Josa (1990) com base em resultados experimentais de solos não saturados colapsíveis levemente expansivos. O BBM representa um marco no estudo dos solos não saturados e tem servido de base para o desenvolvimento de vários outros modelos elastoplásticos.

O modelo foi desenvolvido para o estado triaxial de tensões, descrevendo o comportamento dos solos através de superfícies no espaço (p, s, q) .

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} - u_a \quad (6)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (7)$$

Em que p é o excesso de tensão à pressão de ar média efetiva, ou tensão média líquida, u_a é a pressão de ar e q é a tensão desviatória.

As equações do BBM preveem limites elásticos do solo por meio de superfícies de escoamentos (Figura 3.14) que são definidas pelas deformações elásticas causadas por variações de tensão e de sucção. Certos carregamentos e variações de sucção podem gerar deformações plásticas ao solo, alterando os limites das superfícies de escoamento.

Dada a importância do BBM para o desenvolvimento desta dissertação, uma revisão mais detalhada do artigo de Alonso, Gens e Josa (1990) será feita nos itens 3.4.3.1 e 3.4.3.2, cujo foco é o desenvolvimento e o significado das equações componentes do modelo.

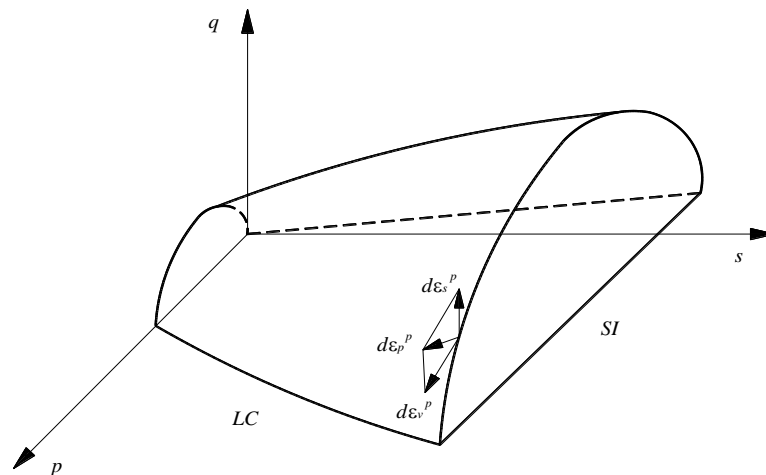


Figura 3.14 - Superfície de escoamento para solos não saturados conforme BBM (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).

3.4.3.1 Compressão isotrópica ou edométrica

Considere a realização de dois ensaios de compressão isotrópica ou edométrica, um com solo saturado, e outro com o mesmo solo, mas na condição não saturada. Ambos apresentarão duas fases distintas de carregamento se o solo for pré-adensado: Na primeira, as tensões são

menores que a tensão de pré-adensamento, as deformações são supostas elásticas, e seu coeficiente de deformação, κ , é considerado o mesmo para as amostras, ou seja, independe da sucção. Na segunda fase, o solo escoam com tensões aplicadas superiores à tensão de pré-adensamento, as deformações são plásticas e variam conforme o coeficiente de deformação virgem, $\lambda(0)$ para o saturado e $\lambda(s)$ para o não saturado. Com base em resultados experimentais de vários autores, o modelo considera que a inclinação da reta virgem varia conforme a sucção do solo (Figura 3.15, A).

No BBM, as tensões de pré-adensamento do solo saturado (p_0^*) e não saturado (p_0) são consideradas como pertencentes à uma mesma curva de escoamento, em função da sucção aplicada. Para isso, imagina-se a seguinte trajetória: A amostra inicialmente não saturada é carregada até sua tensão de pré-adensamento (ponto 1 da Figura 3.15). Em seguida, mantendo-se a sucção constante, descarrega-se a amostra até a tensão p_0^* (ponto 2 da Figura 3.15). Finalmente, diminui-se a sucção de s até zero (ponto 3 da Figura 3.15).

Se os pontos 1 e 3 fizerem parte da mesma curva de escoamento, o trajeto 1-2-3 decorre da variação de tensão (Δ_p) e sucção (Δ_s), respectivamente:

$$1 \rightarrow \Delta_p \rightarrow 2 \rightarrow \Delta_s \rightarrow 3$$

Pode-se escrever:

$$v_1 + \Delta_p + \Delta_s = v_3 \quad (8)$$

Em que v_1 e v_3 são os volumes específicos nos pontos 1 e 3.

Pode-se considerar também (Figura 3.15):

$$v_1 = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_0}{p^c} \quad (9)$$

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad (10)$$

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (11)$$

Em que κ_s é o coeficiente de deformação de sucção, considerando que durante a fase de inundação ($2 \rightarrow \Delta_s \rightarrow 3$) as deformações sofridas são elásticas. A pressão atmosférica, p_{atm} ,

Substituindo as equações (9), (10) e (11) na equação (8):

$$N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_o}{p^c} + \kappa \ln \frac{p_o}{p_o^*} + \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} = N(0) - \lambda(0) \ln \frac{p_o^*}{p^c} \quad (12)$$

É usual na mecânica dos solos dos estados críticos que o valor da tensão de referência p^c seja unitário. Por exemplo, se as tensões do solo estudado fossem denotadas em quilopascals, p^c seria 1 kPa, e o valor de $N(s)$ o volume específico para esta tensão. Entretanto, para simplificar a equação (12), o melhor é assumir:

$$\Delta v(p^c)|_s^0 = N(0) - N(s) = \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \quad (13)$$

A equação (13) traduz a variação de volume específico mantendo-se a pressão aplicada (p^c) constante e inundando o solo. Para simplificar a equação (12), o valor da tensão de referência deve ser aquele que, partindo de um solo em condição não saturada, seja possível atingir a reta virgem (ou a extensão de reta virgem) para um solo em condição saturada.

Substituindo a equação (13) na equação (12):

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{\frac{[\lambda(0)-\kappa]}{[\lambda(s)-\kappa]}} \quad (14)$$

A equação (14) representa uma curva de escoamento, através da relação entre tensão de pré-adensamento do solo saturado e não saturado, em função da sucção aplicada. A curva definida por esta equação gera uma fronteira no plano (p, s) entre o conjunto de pontos com deformações elásticas e o conjunto com deformações plásticas. Ela ainda apresenta numericamente os fenômenos de endurecimento com o aumento de sucção e o colapso após inundação.

O aumento da rigidez do solo em função da sucção também é costumeiramente representado pela equação (15):

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r) \exp(-\beta s) + r] \quad (15)$$

Em que r é uma constante relacionada à máxima rigidez do solo para sucção infinita, $r = \lambda(s \rightarrow \infty)/\lambda(0)$, e β é um parâmetro que controla a taxa de aumento da rigidez com a sucção.

Ainda utilizando os resultados de ensaios de compressão isotrópica, notou-se que o aumento de sucção também gera deformações plásticas. Assim como a tensão de pré-adensamento, quando a sucção aplicada ultrapassa o valor máximo, s_0 , anteriormente sofrido pelo solo, este apresentará deformações irreversíveis. Portanto, da mesma forma que a curva LC se traduz em um limite elástico, uma linha horizontal no plano (p, s) , relacionada à máxima sucção aplicada ao solo, define uma área de deformações elásticas (Figura 3.16).

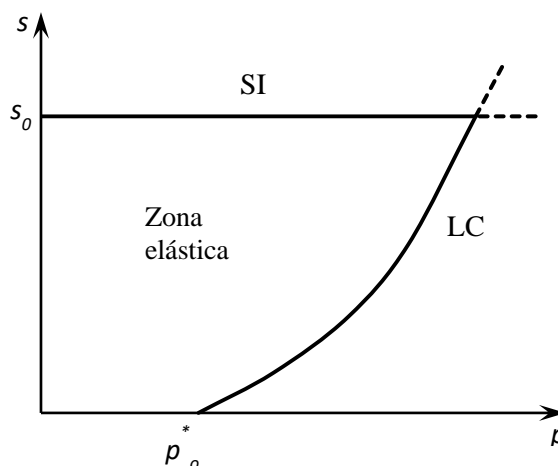


Figura 3.16 - Curvas de escoamento LC e SI – Modificado de Alonso; Gens e Josa, 1990.

3.4.3.2 Compressão triaxial

Até aqui as equações desenvolvidas para o BBM representam limites para o comportamento elástico dos solos sob carregamento isotrópico, no plano (p, s) . Se faz necessário, entretanto, adicionar a variável q para que amostras sob carregamento triaxial a diferentes valores de sucções, ou seja, no espaço (p, s, q) , sejam analisadas. O modelo deve ser capaz de prever o comportamento de um solo sob carregamento triaxial tanto a uma sucção constante quanto para o estado saturado, quando a sucção é zero.

Partindo destes princípios e buscando manter a simplicidade, os autores optaram por utilizar uma versão do modelo modificado Cam-clay (MCC, na sigla em inglês) para a condição saturada. Para valores de sucção diferentes de zero, a curva de escoamento será dada pela mesma elipse do Cam-clay modificado, mas gerada pela tensão de pré-adensamento do solo não saturado (Figura 3.17). Para carregamentos isotrópicos, $q = 0$, a região de escoamento é formada pelas curvas LC e SI.

A elipse que representa a curva de escoamento também precisa ser definida pelos estados de ruptura do solo. Para isso, a linha de estados críticos (*Critical States Line*, CSL na

sigla em inglês) é usada. Como a coesão do solo varia proporcionalmente com a sucção aplicada, as linhas de estado crítico são deslocadas para a esquerda no plano (p, q) , conforme o aumento da sucção. Este deslocamento traduz o crescimento da coesão aparente em solos não saturados em função da sucção. Para manter a simplicidade, os autores consideram tal relação uma função linear:

$$p = -p_s = -ks \quad (16)$$

Em que k representa o aumento linear da coesão com o aumento da sucção.

Pela Equação (16) e observando a Figura 3.17, conclui-se que a elipse de escoamento terá o eixo principal dado pelo segmento $-p_s(s)$ até $p_0(s)$ e sua equação será:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (17)$$

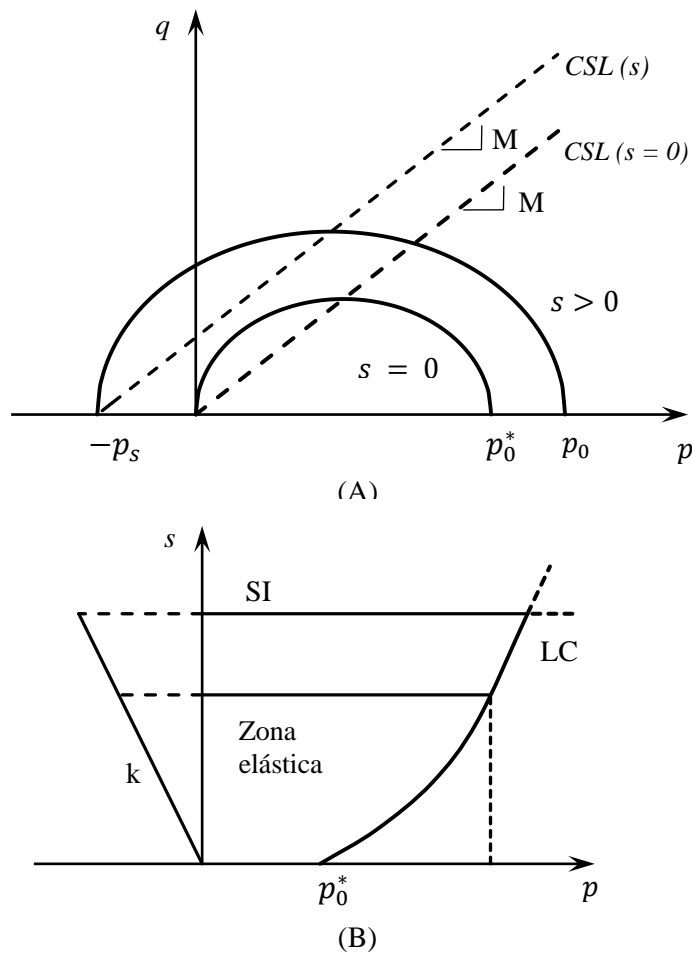


Figura 3.17 - Curvas de escoamento do BBM. (A) No plano (p, q) ; (B) No plano (p, s) - Modificado de Alonso, Gens e Josa (1990).

Para garantir a consistência do modelo, os autores propõe que a reta SI seja estendida no espaço (p, s, q) como um plano paralelo ao eixo q . Com isso a superfície de escoamento que é característica do BBM é definida (Figura 3.14).

3.5 Simulação numérica de fundações em solos não saturados

A modelagem numérica de sistema solo-fundação é interessante pois possibilita a análise das condições que influenciam a performance do modelo estudado. Por exemplo, é possível avaliar a influência do tipo de solo (coesivo ou não-coesivo, etc), do tipo de fundação (direta, profunda, etc), da deformabilidade da fundação (rígida, flexível, etc), das dimensões do elemento de fundação, do nível de confinamento, do tipo de drenagem (drenado, não drenado), da velocidade de carregamento, do valor de sucção, e assim por diante.

Existem vantagens óbvias em se utilizar modelos numéricos: facilidade, baixo custo e menor tempo de implementação; além disso, há a possibilidade de se analisar com detalhes o desenvolvimento das tensões e deformações em qualquer ponto do modelo.

A principal desvantagem é a confiabilidade dos resultados. Por isso, busca-se sempre compará-los aos de modelos reais equivalentes.

A utilização do BBM como modelo constitutivo para simulação numérica do comportamento tensão-deformação de elementos de fundações em solos não saturados é discutida nos parágrafos a seguir. O BBM descreve bem tais situações, e as análises dos autores quanto ao assunto atribuem isto ao desenvolvimento das curvas de escoamento que têm a sucção como variável de estado.

Abed e Vermeer (2009) apresentam os resultados de simulações numéricas de uma sapata em solo não saturado. As simulações foram implementadas no programa PLAXIS utilizando o BBM para simulações que consideraram o efeito da sucção e o MCC para as que não o levaram em conta.

O elemento de fundação estudado é uma sapata de 1,0 m de largura, considerada rugosa e flexível. Os parâmetros mecânicos do solo, os quais são apresentados na Tabela 3, foram adotados com base em resultados de ensaios disponíveis na literatura para um silte colapsível.

Tabela 3 – Parâmetros mecânicos do BBM utilizados por (ABED; VERMEER, 2009).

Parâmetro	Valor	Parâmetro	Valor
M	1,24	$\lambda(0)$	0,220
p_0^*	80 [kPa]	r	0,560
κ	0,006	β	0,022 [kPa ⁻¹]
κ_s	0,008	p^c	18 [kPa]

Na primeira etapa do estudo, os autores adotaram o nível do lençol freático 2,0 m abaixo da base da sapata, o que implica um valor de sucção de 20 kPa logo abaixo do elemento de fundação. Para a simulação com o MCC, a sucção foi definida como zero. Na próxima etapa, a sapata foi carregada até a tensão de 150 kPa. Depois, para ambos os casos, o nível d'água foi transferido para o nível do terreno, promovendo a saturação (ou inundação) do sistema. O resultado na curva de recalque é mostrado na Figura 3.18:

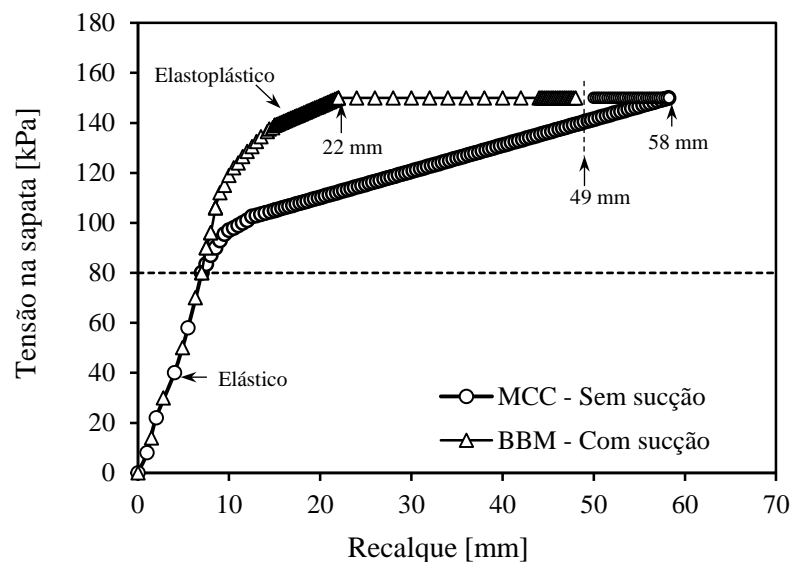


Figura 3.18 - Curva tensão-recalque para a sapata (ABED; VERMEER, 2009).

Nas curvas da Figura 3.18, é possível identificar que o comportamento do BBM é idêntico ao do MCC para tensões menores que a de pré-adensamento (80 kPa). Para tensões maiores que esta, o MCC não considera o efeito da sucção e, por consequência, o solo desenvolve

deformações plásticas. Analisando a simulação que utilizou o BBM, a inclusão da sucção por meio dos parâmetros constitutivos implicou a expansão da zona elástica do solo e conseqüentemente o desenvolvimento de menores recalques.

Observa-se o efeito do aumento do nível d'água nas curvas. A simulação com o BBM gerou um recalque adicional de 27 mm, refletindo a perda da coesão aparente proporcionada pela sucção e o colapso do solo. Para o método MCC houve expansão do solo de cerca de 11 mm, fato explicado pela diminuição da tensão efetiva gerada pela saturação do mesmo quando se desconsidera a influência da sucção no solo. Apesar de as curvas apresentarem recalque final parecido, o comportamento é consideravelmente diferente. Neste caso, considera-se que o BBM descreve melhor uma situação real de campo.

Abed e Vermeer (2009) também realizaram simulações em que a inundação do solo se deu de maneira constante, como aconteceria no caso de uma chuva duradoura, por exemplo. Os resultados mostraram que neste caso, as deformações são inicialmente elevadas, mas depois deixam de aumentar, caracterizando o chamado “colapso parcial”, situação em que, se houver inundação subsequente, o solo sofrerá novo colapso, somando-se ao existente.

Le et al. (2013) também avaliam os efeitos de chuva contínua sobre uma sapata utilizando o programa *Code_Bright* e o BBM. Neste estudo, entretanto, os autores adicionam os efeitos da heterogeneidade do solo à análise, por meio da variação semialeatória da porosidade ou da tensão de pré-adensamento do solo de suporte, e fazem uma análise estatística da probabilidade de o recalque passar de um limite preestabelecido. Concluem que o BBM responde bem a este tipo de análise, pois a dispersão de resultados condiz com o modelo estatístico utilizado.

Outra simulação que utilizou o BBM como modelo constitutivo foi a desenvolvida por González e Gens (2013). Neste artigo, os autores utilizam o programa PLAXIS para simular numericamente uma sapata. Analisou-se a influência do aumento do nível d'água, do tipo de sapata empregada (rígida ou flexível) e do método de cálculo nas curvas tensão-recalque e no desenvolvimento das tensões nos materiais.

Os parâmetros mecânicos do solo estudado foram determinados com base em informações obtidas na bibliografia para um silte compactado (Tabela 4). Os autores ainda realizaram simulações numéricas de ensaios de compressão edométrica e triaxial para averiguar a validade dos parâmetros.

Tabela 4 - Parâmetros mecânicos do solo no BBM utilizados por González e Gens (2013).

Parâmetro	Valor	Parâmetro	Valor
M	1,45	$\lambda(0)$	0,120
p_0^*	55 [kPa]	r	0,500
κ	0,005	β	0,005 [kPa ⁻¹]
κ_s	0,140	p^c	1,0 [kPa]

A sapata tem largura de 1,0 m, e foram feitas duas baterias de ensaios: na primeira, carregou-se a sapata com a profundidade do nível d'água constante em 10 m, 5 m e superficial. Na segunda, carregou-se a sapata mantendo-se o N.A. constante em 5 m de profundidade, seguido de um aumento do N.A. para a superfície (ou seja, inundando a sapata) a tensões de 75 kPa, 100 kPa e 125 kPa.

Os resultados da primeira bateria de ensaios são mostrados na Figura 3.19. Observa-se que o solo é mais resistente para maiores profundidades do nível d'água, ou seja, para maiores valores de sucção. Uma informação interessante apresentada pelos autores é o caminho das tensões desenvolvidas pelo solo. Vê-se claramente a plastificação sofrida analisando a Figura 3.19 (B), onde são apresentadas as zonas elásticas no plano (p, q) .

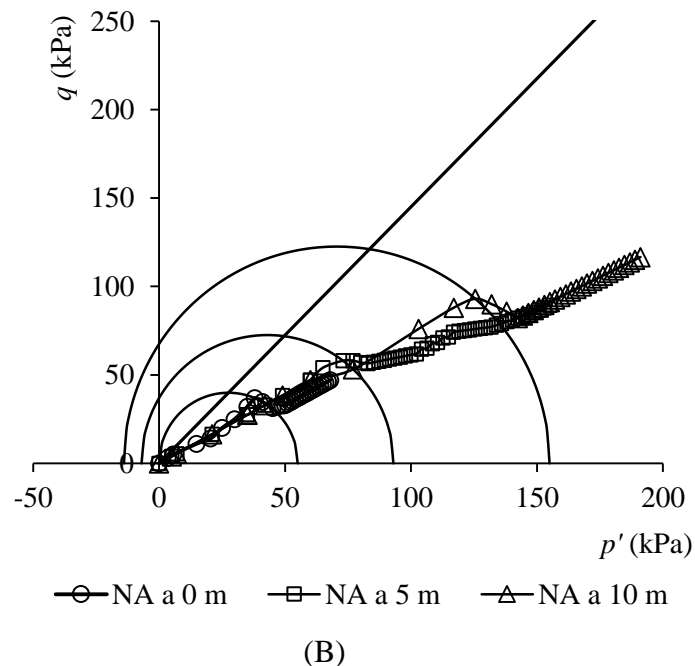
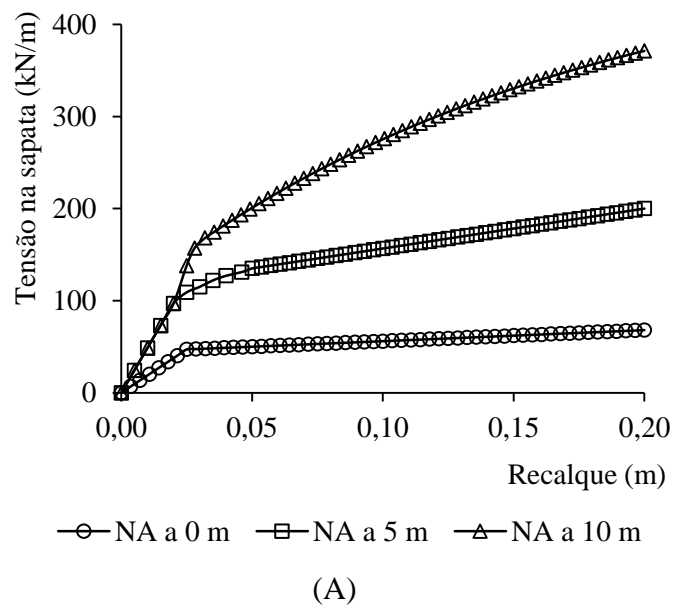


Figura 3.19 - Resultados obtidos por González e Gens (2013) para a primeira bateria de simulações numéricas. (A) Gráfico do recalque vs carga na sapata ; (B) Representação da plastificação sofrida pelo solo abaixo da sapata, com detalhe para a linha de estados críticos.

Os resultados da segunda bateria de simulações mostraram que o colapso cresce com o aumento da tensão aplicada ao solo pela sapata. Neste caso, o comportamento é regido pela posição das curvas de escoamento LC: para tensões pequenas, o colapso não movimentava a zona elástica (caso da tensão de 75 kPa, que não apresentou colapso); para a diminuição da sucção a níveis maiores de tensões, ocorre o deslocamento da curva LC, como discutido no item 3.4.2.

Um dos casos mais bem estudados envolvendo colapso ocorreu na cidade de Pereira Barreto (SP) após a construção da Usina Hidrelétrica Três Irmãos pela CESP. O processo de construção da usina, como descrito por Rodrigues (2007) e Vilar e Rodrigues (2011), elevou o nível d'água subterrâneo da cidade em até 20 m. O local, distante 43 km de Ilha Solteira (SP), possui uma camada de 5 a 10 m de uma areia argilosa coluvionar muito porosa e de baixa resistência à penetração, o que indicou aos técnicos da CESP (empresa responsável pela construção da usina) a possibilidade de colapso.

De fato, ensaios de laboratório confirmaram a colapsibilidade do solo local, e diversas residências em locais de risco receberam monitoramento geotécnico, especificamente medidas de recalque e profundidade do nível d'água. Foram confeccionadas plantas baixas para as casas que não as possuíam, inclusive com verificação do tipo de fundação e estimativa das cargas sobre as mesmas

Com os dados de avanço do nível d'água, e com os parâmetros do solo tendo sido obtidos por meio de ensaios de laboratório os parâmetros do solo, o autor simulou numericamente os elementos de fundações das casas monitoradas (sapatas corridas), utilizando o programa *Code_Bright* em conjunto com o BBM. Os parâmetros mecânicos do solo são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Parâmetros mecânicos do solo no BBM utilizados por Rodrigues (2007).

Parâmetro	Valor	Parâmetro	Valor
M	1,24	$\lambda(0)$	0,141
p_0^*	25 [kPa]	r	0,790
κ	0,013	β	0,015 [kPa ⁻¹]
κ_s	0,002	p^c	1,0 [kPa]

As condições de contorno iniciais foram escolhidas com base nos dados de campo obtidos na região. A sucção antes do aumento do lençol freático foi considerada constante em 60 kPa na camada colapsível. A tensão nas sapatas, estimada com base nas características das casas, e a largura de cada uma das quatro casas estudadas foram, respectivamente, 76 kPa e 0,60 m (PB-1) e 21 kPa e 0,90 m (PB-3). Os resultados obtidos pelo autor são mostrados na Figura 3.20.

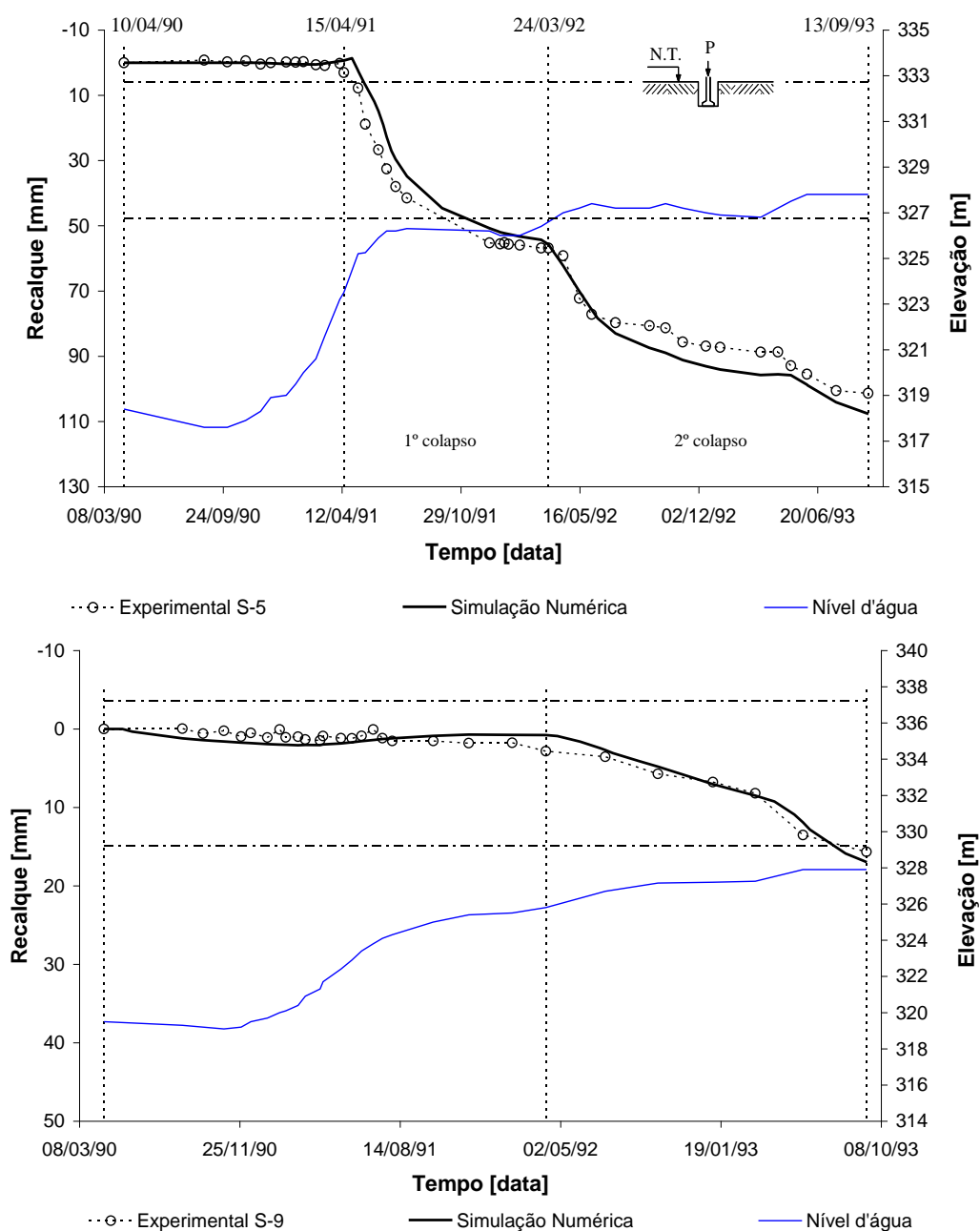


Figura 3.20 - Evolução dos recalques em função do tempo para o aumento do nível d'água (RODRIGUES, 2007).

Os resultados mostram como a simulação numérica representou satisfatoriamente os recalques medidos em campo. Nas duas simulações apresentadas, é interessante notar que os recalques só ocorrem depois de o nível freático atingir a camada colapsável. Este comportamento é implementado graças ao acoplamento hidromecânico possibilitado pelo *Code_Bright*.

Na simulação da sapata PB-1, o aumento do nível d'água levou a sucção na camada colapsável a apenas 25 kPa. Desta forma, é possível constatar a capacidade do modelo de

reproduzir o colapso dos solos. O autor ainda salienta que o recalque foi causado provavelmente apenas pela redistribuição das tensões do peso próprio, explicando que a tensão aplicada pela sapata é muito baixa.

Na sapata PB-3, pode-se observar que o nível d'água não atingiu a camada colapsível e, por isso, os recalques sofridos e simulados foram menores. Houve, entretanto, diminuição da sucção, visto que o solo abaixo da sapata foi gradualmente saturado por capilaridade.

Rodrigues (2007) também analisa a forma como o BBM computa o colapso por meio da expansão da zona elástica do solo, o que significa o aumento de uma de suas variáveis principais, a tensão de pré-adensamento para o solo saturado, p_0^* (Figura 3.21).

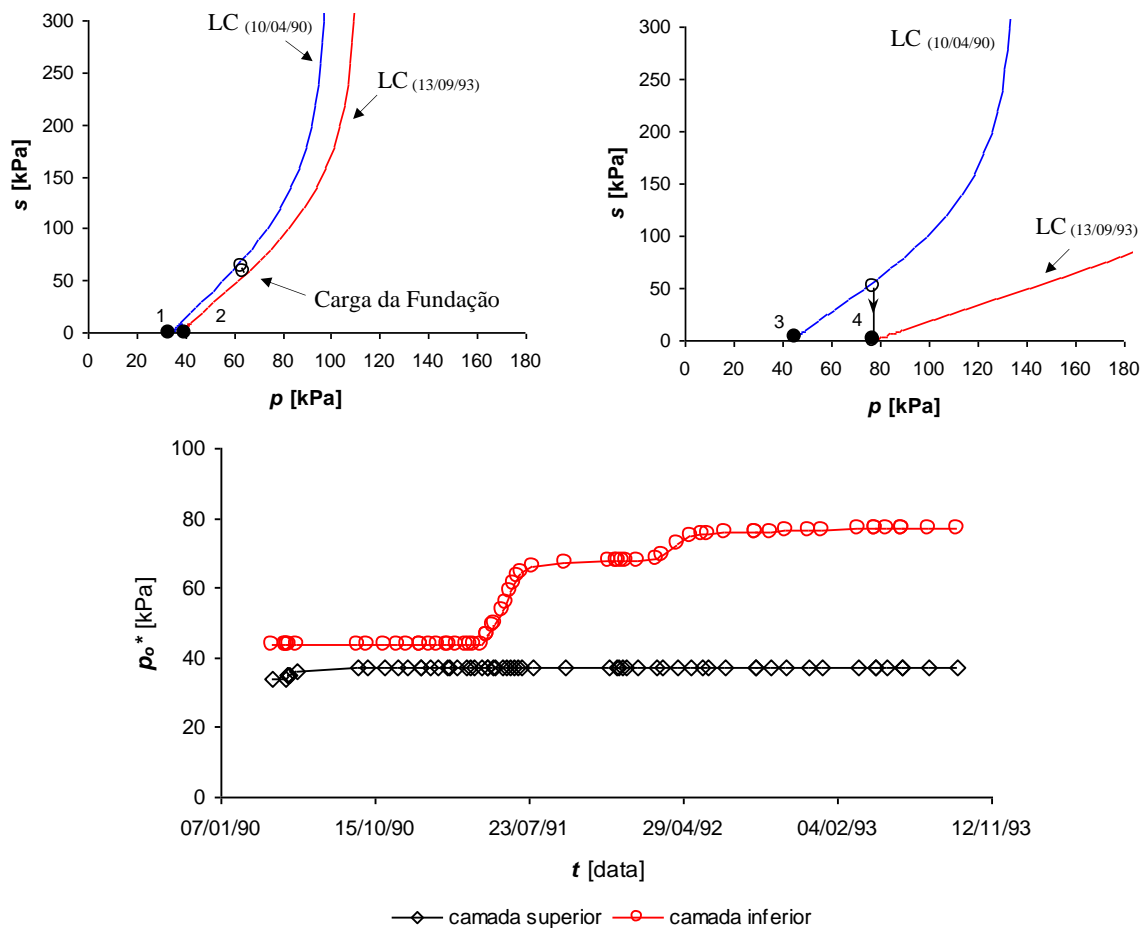


Figura 3.21 - Movimentação da curva LC após o colapso modelado e avanço de p_0^* com o tempo (RODRIGUES, 2007).

Neste sentido, Fu, Chen e Liu (2016) realizaram simulações numéricas de provas de carga em placa realizadas em laboratório sobre um solo não coesivo, analisando a influência de diversos fatores. Entre eles, o desenvolvimento das deformações e transmissão das tensões no material; a importância do atrito entre as partículas de solo, da rugosidade e das dimensões da

placa nos resultados; a tensão admissível, deformação e tipo de ruptura. As principais conclusões apresentadas indicam que, quanto maior o atrito entre as partículas, mais restrito é o bulbo formado pela dispersão das tensões. Também que a influência das dimensões da placa, ou fator de escala, na tensão admissível está ligada à não linearidade da capacidade de carga do solo abaixo do elemento de carga.

3.6 Área estudada e ensaios de carga em placa

3.6.1 A cidade de Ilha Solteira

A cidade de Ilha Solteira localiza-se no extremo noroeste do Estado de São Paulo, a 650 km da capital (51°06'35"W , 20°38'44"S). Com população de pouco mais de 26.000 habitantes (2016), a cidade possui a maior Usina Hidrelétrica (UHE) do estado, a terceira maior do Brasil, com capacidade de geração de 3.444 MW. Além da UHE, o município abriga o Campus da UNESP, o que cria as condições para que o solo da região seja um dos mais bem estudados do país.

Ilha solteira encontra-se na bacia sedimentar do Rio Paraná, cercada pelos rios Paraná e Tietê. Houve persistente subsidência da bacia, o que permitiu a acumulação de sedimentos neopaleozoicos, mesozoicos e cenozoicos. Encontram-se depósitos mais recentes do grupo Bauru, que são compostos por arenitos avermelhados de granulação fina. As camadas superiores são compostas por areias com porcentagem variável de argila, com o solo superficial composto por sedimentos inconsolidados de natureza coluvionar ou aluvionar (SOUZA, 1993).



Figura 3.22 - Localização de Ilha Solteira, Bauru e São Paulo (Capital) no Estado de São Paulo.

O clima da região é considerado tropical úmido (Aw), com verões chuvosos e invernos secos. A temperatura média a cidade é de 24,2°C, com umidade relativa do ar média de 73,9%. Um gráfico com as temperaturas médias e precipitação de cada mês é mostrado na Figura 3.23.

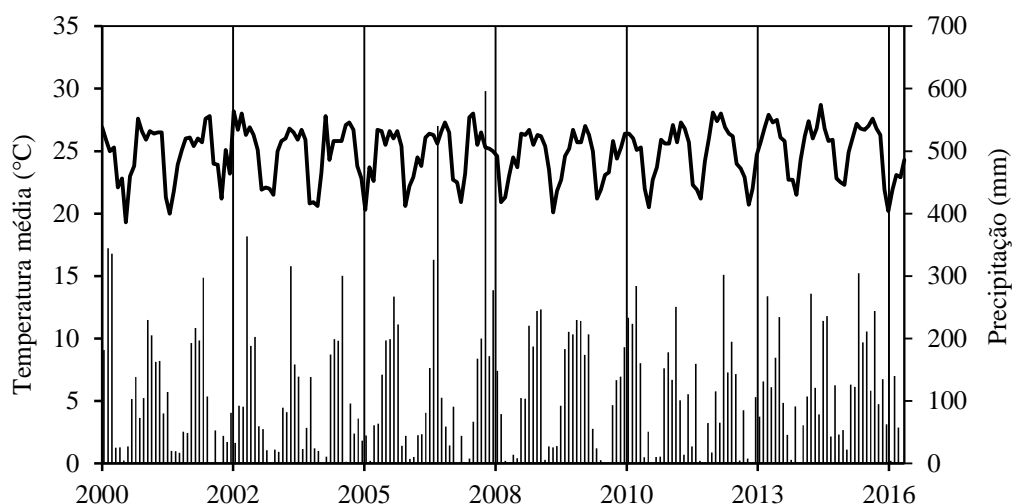


Figura 3.23 - Temperatura média e precipitação por mensal para a cidade de Ilha Solteira (SP) - Dados obtidos por meio da estação meteorológica de Ilha Solteira (FEIS, 2016).

3.6.1.1 Dados geotécnicos de Ilha Solteira

Nesta etapa são mostradas e discutidas as características geotécnicas da cidade de Ilha Solteira. Os dados apresentados nos próximos itens foram retirados da literatura disponível, principalmente de Ferreira e Monteiro (1985) e Souza (1993) – artigo publicado por engenheiros da CESP e dissertação que contém as provas de carga estudadas nesta dissertação. Entretanto, apesar de essas informações serem úteis para guiar os ensaios de caracterização e análise do solo, os parâmetros mecânicos e hidráulicos utilizados para calibrar o BBM são aqueles apresentados na seção de Resultados deste trabalho, que se referem à área estudada.

As camadas superficiais podem ser divididas em: (1) primeira camada de areia fina argilosa coluvionar pouco compacta, com número de golpes de SPT baixo (<5) até a profundidade de 12 m (variando entre 5 e 17 m); (2) segunda camada com maior quantidade de areia média e eventualmente cascalho, com SPT alto (>15); (3) e terceira camada composta majoritariamente por areia fina compacta com menor quantidade de argila. O perfil do subsolo, com resultados de alguns ensaios de resistência e classificação, é apresentado na Figura 3.24.

A camada superficial, que é o principal objeto de estudo desta dissertação, é composta por uma mistura de areia média (0,5-2,5%), areia fina (50-65%), silte (4-10%) e argila (20-30%), com limite de liquidez entre 20 e 28% e limite de plasticidade entre 10 e 15%.

Observa-se consistência entre os resultados de caracterização publicados por Souza (1993) e Ferreira e Monteiro (1985).

Tabela 6 - Quadro resumo dos resultados dos ensaios de caracterização feitos por Souza (1993).

Prof. (m)	LL (%)	LP (%)	e_0	ρ_d (g/cm ³)	GC (%)	Classificação
0,5	23,8	13,6	0,685	1,600	83,3	Areia argilosa fina
1,0	24,8	13,8	0,845	1,465	76,0	Areia pouco argilosa fina
1,5	27,3	12,5	1,074	1,270	65,6	Areia pouco argilosa fina
2,0	28,2	14,0	0,974	1,347	69,6	Areia pouco argilosa fina

Os dados resumidos nesta seção até aqui indicam a possibilidade do solo superficial de Ilha Solteira ser colapsível. Baixos valores de SPT e resistência de cone, alto índice de vazios e baixa massa específica seca indicam que o potencial de colapso deve ser alto a baixas profundidades e diminuir com profundidades maiores. De fato, resultados de ensaios edométricos simples com inundação realizados a diferentes profundidades mostram exatamente este tipo de comportamento, conforme apresentado na Figura 3.25.

Outro dado interessante presente na literatura é a análise da estrutura do solo no colapso. Para isso, solo deformado foi compactado com grau de compactação e umidade alvo iguais ao do solo em estado natural. As amostras então foram levadas à compressão edométrica e inundadas a diferentes tensões aplicadas. Os resultados são apresentados na Figura 3.26.

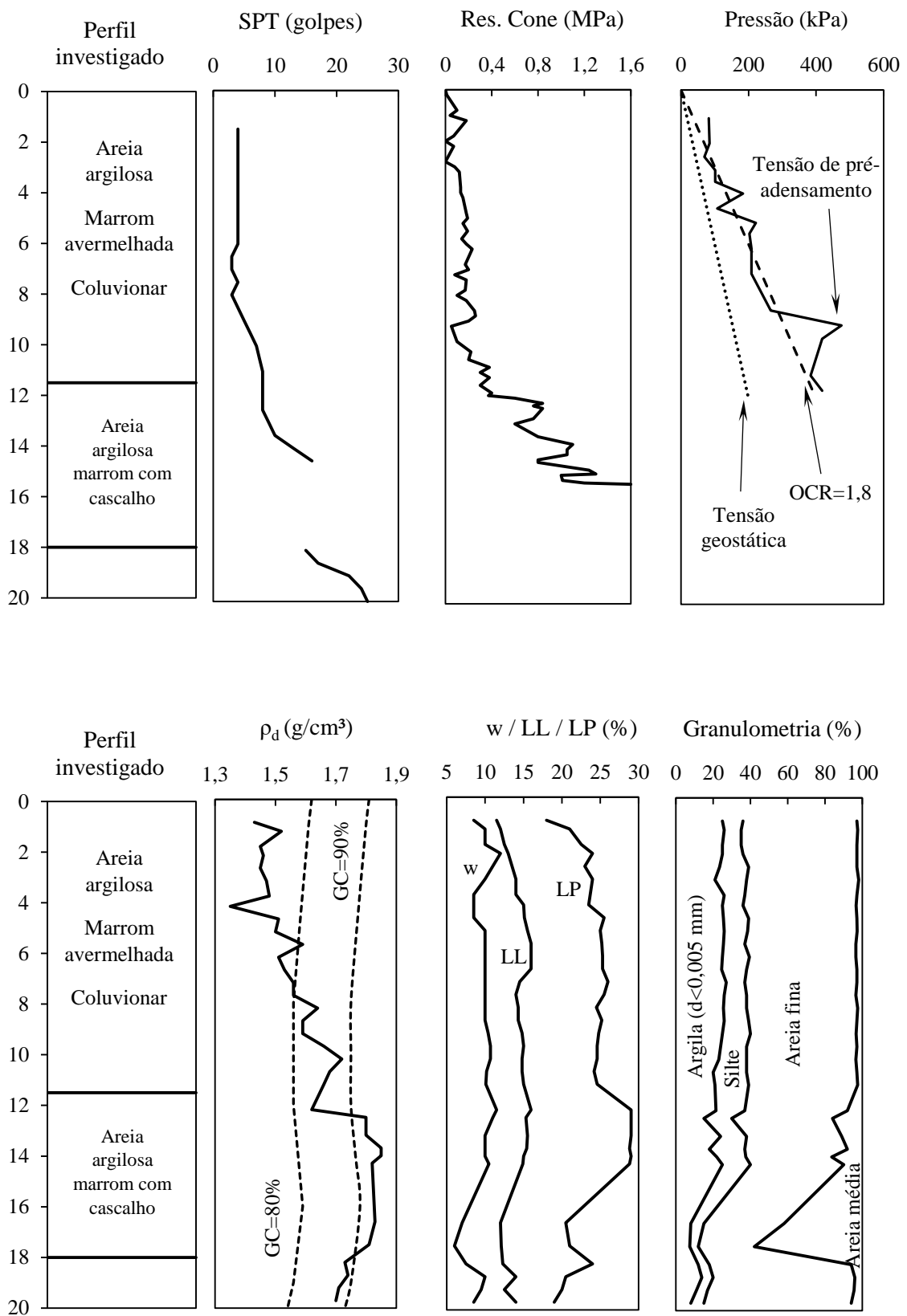


Figura 3.24 - Perfil do subsolo - resultados de testes *in situ* e parâmetros de classificação – Modificado de Ferreira e Monteiro (1985).

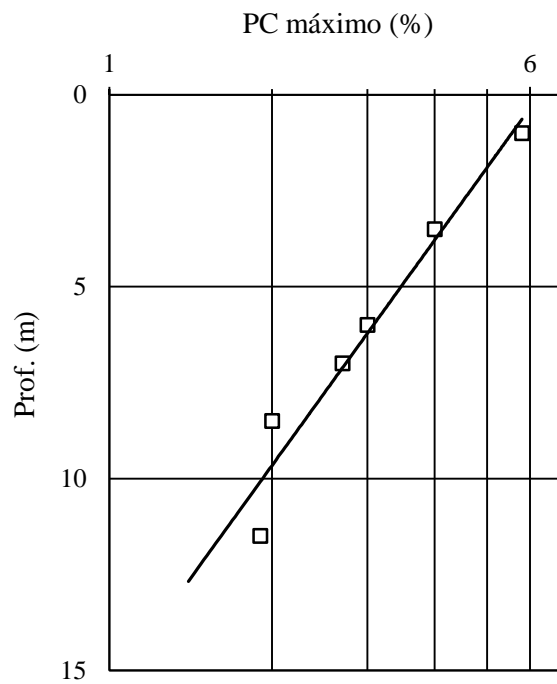


Figura 3.25 - Correlação entre colapso máximo e profundidade (FERREIRA; MONTEIRO, 1985).

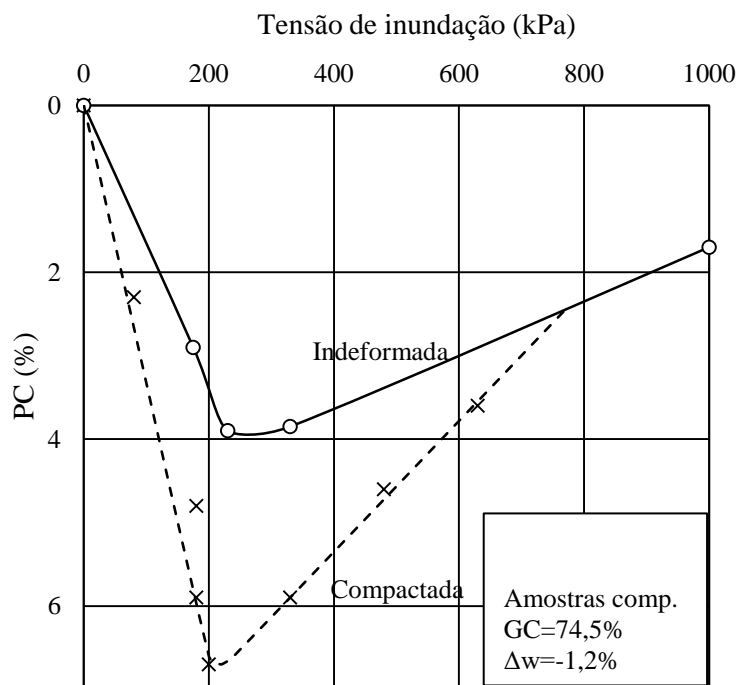


Figura 3.26 - Influência da perturbação da estrutura do solo na magnitude do colapso em testes edométricos (FERREIRA; MONTEIRO, 1985).

3.6.2 *Ensaio de campo*

A compactação é um dos procedimentos mais comuns de melhoria do solo e baseia-se inicialmente na determinação da umidade ótima e da massa específica seca máxima do solo em laboratório. A execução correta da compactação em campo é fator decisivo para o bom desempenho do comportamento do solo.

Na literatura científica são encontrados diversos trabalhos desenvolvidos em laboratório que tratam de estudos da colapsibilidade com solos compactados. No entanto, poucos trabalhos abordam o uso do processo de compactação como método de melhoria dos solos colapsíveis, visando reduzir o colapso dos solos. Destes, destacam-se os trabalhos de Booth (1975).

No tocante aos tipos de fundações, em princípio, devem ser evitadas fundações superficiais apoiadas nesses solos, a não ser que sejam realizados estudos mais detalhados, considerando-se as tensões a serem aplicadas pelas fundações e a possibilidade de umedecimento do solo. Fundações profundas são alternativas mais seguras para minimizar o efeito das deformações por colapso.

A compactação do solo é uma alternativa atraente e de baixo custo para minimizar a colapsibilidade dos solos em edificações de pequeno porte desde que as premissas básicas relacionadas ao controle de compactação sejam obedecidas. A compactação do solo, portanto, pode viabilizar o emprego de fundações em sapatas em solos colapsíveis. A solução consiste na remoção da camada de apoio de cada sapata na espessura correspondente à largura da sapata e sua reposição em subcamadas compactadas. Tal solução é relativamente antiga conforme relatado em Vilar (1996).

A compactação poderia ser realizada em todo o bulbo de tensões do solo correspondente a base da sapata, pois quanto mais espessa a camada compactada, melhor o resultado desejado. Mas a justificativa em compactar uma camada de solo de profundidade igual à largura da sapata, além do aspecto econômico, é a que na profundidade $z = B$ a parcela propagada equivale somente a 25% da tensão aplicada por uma sapata quadrada, de acordo com a propagação de tensões 2:1 (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2003). Evidentemente, a solução não se aplica aos casos de sapatas de grandes dimensões, pois é inviável remover uma camada muito espessa de solo para compactá-lo em cava.

Souza (1993) utilizou esta técnica ao construir um protótipo de sapata e realizar provas de carga em placa sobre solo de base compactado. Para testar sua eficácia, realizou a inundação

da do sistema solo-fundação e solo-placa.

Nesta seção, as provas de carga em placa e os ensaios de carregamento em protótipo de sapata são descritas. Elas foram realizadas por Souza (1993) no campus experimental da Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, em conjunto com ensaios de caracterização.

3.6.2.1 Provas de carga em placa

Foram realizadas quatro provas de carga em placa:

- Prova de carga em cava seca (umidade natural);
- Prova de carga em cava inundada a tensão de 60 kPa;
- Prova de carga em cava seca (umidade natural), com solo de base compactado;
- Prova de carga em cava inundada a tensão de 60 kPa, com solo de base compactado.

Foram utilizadas placas de 0,80 m de diâmetro (equivalente a área de 0,5 m²), e os ensaios foram realizados a profundidade de 0,70 m. Para o ensaio com solo de base compactado, utilizou-se o próprio solo retirado da cava para compactar-se a área da base até profundidade de 0,60 m abaixo da placa.

Como descrito pelo autor, “os carregamentos foram feitos em estágios sucessivos de 5 kN até que se atingisse o dobro da taxa admitida para o solo, segundo a NBR 6489 (dezembro/1984), adotando-se carregamento lento, tanto para a cava seca como para a inundada”.

O detalhamento do sistema de reação, rotulagem e especificações da placa, célula de carga, indicador de deformações e extensômetros estão disponíveis no trabalho citado.

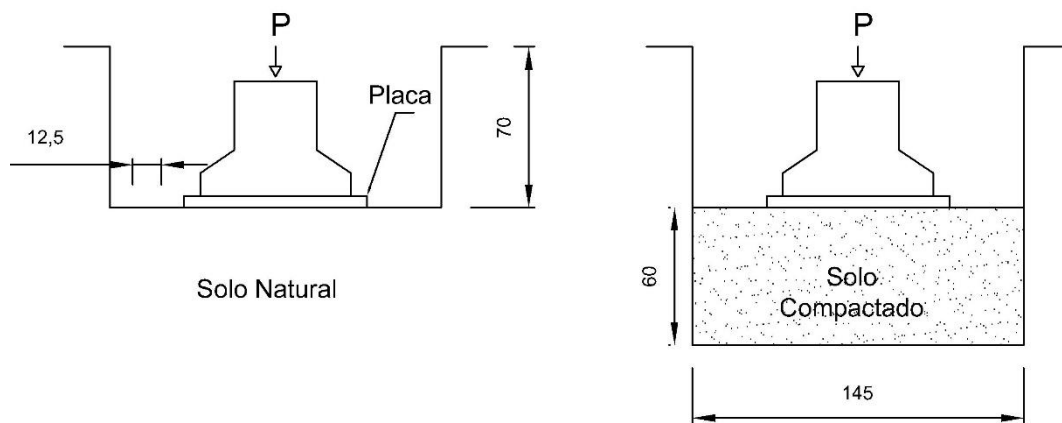


Figura 3.27 - Cavas confeccionadas para as provas de carga sem inundação sobre solo de fundação natural e compactado, respectivamente (Modificado de SOUZA, 1993).

A fim de analisar o efeito do colapso sobre as provas de carga, foram realizadas provas de carga com inundação a tensão aplicada de 60 kPa. Para isso, foram abertos orifícios ao redor da placa rígida, no interior da cava. Esses foram escavados utilizando trado manual de 12,5 cm de diâmetro, até profundidade de 0,4 m e preenchidos por seixos rolados (Figura 3.28).

Durante o ensaio com inundação, quando foi atingida a tensão de 60 kPa, utilizou-se uma mangueira para preencher os orifícios. O nível d'água foi levado até 10 cm de altura a partir da base da cava e mantido até o fim dos ensaios, para garantir a saturação do solo.

Os resultados das provas de carga são apresentados na Figura 3.29:

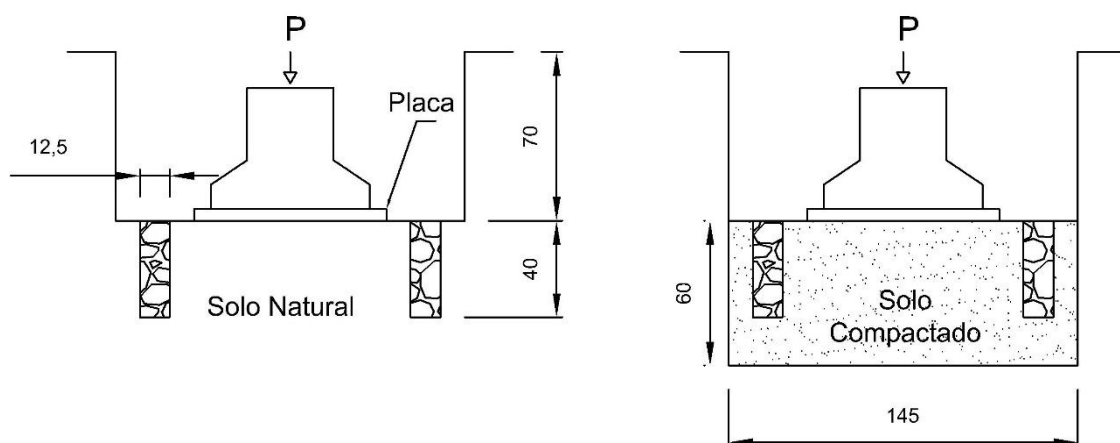
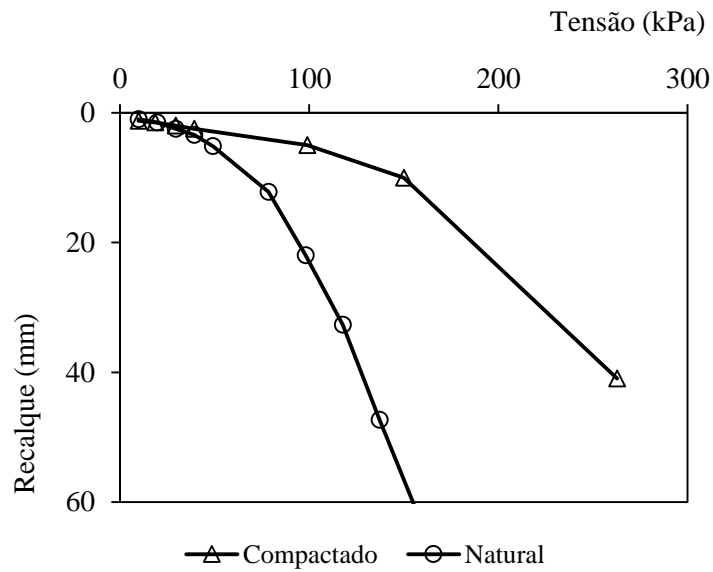
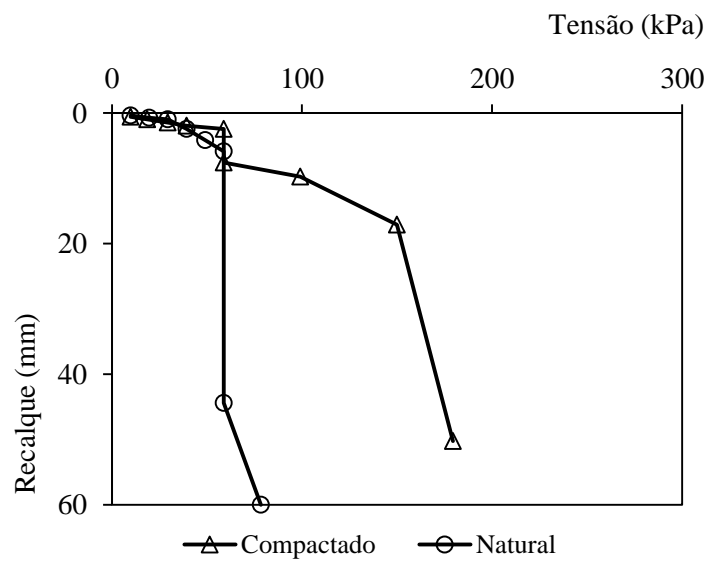


Figura 3.28 - Vista lateral do sistema para inundação utilizado na prova de carga. Dimensões em cm – Adaptado de Souza (1993).



Prova de carga em placa sem inundação



Prova de carga em placa com inundação

Figura 3.29 - Resultados das provas de carga realizadas por Souza (1993) - Modificado.

Os resultados mostram que o melhoramento do solo por meio da compactação causou seu enrijecimento. Isso significa que o sistema de fundação sobre solo compactado sofre menores recalques para o mesmo nível de tensão. Também é possível identificar que o solo compactado é menos suscetível ao colapso em provas de carga em placa.

3.6.2.2 Ensaios de carregamento em protótipos de sapatas

Além das provas de carga em placa, foram construídas, carregadas e inundadas duas sapatas. Estes ensaios seguiram o padrão das provas de carga em placa: As sapatas foram apoiadas a 0,70 m de profundidade, uma das sapatas teve solo de fundação inalterado, enquanto a outra teve o solo subjacente compactado.

Para a sapata sobre solo compactado, utilizou-se o próprio solo retirado da cava para a compactação. Foi utilizado soquete manual de 15 kg caindo de uma altura de 0,20 m aproximadamente. A umidade do solo foi corrigida para $w_{ot} \pm 2\%$, e o controle do processo foi feito por meio da retirada de amostras com um extrator cilíndrico. Segundo o autor, o grau de compactação máximo obtido foi de 94% em relação ao grau de compactação máximo do proctor normal.

Após a construção das cavas, foi lançada uma camada de 5 cm de espessura de concreto magro (traço 1:4) para regularização. Abaixo segue a transcrição da forma de construção das sapatas:

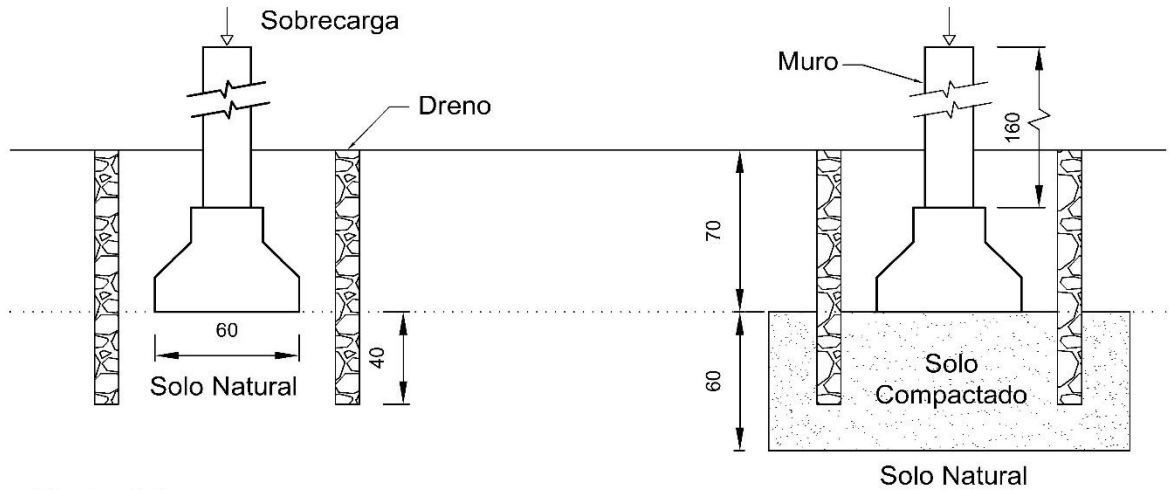
“Na base das sapatas foram colocadas armaduras, com a finalidade de dar maior rigidez na direção da menor direção da sapata, evitando-se desta forma flexões indesejáveis nesta direção (Rodriguez, 1993). Efetuou-se a concretagem das sapatas com concreto traço 1:2,5 (em volume), sobre as quais foram colocados os pinos da 1ª fase de leitura de recalques.

Decorridos cinco dias, as formas foram retiradas e em seguida assentadas as duas primeiras fiadas de blocos de concreto. Na segunda fiada procedeu-se a instalação dos pinos que foram utilizados na 2ª, 3ª e 4ª fases de leituras de recalques.

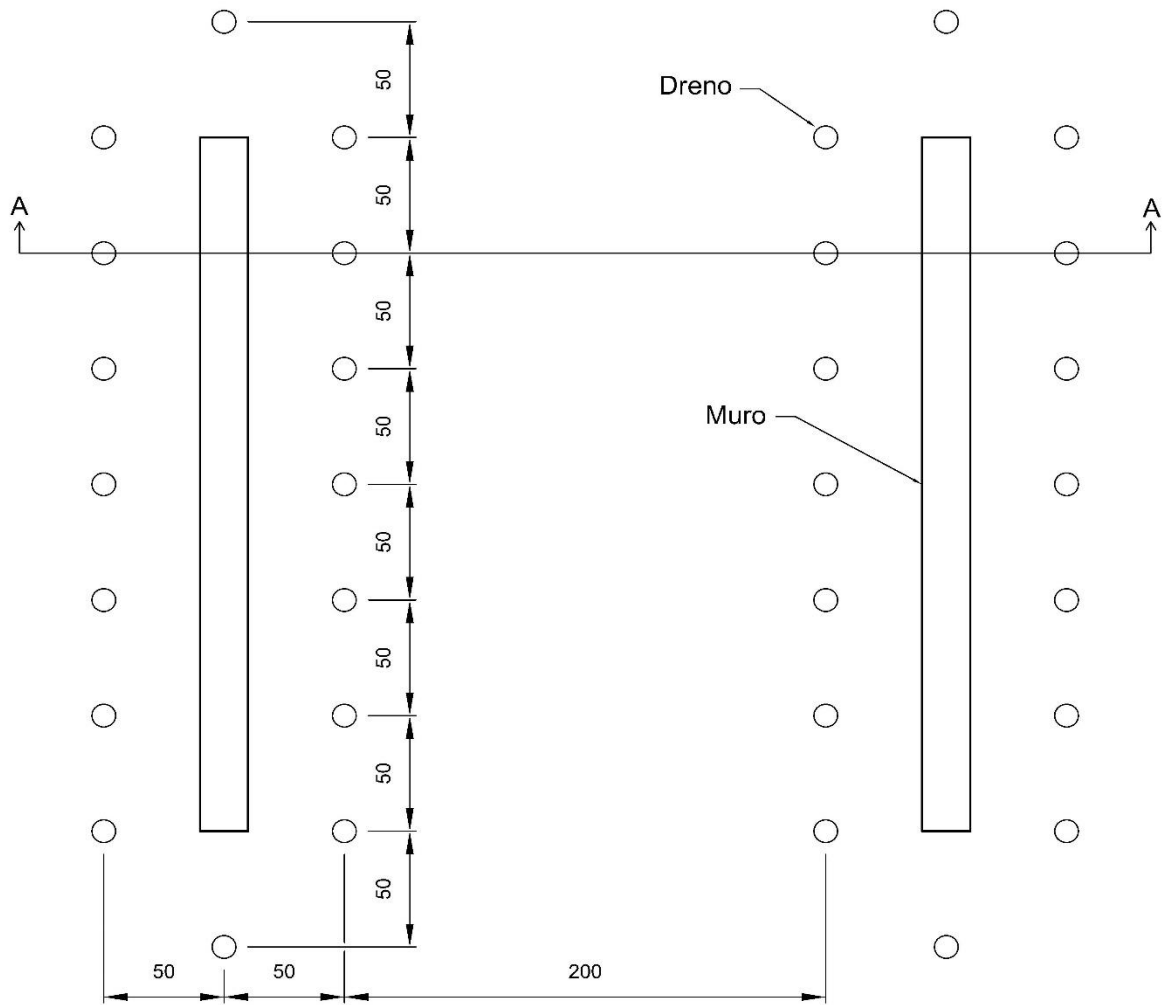
Prosseguiu-se o assentamento das demais fiadas: na última foram colocadas três barras de aço CA-50 e $\phi=6$ mm, seguida da concretagem (traço 1:3 em volume), a fim de criar uma viga na parte superior do muro, para melhor distribuição das cargas aplicadas sobre os muros.

Os muros construídos têm 1,60 m de altura por 3,0 m de comprimento, nos quais utilizaram-se blocos de concreto de (20x20x40 cm), que são muito empregados nas edificações da região em estudo. ”

A inundação das sapatas foi feita utilizando um método parecido com o das provas de carga: foram escavados orifícios ao redor da sapata, distantes 0,50 m do eixo da mesma e entre si (Figura 3.30). Posteriormente estes orifícios foram preenchidos por seixos rolados e, durante a inundação, cheios de  gua.



Corte AA



Planta

Figura 3.30 – Vistas de planta e elevação dos ensaios de carregamento nos protótipos de sapata. Dimensões em cm. Modificado de Souza (1993).

Utilizou-se um método topográfico para a medição de recalques. A altura dos pinos de referência instalados na lateral dos muros foi comparada com a de uma referência de nível construída a uma distância suficiente, de tal forma que fosse considerada fixa. Uma descrição detalhada deste procedimento é encontrada no trabalho citado.

O ensaio de carregamento das sapatas pode ser dividido em 4 etapas: (1^a) Concretagem da sapata; (2^a) assentamento da alvenaria do muro; (3^a) carregamento dos muros (totalizando uma carga média de 108,7 kN por sapata) e muros carregados ao longo do tempo; (4^a) inundação do solo de fundação. Os resultados obtidos são mostrados na Figura 3.31.

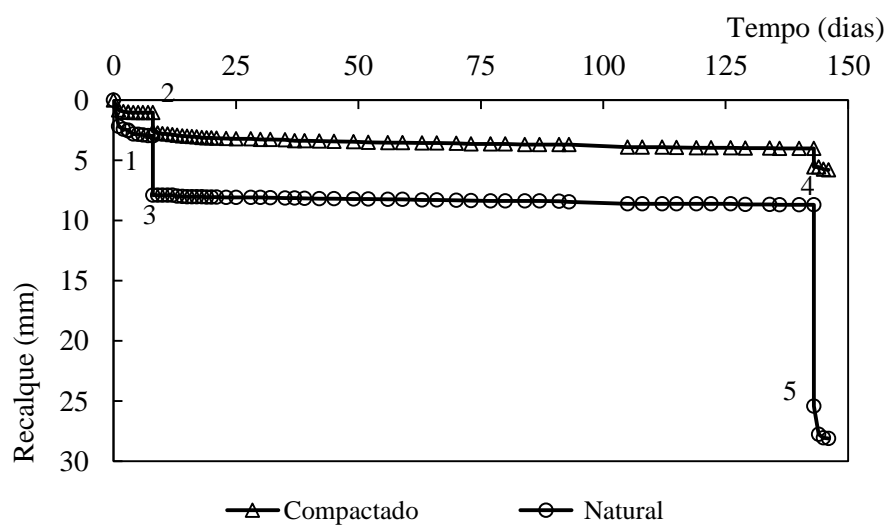


Figura 3.31 - Resultados dos ensaios de carregamento em protótipo de sapata – Modificado de Souza (1993).

Tabela 7 - Trechos de carregamento do ensaio em protótipos de sapata.

Fase	Trecho	Observações
1 ^a	0-1	Concretagem das sapatas
2 ^a	1-2	Assentamento da alvenaria dos muros
3 ^a	2-3	Carregamento dos muros
	3-4	Muros carregados ao longo do tempo
4 ^a	4-5	Inundação do solo de fundação

Os resultados mostram a superioridade da fundação sobre solo compactado em todas as etapas analisadas. Os recalques foram reduzidos em 60% na etapa de concretagem das sapatas, em 66% durante o assentamento da alvenaria, 54% durante o carregamento dos muros e em 79% na etapa de inundação.

4 Materiais e métodos

4.1 Caracterização do solo e etapa experimental

A etapa experimental deste estudo envolveu a caracterização do solo, a determinação dos parâmetros do BBM para o solo em seu estado natural, e os parâmetros do BBM para o solo compactado ao mesmo grau de compactação obtido em campo por Souza (1994). A Figura 4.1 apresenta um fluxograma com os ensaios realizados:

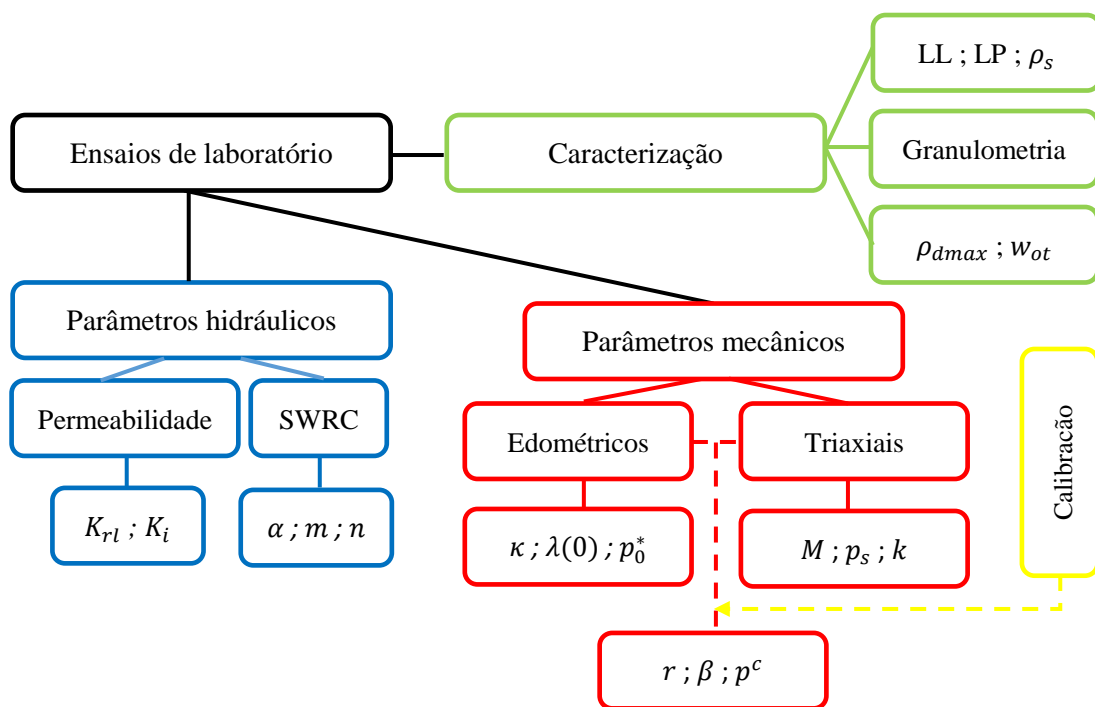


Figura 4.1 - Fluxograma com os ensaios realizados nesta pesquisa.

4.1.1 Amostragem

Foram retirados aproximadamente 200 kg de amostras do campo experimental de Ilha Solteira, com três blocos grandes (dois de 35 x 35 cm e um de 30 x 30 cm) de amostras indeformadas e cerca de 20 kg de solo solto, ambos a 1,00 m de profundidade. As amostras indeformadas foram recobertas por parafina no próprio local de coleta, a fim de se preservarem as condições estruturais e umidade. As amostras deformadas foram embaladas em plástico e seladas.



Figura 4.2 - Detalhe do momento de amostragem e, posteriormente, do bloco retirado em uso.

4.1.2 Ensaio de caracterização

Os seguintes ensaios de caracterização foram feitos segundo as normas vigentes: Determinação da massa específica dos sólidos (NBR 6508), determinação da composição granulométrica (NBR 7181), determinação dos limites de consistência (NBR 6459 e NBR 7180) e determinação da curva de compactação, tipo Proctor Normal (NBR 7182).

4.2 Ensaio para caracterização da curva de retenção

As curvas de retenção de água tanto para o solo natural quanto para o compactado foram determinadas utilizando três métodos de imposição e medição de sucção: Placa de sucção (funil de placa porosa), que é útil para impor sucções baixas; câmara de Richards, ser utilizada para sucções intermediárias e técnica de papel filtro, que pode ser utilizada em todo espectro de sucções.

Para a aplicação de todas estas técnicas, foram utilizados anéis de PVC de 50 mm de diâmetro e 10 mm de altura. Para o solo natural, as amostras foram esculpidas do bloco parafinado; para as compactadas utilizou-se um molde de compactação especialmente usinado para os anéis, e o solo foi compactado estaticamente a velocidade de 1,27 mm/min (Figura 4.3).

Como foi determinada a curva de retenção por secagem, os anéis com as amostras foram inicialmente saturados por capilaridade com água deaerada. Posteriormente, estes foram secos até a umidade ou sucção alvo.

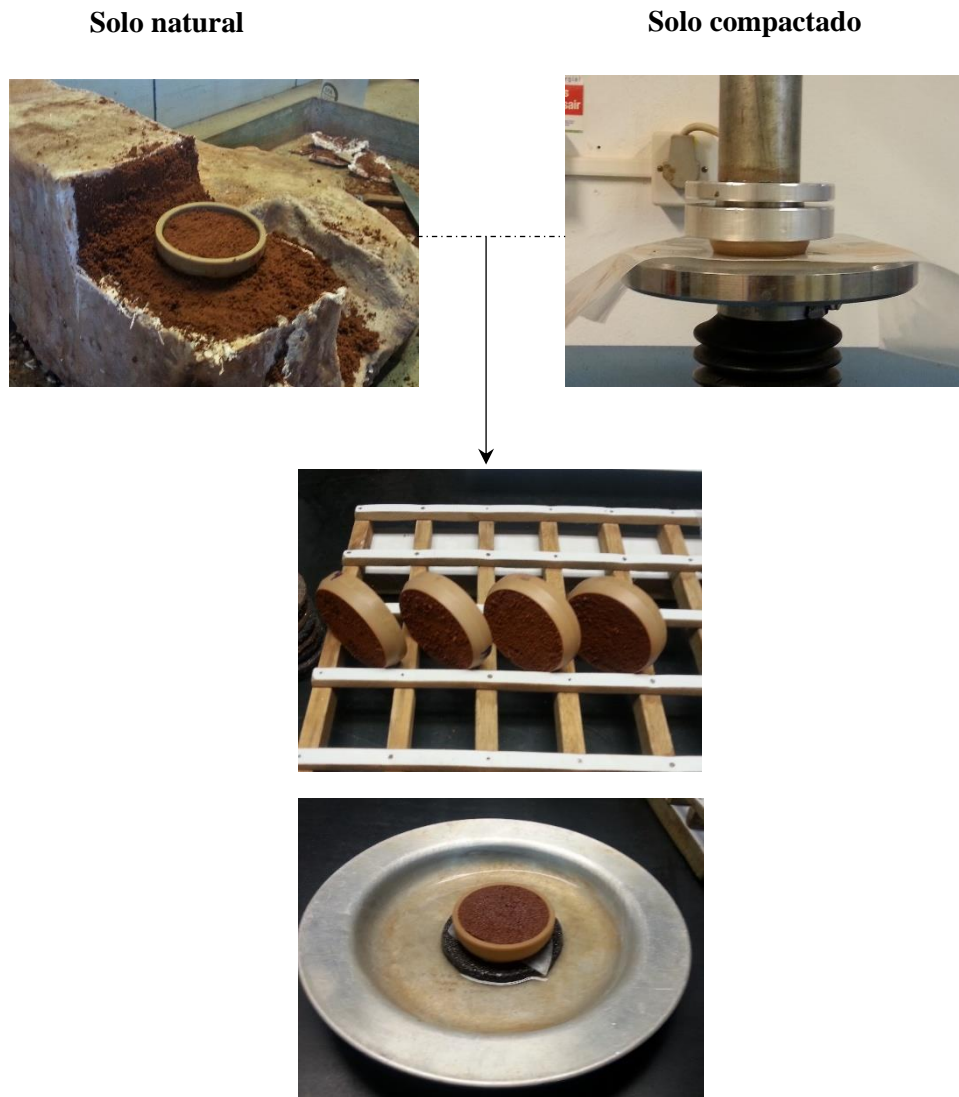


Figura 4.3 - Anéis utilizados para determinação da curva de retenção e método de saturação por capilaridade.

4.2.1 Placa de sucção

A placa de sucção (funil de placa porosa ou placa de Haines) foi utilizada para impor sucções baixas, até 15 kPa. Trata-se de um sistema hidráulico em que se garante a continuidade da fase líquida entre o corpo de provas e o sistema por meio de uma placa porosa de alto valor de entrada de ar (HAEV). A placa porosa deve ser previamente saturada deixando-se percolar água destilada deaerada pelo sistema. Depois de garantida a saturação da placa e da continuidade da fase líquida pelo sistema, a sucção dos CPs foi equilibrada.

O anel com o solo previamente saturado foi colocado em contato com a placa porosa do equipamento. Em seguida, abriu-se uma das válvulas que determina a sucção matricial aplicada

à amostra. A sucção aplicada é aquela gerada pelo potencial gravitacional devido à diferença de altura entre o centro de gravidade do CP e a altura do nível de água livre para atmosfera (Figura 4.4). Durante esta etapa, o fluxo de água foi permitido, ou seja, a água do CP foi drenada até que o diferencial de pressão gerado pelo desnivelamento se equilibrasse. Ao fim da etapa de equilíbrio de sucção, o CP se encontrava não saturado, com a pressão na água negativa do mesmo valor da altura de coluna d'água do desnível imposto. Por fim, retirou-se o CP e determinou-se sua umidade. O funcionamento detalhado da placa de sucção é descrito por Libardi (2005).

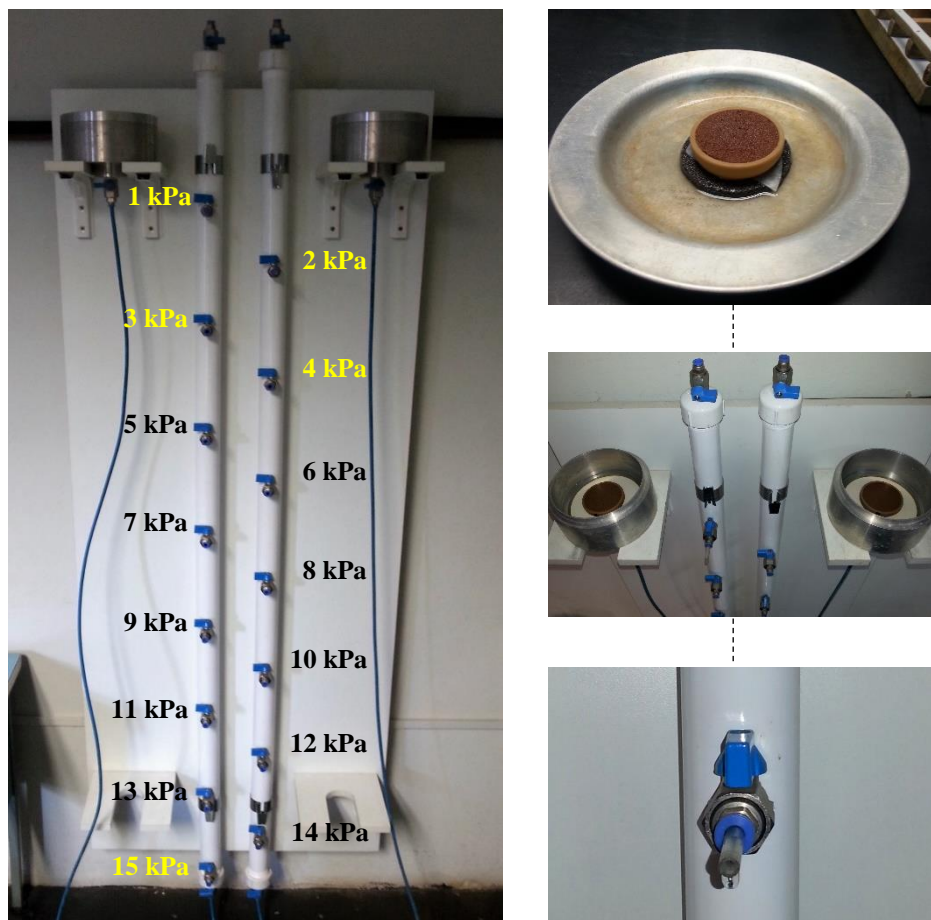


Figura 4.4 - Equipamento de placa de sucção com as marcações dos potenciais gravitacionais da água e detalhes do seu funcionamento.

4.2.2 Câmara de Richards

A câmara de Richards, ou câmara de pressão, utiliza a técnica de translação de eixos para impor a sucção às amostras de solo. Os anéis saturados foram colocados em contato com a placa porosa de alto valor de entrada de ar também previamente saturada. Para garantir a

saturação da placa HAEV, submergiu-a em água destilada deaerada por um período de três dias; depois, a mesma foi colocada na câmara com uma lâmina d'água cobrindo-a, pressurizou-se a câmara e deixou-se percolar cerca de 500 ml de água destilada e deaerada.

Depois que os CP's e a placa HAEV estavam saturados, os anéis foram colocados sobre a placa, a câmara foi fechada cuidadosamente, e pressão de ar igual à sucção desejada foi aplicada no seu interior. Como a placa HAEV utilizada tem valor de entrada de ar de 500 kPa e o controle de sucção não é confiável para valores muito baixos na TTE, as sucções impostas às amostras foram de 50, 75, 150 e 300 kPa. Após o período de equilíbrio, em que se notou invariabilidade do nível d'água na bureta, as amostras foram retiradas e suas umidades foram determinadas pelo método da estufa.

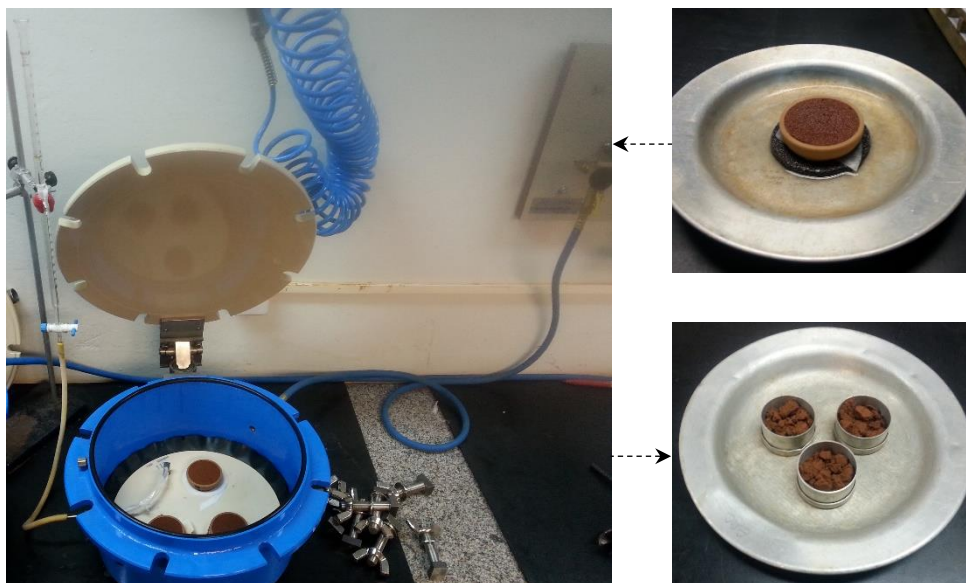


Figura 4.5 - Procedimento utilizado na imposição da sucção pelo método da Câmara de Richards.

4.2.3 *Papel filtro*

O ensaio de papel filtro utiliza-se de um material com características de retenção conhecidas e ajustadas matematicamente para medir a sucção de uma amostra de solo. O procedimento consiste em manter tiras de papel filtro em contato com a amostra de solo por tempo suficiente para que o potencial de sucção entre o solo e o papel se equilibre. Depois, a umidade de ambos materiais é determinada pelo método da estufa, e a sucção é calculada utilizando a equação de ajuste da curva de retenção do papel filtro. Neste estudo, foi utilizado o papel Whatman nº42, com as seguintes equações de calibração (CHANDLER; HARWOOD; SKINNER, 1992):

$$s = 10^{4,84-0,0622 \cdot w}, \text{ para } w > 0,47 \quad (18)$$

$$s = 10^{6,05-2,84 \log \cdot w}, \text{ para } w \leq 0,47 \quad (19)$$

O procedimento utilizado para equilibrar a sucção entre a amostra de solo e o papel filtro foi o seguinte:

(1) A amostra saturada foi seca ao ar até que atingisse certa umidade de interesse, que foi predeterminada pelo peso do anel com solo;

(2) atingida a umidade de interesse, o corpo de provas foi colocado em contato, no topo e base, com tiras de papel filtro circulares de diâmetros ligeiramente menores que o do anel de moldagem;

(3) foram colocados em cima dos papéis pequenos cilindros de PVC que servem como peso para garantir o contato integral entre o solo e o papel filtro;

(4) este sistema foi embalado em plástico filme e envolto por fita adesiva para garantir a estanqueidade do sistema;

(5) identificou-se a embalagem por meio de etiqueta, seguindo-se sua armazenagem em um recipiente fechado;

(6) o tempo de equilíbrio, em que se deixou cada CP em contato com o papel, foi de 14 dias;

(7) os anéis foram então desembalados e os papéis filtros foram pesados rapidamente em balança com 4 casas decimais de precisão, conforme a ASTM D5298 (2010);

(8) as umidades tanto do solo quanto dos papéis foram determinadas pelo método da estufa.

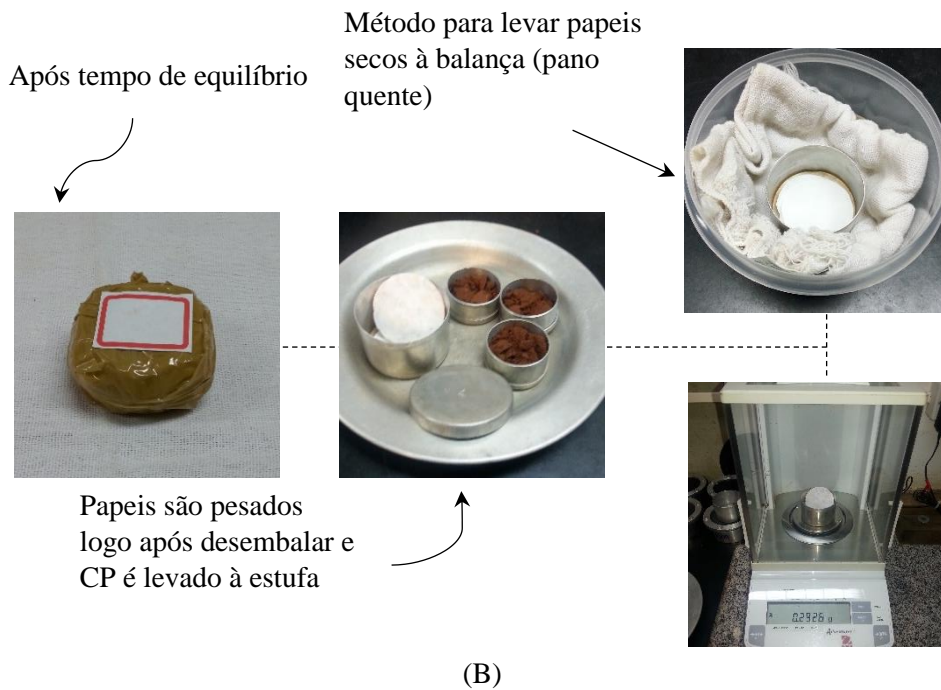
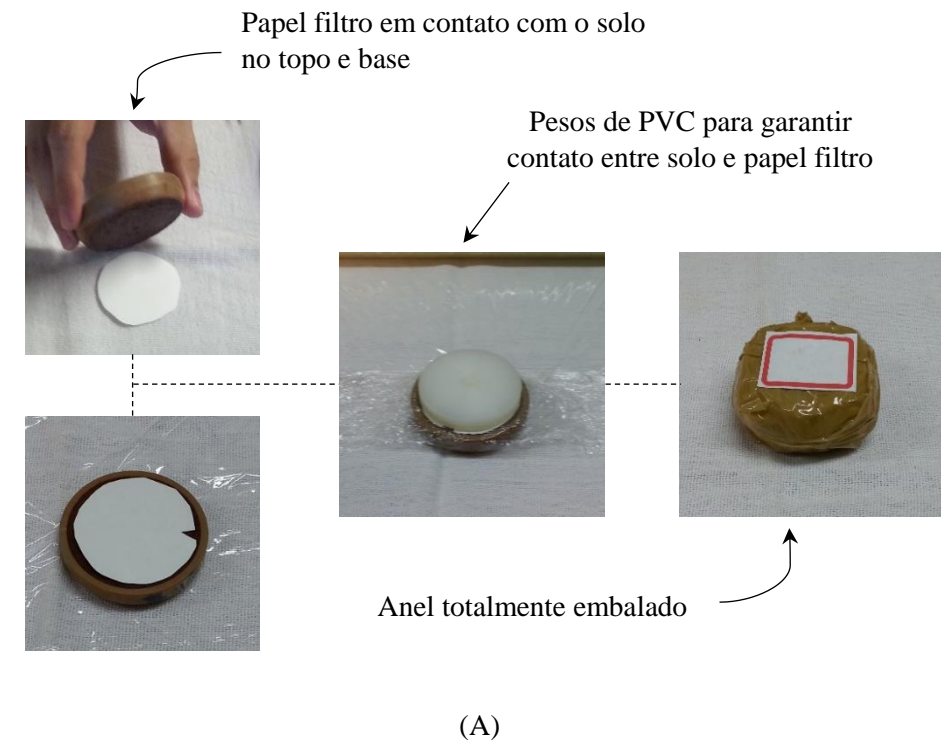


Figura 4.6 - Procedimento utilizado para realização do ensaio de papel filtro. (A) Processo de embalagem do anel; (B) Retirada da embalagem e definição das umidades do solo e dos papéis.

4.3 Ensaio edométricos convencionais e com sucção controlada

O BBM utiliza as tensões de escoamento de ensaios de compressão isotrópica para determinar a zona elástica do solo em função da tensão e sucção. Para isso, o processo experimental recomendado é o de realizar vários ensaios de compressão isotrópica a diferentes valores de sucção e plotar os resultados na chamada curva LC. Alternativamente, por simplicidade, pode-se conduzir ensaios de compressão confinada (ou compressão edométrica), e ajustar as tensões por meio do coeficiente de empuxo em repouso para o sistema de tensões utilizado pelo BBM.

Para esta pesquisa, foram realizados ensaios de compressão edométrica convencionais e com controle de sucção, tanto com amostras indeformadas quanto compactadas. Para o solo natural, as amostras foram esculpidas do bloco parafinado. No caso das amostras compactadas, utilizou-se um molde de compactação especialmente usinado para os anéis edométricos, e o solo foi compactado estaticamente a velocidade de 1,27 mm/min.

4.3.1 Ensaio edométricos convencionais

Foram realizados dois ensaios convencionais: um com amostra indeformada e outro com o solo compactado no grau de compactação alvo. Os corpos de prova foram saturados desde o início, as tensões aplicadas sendo dobradas a cada 24 horas, até um limite de aproximadamente 900 kPa.

Com o resultado, e aplicando algumas transformações, foi possível obter o parâmetro $\lambda(0)$, que é a inclinação da reta virgem para o solo saturado, e p_0^* , que é a tensão de pré-adensamento para sucção nula. As equações de transformação são apresentadas no item 4.3.2.4.

4.3.2 Ensaio edométricos com controle de sucção

Foram realizados quatro ensaios com controle de sucção. Destes, dois com amostra indeformada e outros dois com o solo compactado no grau de compactação alvo. Os corpos de prova foram deixados a pressão correspondente até que a sucção aplicada fosse equilibrada, depois carregados até tensão de 900 kPa e finalmente descarregados.

Com o resultado, e aplicando algumas transformações, é possível obter o parâmetro $\lambda(s)$, que é a inclinação da reta virgem para o solo a sucção constante s , e p_0 , que é a tensão de pré-adensamento para sucção constante s .

4.3.2.1 Edômetros com controle de sucção

A fim de se estudar o efeito da sucção no colapso e na variação volumétrica das amostras de solo, a utilização de edômetros convencionais não é suficiente. Os ensaios de compressão edométrica convencionais permitem apenas a aplicação de tensões verticais, sem a possibilidade de controle da sucção no solo. Além disso, com os resultados fornecidos não há como analisar os efeitos de trajetórias de sucção no colapso, ou qualquer outra grandeza que envolva a sucção no comportamento dos solos não saturados. Para que fossem feitas tais análises, utilizou-se neste estudo uma câmara edométrica que possibilita o controle da sucção por meio da técnica de translação de eixos.

A câmara edométrica utilizada foi baseada na desenvolvido por Machado (1995). Ela tem diâmetro interno de 80 mm, com espessura de 27,5 mm, em duralumínio. A sua profundidade é de 70 mm, e a pedra porosa na sua base tem diâmetro de 75 mm.

A entrada de ar é feita por um orifício na parte superior do edômetro (Figura 4.7, A). Ar comprimido é utilizado para pressurizar a câmara onde se encontra o corpo de prova. Na sua base, há uma placa HAEV (Figura 4.7, B). Esta placa é necessária para gerar um sistema hidrostático que possibilite a TTE.

Outro dispositivo necessário para o sistema hidrostático é a mangueira de água, que se conecta ao lado inferior da pedra porosa e permite a saída de água do corpo de prova, através orifício lateral (Figura 4.7, C). Na base da câmara ainda existe um orifício secundário para a entrada de água (Figura 4.7, D).

Para a aplicação das cargas necessárias nos ensaios edométricos, há um pistão na parte superior da câmara (Figura 4.7, E). A carga aplicada neste pistão é transferida para a área superficial do corpo de prova através de um anel de carga posicionado sobre uma pedra porosa grossa, colocada sobre o corpo de prova.

A estanqueidade do aparato é assegurada por “*o-rings*” colocados entre as junções da câmara edométrica e a base (Figura 4.7, F) e entre as junções do pistão e a câmara edométrica. O corpo de provas é moldado em um anel de carga em aço inoxidável com uma das faces

biseladas e a outra não. A prensa utilizada para a aplicação das tensões tem fator multiplicador de onze vezes.



Figura 4.7 - Edômetro com controle de sucção.

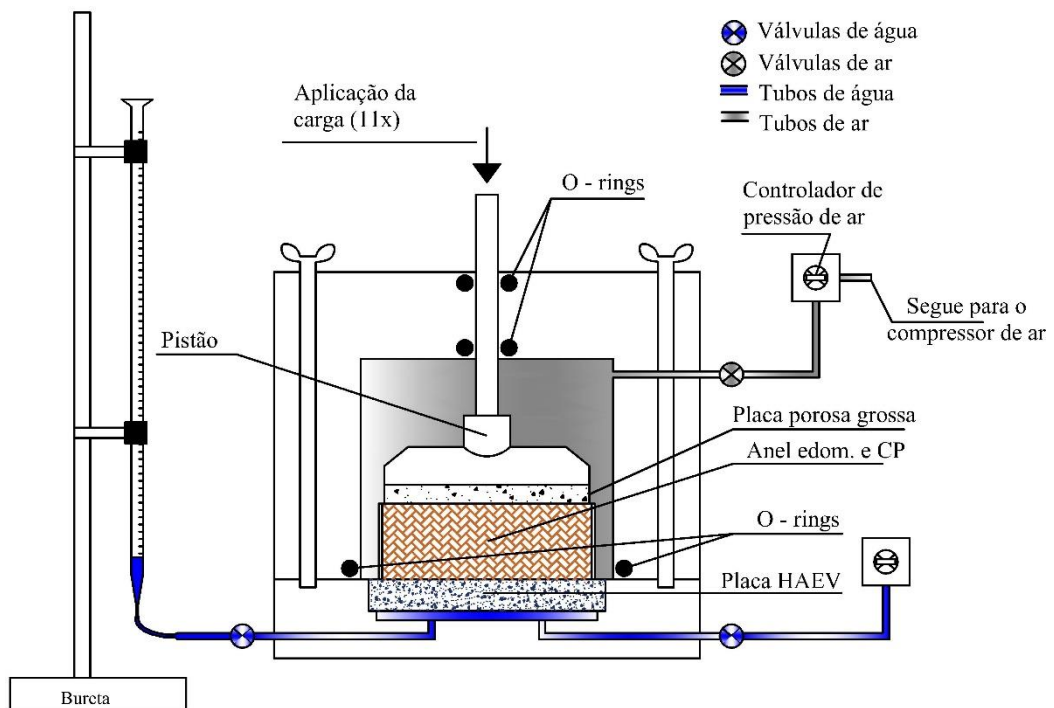


Figura 4.8 - Edômetro com possibilidade de controle de sucção utilizado para esta pesquisa.

4.3.2.2 Calibração dos edômetros com controle de sucção

A aplicação do ar comprimido na câmara edométrica gera uma pressão em seu interior. Tal pressão age no pistão de forma a gerar uma força que tende a levantá-lo, ou seja, contrariamente à carga aplicada sobre o corpo de provas. Logo, a carga efetivamente aplicada ao corpo de prova é a carga aplicada ao pistão subtraída dessa força gerada pela pressão de ar, aqui chamada de empuxo.

O valor do empuxo depende de fatores de fabricação da câmara (atrito entre pistão e câmara e material), da pressão de ar comprimido aplicada e de fatores de ensaio (lubrificação do pistão, montagem correta da prensa, entre outros). Para a quantificação do valor do empuxo, lubrificou-se o pistão da mesma forma como se faria em um ensaio. Em seguida, montou-se a câmara edométrica, sem corpo de prova, em uma prensa eletrônica com medição de valores de carga. Com isso, aplicou-se pressões de ar sucessivamente maiores, medindo-se o empuxo através da prensa eletrônica.

Os pontos obtidos foram plotados em um gráfico “pressão de ar vs empuxo”, e ajustados para que se obtivesse uma equação que relaciona o empuxo para qualquer valor de pressão de ar.

4.3.2.3 Saturação da placa porosa de alto valor de entrada de ar

Antes do início da montagem do experimento, é necessário que se garanta a total saturação da placa HAEV. Isso é feito com o desenvolvimento de um procedimento de saturação da placa porosa. Caso este procedimento não seja feito, ou feito incorretamente, haverá ar aprisionado em seu interior, podendo ocasionar dificuldades nas leituras de variação do volume de água no corpo de provas. Em casos extremos esta situação pode até impossibilitar a imposição de sucção, pois os poros da placa estariam obstruídos por ar (MACHADO, 1995).

Inicialmente, certa quantidade de água foi deaerada, para evitar que o ar existente na própria água seja absorvido pela placa. A etapa seguinte consistiu em acondicionar a água dentro da câmara edométrica e fechá-la sem corpo de prova. Durante este procedimento, a estanqueidade da câmara foi averiguada.

A câmara edométrica foi montada, ligando a mangueira de ar comprimido no orifício correspondente e uma mangueira no orifício de saída de água, na base do edômetro, conectando-a a uma bureta. A válvula do orifício de entrada de água foi fechada.

Foi realizada a aplicação de ar comprimido, de forma a gerar um fluxo de água deaerada pela placa. A água, expulsa pela pressão gerada pelo ar comprimido, fluiu pela base da câmara edométrica, saindo da placa porosa em direção à bureta. Permitiu-se percolar cerca de 200 ml de água, de modo que o excedente permanece na placa e nas mangueiras utilizadas.

Este procedimento é uma oportunidade de se calcular a permeabilidade da placa porosa. Tal experimento consiste em tomar medidas de vazão de água pelo tubo da bureta para diferentes valores da pressão de ar aplicada, e calcular a permeabilidade da placa com base nos diâmetros do tubo da bureta e da placa porosa.

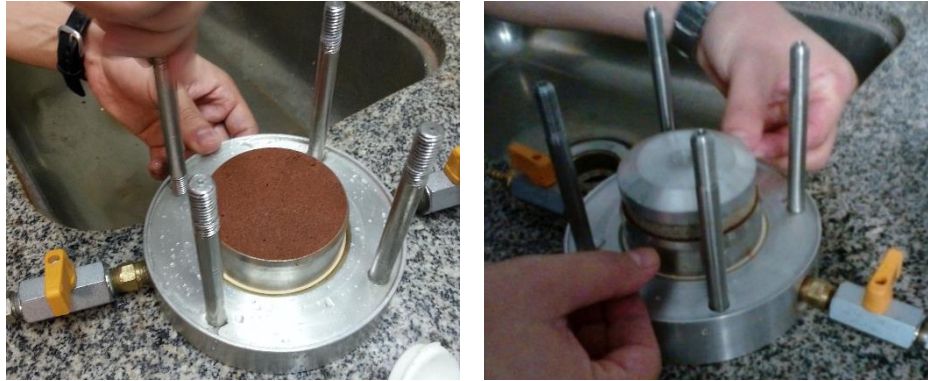


Figura 4.9 - Esquema de montagem da câmara edométrica para saturação da placa porosa HAEV.

4.3.2.4 Montagem e realização

Os ensaios foram realizados com sucções constantes de 50 e 300 kPa, com as tensões aplicadas variando de 0 até 900 kPa para amostras de solo natural e compactado. A montagem da câmara foi feita colocando-se o corpo de prova, saturado, com o anel de carga com o lado biselado colocado opostamente à pedra porosa. Sobre o anel de carga, colocou-se uma pedra porosa grossa, de diâmetro ligeiramente inferior ao do corpo de prova. Por último, sobre a pedra porosa grossa, foi colocado o disco do pistão, como indica a Figura 4.10.

Após a lubrificação do pistão e dos *o-rings* com silicone líquido, a câmara foi fechada. Em seguida, montou-se a câmara na prensa, observando-se a colocação do extensômetro, das mangueiras de ar comprimido e de saída de água (ligada à bureta) e da existência de contato entre o pistão e o sistema de carga no corpo de provas.



(A)



(B)

Figura 4.10 - Esquema de montagem da câmara de compressão edométrica; (A) Colocação do anel edométrico, placa porosa grossa e cabeçote; (B) Fechamento da câmara e montagem na prensa.

Em seguida, antes da aplicação das cargas, é necessário que se faça o equilíbrio à sucção. Aplicou-se a pressão de ar, forçando a água do solo pela placa porosa, passando pela mangueira de saída de água até a bureta, dessaturando o solo. O tempo de equilíbrio depende da pressão de ar aplicada na câmara. Esta etapa consiste na medição periódica do nível de água na bureta, até que a vazão de saída de água do corpo de provas não seja mais relevante, ou seja, o nível d'água na bureta não varie. A Figura 4.11 apresenta um gráfico que mostra o equilíbrio da sucção: Nota-se que maior parte da água é expulsa do corpo de prova no começo do procedimento.

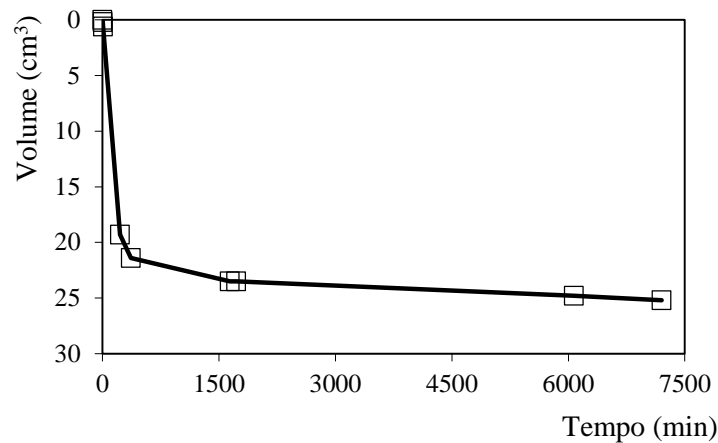


Figura 4.11 - Gráfico tempo versus volume de água drenada de um corpo de prova.

Com a sucção equilibrada, pode-se iniciar o carregamento. Esta etapa consiste em aplicar cargas sucessivamente maiores. Neste trabalho dobrou-se a carga aplicada a cada 24 horas e mediram-se os deslocamentos utilizando-se do extensômetro. Ao fim da etapa de carregamento (neste caso a tensão máxima aplicada foi de aproximadamente 900 kPa), descarregou-se o sistema, medindo-se as deformações. Depois que equipamento foi desmontado, o CP foi pesado e sua umidade determinada.

Após a realização do ensaio, foi possível obter os índices de compressão (C_c) e recompressão (C_r), que são a inclinação das retas virgem e elástica do ensaio edométrico, respectivamente. Também foram obtidas as tensões de pré-adensamento (σ_v) pelo método Pacheco-Silva. Como no BBM trabalha-se com o sistema de tensões médias, foram realizadas as seguintes transformações:

$$\kappa = \frac{C_r}{2,3} \quad (20)$$

$$\lambda(s) = \frac{C_c}{2,3} \quad (21)$$

$$p_{k0} = \frac{\sigma_v(1 + 2K_0)}{3} \quad (22)$$

Em que κ é o índice de compressão elástica no sistema de tensões octaédricas; $\lambda(s)$ é a inclinação da reta virgem no sistema de tensões octaédricas; e p_0 é a tensão de pré-adensamento no sistema de tensões octaédricas.

4.4 Ensaios triaxiais convencionais e com controle de sucção

Os procedimentos específicos dos ensaios de compressão triaxial realizados para esta dissertação estão descritos nos itens 4.4.3 e 4.4.4, onde os procedimentos específicos de cada ensaio são detalhados.

4.4.1 *Corpos de prova*

As amostras indeformadas foram moldadas a partir dos blocos retirados durante a fase de amostragem. Inicialmente, o bloco foi aberto e uma porção de solo de formato de paralelepípedo com as dimensões próximas às do corpo de prova foi retirada. Esta porção de solo teve as faces regularizadas e foi colocada em um torno em que se fixa o diâmetro pretendido do corpo de prova. Seguiu-se o procedimento de arrasar o solo, com ajuda de facas e de régua biseladas, até que este tivesse o diâmetro fixado no torno. Depois, o corpo de prova foi pesado, medido e teve sua umidade determinada com o uso do solo que foi retirado durante o arrasamento da amostra. Por fim, foi embalado e estocado em câmara úmida (Figura 4.12).

Os corpos de prova compactados foram moldados a partir de amostras deformadas (solo solto) do local de amostragem. O solo foi passado em peneira de abertura 2 mm e seco ao ar. Determinou-se sua umidade depois de seco ao ar e, a partir deste valor e dos alvos de umidade, adicionou-se água de forma que se atingisse um desvio de umidade máximo de 3%, homogeneizando-se o material. Para atingir o grau de compactação alvo, calculou-se a massa de solo úmido necessário em função da massa específica alvo e do volume do molde, demarcando-se a altura de cada uma das três camadas de compactação com ajuda de uma haste e indicador guias. Prosseguiu-se para a compactação, em que se deixou o número de golpes por camada variar até que se atingisse a altura marcada. Desta forma, garantiu-se que o corpo de provas moldado teria a massa específica alvo para estudo (Figura 4.12).

Os corpos de prova foram compactados com grau de compactação de 94% e desvio de umidade máximo de 3%. Esses valores foram escolhidos com base nos resultados do ensaio de compactação determinados na fase de caracterização desta pesquisa e dos resultados de compactação de campo obtidos por Souza (1994).

Solo natural



Solo compactado



Figura 4.12 - Procedimento para moldagem dos corpos de prova, amostras indeformadas e compactadas.

4.4.2 Calibrações

As calibrações dos componentes e sensores dos equipamentos triaxiais foram feitas por Fagundes (2014). Naquele trabalho, foram calibrados um variador de volume, dois transdutores de pressão, um sensor para deslocamento linear (LVDT) e uma célula de carga. Tais calibrações foram adicionadas aos cálculos da etapa de análise dos dados.

4.4.3 Ensaios de compressão triaxial convencionais

Foram realizadas duas baterias de ensaios de compressão triaxial convencional, ou seja, sem controle de sucção, do tipo adensado drenado. Em ambas, os corpos de prova foram moldados (ou compactados), saturados por contrapressão, adensados e cisalhados. As tensões confinantes utilizadas foram 25, 50 e 100 kPa para todas as envoltórias. Os procedimentos utilizados são descritos nos itens 4.4.3.1 e 4.4.3.2.

4.4.3.1 Montagem da câmara e saturação do corpo de provas

Os ensaios de compressão triaxial convencionais, ou seja, sem controle de sucção, foram realizados em quatro etapas distintas: Montagem do equipamento, saturação do corpo de prova, adensamento e cisalhamento drenado.

Iniciou-se posicionando-se o corpo de prova sobre o pedestal da câmara. Utilizou-se uma placa porosa grossa em cada extremidade com o objetivo de uniformizar o fluxo de água para o CP. Também, foram utilizados papéis filtros entre o CP e as placas porosas para evitar o carreamento de partículas para o sistema; a membrana de borracha foi colocada com apoio de um tubo de PVC conectado a uma mangueira. Com a mangueira, foi possível succionar a membrana de tal forma que esta “grudasse” à parede do tubo, possibilitando envolver o CP sem perturbá-lo; os *o-rings* foram colocados em ambas extremidades para garantir a estanqueidade da membrana e do CP; conectou-se a drenagem pelo topo utilizando uma mangueira; finalmente, a câmara fechada (Figura 4.13).

Uma vez montadas as câmaras, as mangueiras dos sistemas de pressão foram conectadas. No equipamento da marca Wykeham Ferrance, as pressões são controladas automaticamente pelo sistema de êmbulos e motores de passo (Figura 4.14). No equipamento da câmara da GDS, o sistema de pressões é manual: a pressão é fornecida por compressores de ar, controlada por manômetros manuais e transferida à água por meio da interface ar/água. Informações detalhadas sobre as ligações do painel de controle construído, sistema de aquisição de dados e as calibrações efetuadas para cada componente do sistema triaxial estão disponível em Fagundes (2014) e Fernandes (2016).

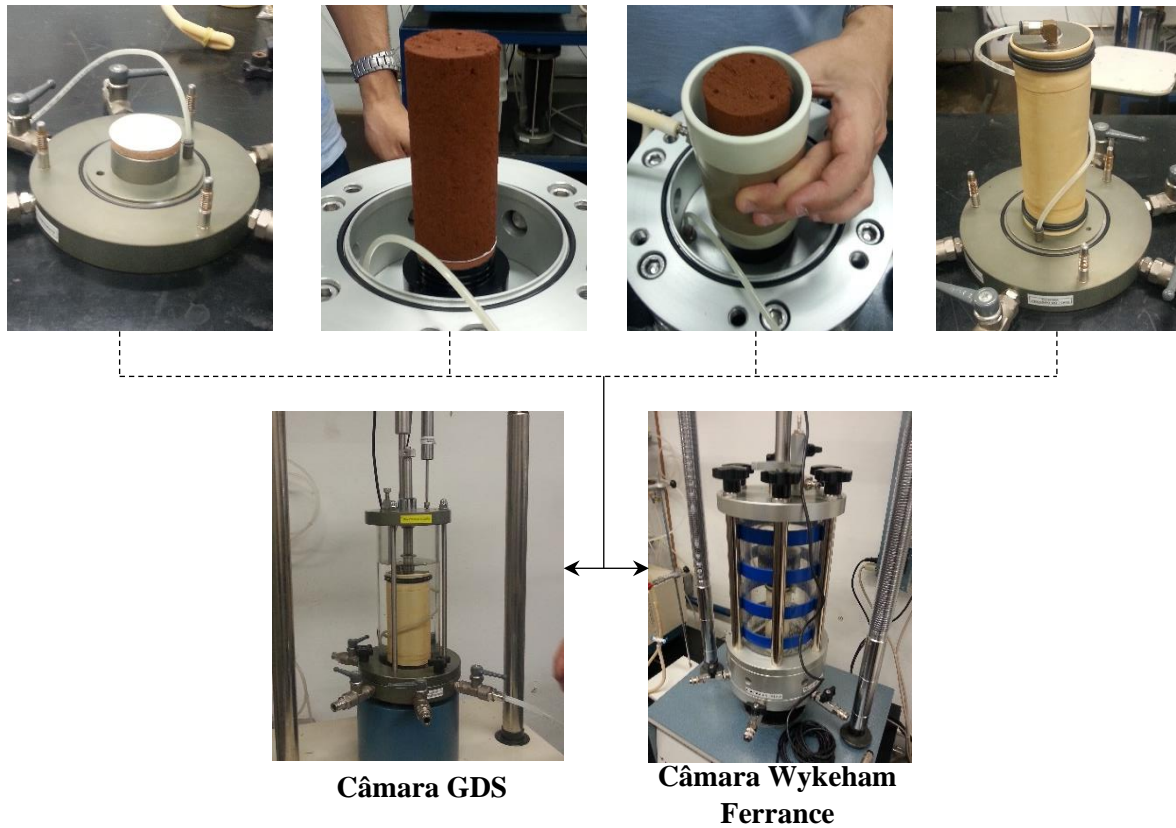


Figura 4.13 - Esquema de montagem de duas das câmaras pequenas utilizadas neste estudo.

A saturação do corpo de provas foi feita por contrapressão. Este procedimento consiste em manter uma tensão efetiva constante aplicada ao solo enquanto a contrapressão é incrementalmente aumentada. A cada incremento, fechou-se a válvula que permite a drenagem do corpo de provas e incrementou-se a tensão confinante. Mediu-se então a variação da poropressão que este incremento de confinante gera. Em seguida, incrementou-se a contrapressão de maneira a atingir a tensão efetiva, de 10 kPa. O critério de saturação utilizado foi o parâmetro B de Skempton, calculado por meio da Equação (23)

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (23)$$

Em que B é o parâmetro de Skempton, para o qual valores acima de 0,95 representam saturação do solo; Δu é a variação da poropressão; e $\Delta \sigma_3$ o incremento de confinante.

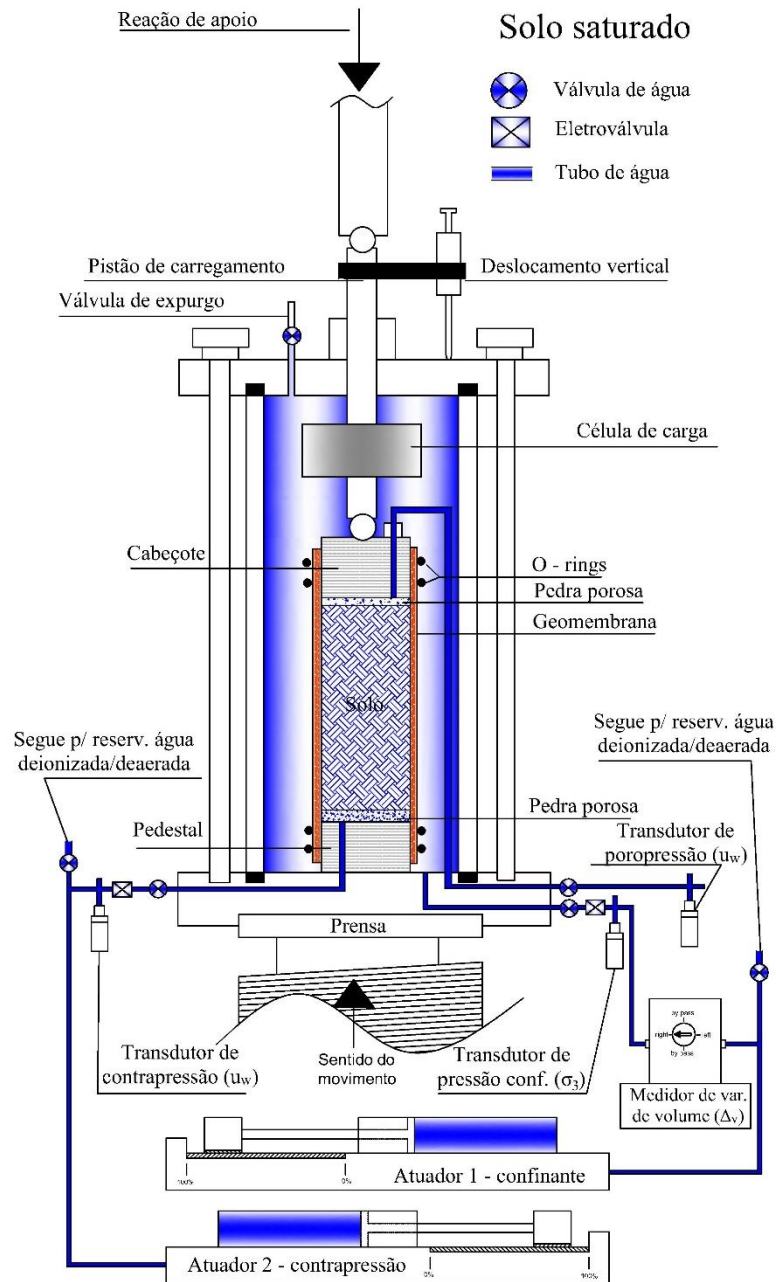


Figura 4.14 - Esquema de funcionamento da câmara triaxial Wykeham-Ferrance, sem controle de sucção, utilizada nesta pesquisa (FERNANDES, 2016).

4.4.3.2 Fases de consolidação e cisalhamento

Foram realizados ensaios consolidados e drenados. Portanto, após a saturação, a tensão confinante efetiva foi imposta ao solo aumentando-se a diferença entre a pressão confinante e a contrapressão, permitindo-se a drenagem do corpo de prova. Para garantir a consolidação, permitiu-se a drenagem até que a pressão na água estivesse equilibrada. Ao fim deste período, a área corrigida devido à variação de volume do CP foi calculada utilizando a Equação (24) (FERNANDES, 2016).

$$A_f = (1 - \varepsilon_{v,ad}) \cdot A_i \quad (24)$$

Em que A_f e A_i são as áreas final e inicial do estágio de consolidação, respectivamente; e $\varepsilon_{v,ad}$ a variação volumétrica do corpo de provas.

Durante a fase de cisalhamento, a área também foi corrigida considerando a variação volumétrica e axial do corpo de prova, de forma a garantir que a tensão desviadora fosse a mais próxima possível do valor real. A correção da área do CP durante a fase de cisalhamento é dada pela equação (25):

$$A_c = \frac{(1 - \varepsilon_v)}{(1 - \varepsilon_a)} \cdot A_i \quad (25)$$

Em que A_c é a área corrigida; ε_v e ε_a são as deformações volumétricas e axiais, respectivamente; e A_i é a área inicial do CP.

4.4.4 Ensaios de compressão triaxial com controle de sucção

Para caracterizar o solo para a condição não saturada, foram realizados ensaios de compressão triaxial com controle de sucção. Foi utilizada câmara triaxial com controle de sucção pela técnica de translação de eixos, assim como nos ensaios edométricos com controle de sucção. Foram ensaiadas amostras com sucções impostas de 50 e 300 kPa, e tensões confinantes de 25, 50 e 100 kPa. O solo foi isotropicamente consolidado para as confinantes e proporcionou-se drenagem durante a fase de cisalhamento. Os procedimentos para realização do ensaio são descritos nos itens 4.4.4.1 até 4.4.4.3.

4.4.4.1 Câmara de compressão triaxial com controle de sucção

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios com controle de sucção é uma adaptação da câmara GDS convencional. A base removível da câmara, que contém orifícios para entrada de contrapressão pela base do CP, foi substituída por uma placa porosa de alto valor de entrada de ar. As válvulas que são originalmente utilizadas para controlar o fluxo da contrapressão para o corpo de provas são utilizadas neste *layout* para garantir a continuidade do fluxo d'água entre a placa porosa e uma bureta. Assim, a pressão de ar é imposta ao corpo de provas pelo topo, e a drenagem da água expulsa é feita pela base.

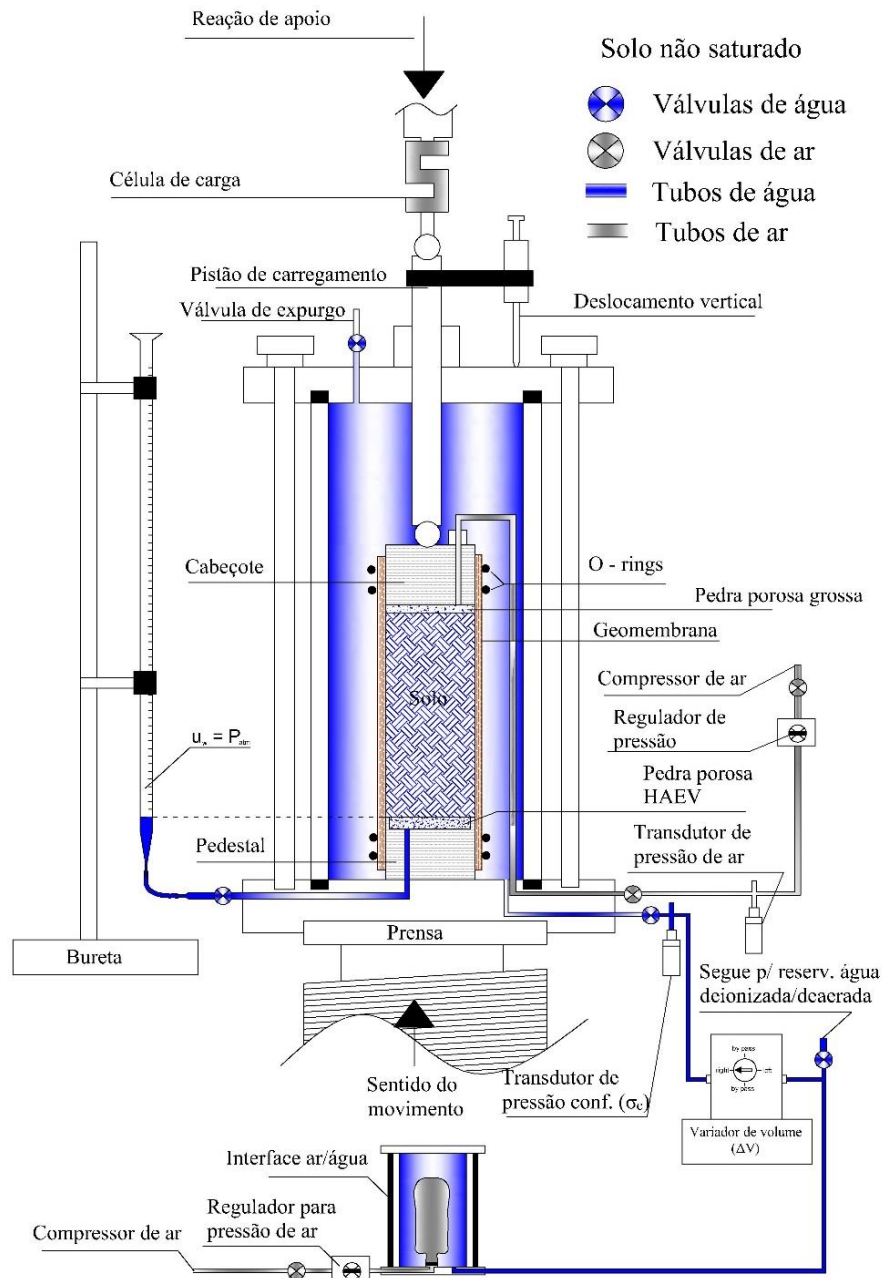


Figura 4.15 - Esquema de funcionamento da câmara triaxial com controle de sucção utilizada nesta pesquisa (FERNANDES, 2016).

4.4.4.2 Equilíbrio de sucção

Para garantir o equilíbrio da sucção, o procedimento utilizado na câmara de compressão triaxial foi o mesmo daquele descrito no item 4.3.2.4 para o edômetro com controle de sucção: deixou-se a água fluir do corpo de provas e ser drenada pela placa porosa até que a variação do nível medido na bureta fosse insignificante.

Entretanto, como foi feito um número considerável de ensaios, e o equilíbrio para cada CP triaxial pode ser de várias semanas, foi utilizada uma câmara de Richards para equilibrar a sucção de vários corpos de provas ao mesmo tempo previamente à sua montagem na câmara triaxial. Desta forma, assim que o CP atingiu o equilíbrio da sucção na câmara de Richards, pôde-se transferi-lo para a câmara triaxial e realizar o ensaio.

O esquema de montagem da câmara triaxial segue os mesmos passos descritos no item 4.4.3.1, com adição da ligação da mangueira da bureta à base do aparato triaxial. Além disso, não é necessária uma pedra porosa grossa entre o corpo de provas e a placa porosa HAEV.

4.4.4.3 Consolidação e cisalhamento

Os ensaios com solo não saturados foram do tipo consolidado drenado. Neste caso, foram controladas as pressões na água e no ar do CP e confinante da câmara; a variação volumétrica do solo foi medida por meio da variação de volume da câmara e foram garantidas as condições de drenagem do ar e da água do CP.

Na consolidação, a pressão confinante foi aplicada ao solo e permitiu-se a drenagem do mesmo. Qualquer excesso de pressão na água ou ar foi dissipado pela placa porosa HAEV e controlado pelo nível da bureta. Conseqüentemente, a sucção na amostra manteve-se constante durante esta etapa. A correção da área de seção transversal do CP foi feita da mesma maneira do ensaio convencional, ou seja, utilizando a equação (24).

É importante destacar que os ensaios com solos não saturados são realizados em função de tensões totais, pois não existe consenso sobre um método de cálculo das tensões efetivas atuantes sobre um solo nesta condição. Entretanto, para efeitos práticos, a tensão confinante foi calculada como a diferença entre a pressão de ar imposta para controle de sucção e a pressão na água na câmara. Por exemplo, para os ensaios com sucção de 300 kPa e confinante de 50 kPa, a pressão no ar intersticial era de 300 kPa, e a pressão na câmara de 350 kPa.

A etapa de cisalhamento do solo foi realizada após a fase de consolidação, com as mesmas condições de controle das variáveis envolvidas. A velocidade da prensa foi de 0,05 mm/min, para permitir a dissipação de qualquer excesso de pressão, tanto no ar como na água. A tensão no corpo de provas foi determinada pela força medida na célula de carga e corrigida em função da variação volumétrica e axial para cada passo de aquisição de dados pela equação (25).

Ao fim do ensaio, a umidade do solo foi determinada pelo método da estufa em pelo menos três pontos do CP. Depois, o tratamento de dados foi realizado, e as envoltórias determinada com os parâmetros das Equações (26), (27) e (28):

$$t = \frac{(\sigma_1 - u_a) - (\sigma_3 - u_a)}{2} \quad (26)$$

$$s = \frac{(\sigma_1 - u_a) + (\sigma_3 - u_a)}{2} \quad (27)$$

$$t = a + s \cdot tg\alpha \quad (28)$$

Em que t e s são as tensões transformadas; $tg\alpha$ relaciona-se ao ângulo de atrito do solo pela equação $sen \phi = tg\alpha$; e a relaciona-se à coesão do solo pela equação $c = a / cos\phi$.

Como o BBM utiliza como padrão tensões octaédricas, essas foram transformadas utilizando as equações (29) e (30):

$$p = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{3} \quad (29)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (30)$$

Em que σ_1 e σ_3 são as tensões normais, e p e q são as tensões octaédricas.

A inclinação da linha de estados críticos (CSL, na sigla em inglês), que é parâmetro importante para o BBM, foi obtida pela equação (31):

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

Em que M é a inclinação da linha de estados críticos.

4.5 Ensaios de permeabilidade

Os ensaios de permeabilidade foram realizados tanto para amostras com solo natural quanto para compactado. O procedimento adotado foi o descrito por Stacati; Nogueira; Vilar (1981), utilizando permeâmetro normalizado, carga constante para o solo natural e carga variável para o solo compactado.

É importante no preparo do ensaio garantir que o espaço não ocupado pelo corpo de provas no permeâmetro seja totalmente impermeabilizada e que a carga de percolação da água

não gere carreamento de partículas. Para isso, o permeâmetro foi limpo e preparou-se em uma bancada os materiais do filtro e de impermeabilização seguindo-se como modelo a configuração mostrada na Figura 4.16.

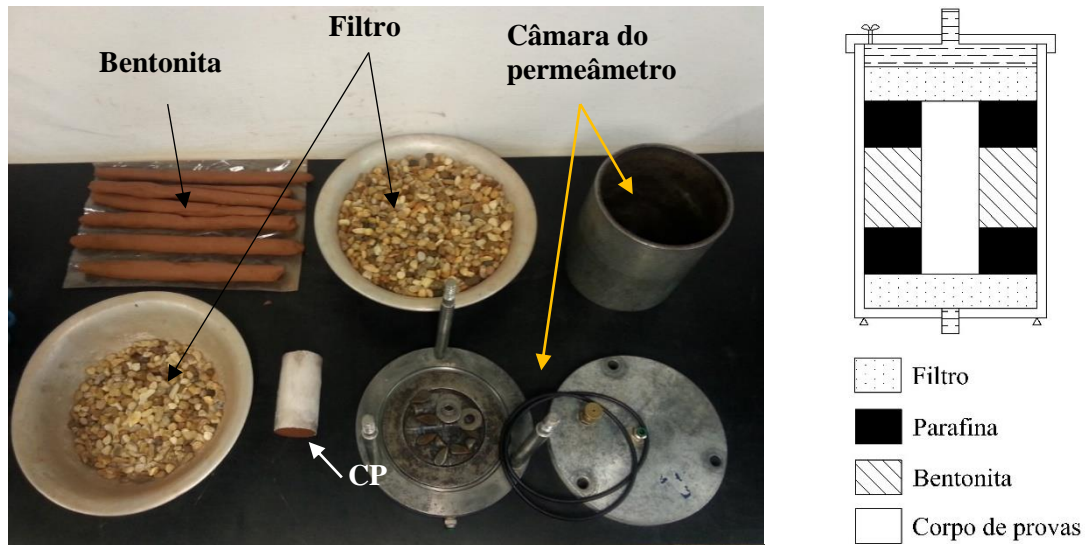


Figura 4.16 - Materiais utilizados para montagem do permeâmetro e representação do corte longitudinal de um CP montado – Modificado de Stancati, Nogueira e Vilar (1981).

A montagem do permeâmetro obedeceu as seguintes etapas:

(1) o corpo de provas foi revestido lateralmente por parafina, para garantir fluxo somente no sentido longitudinal do CP;

(2) posicionou-se uma pedra porosa grossa na base do permeâmetro, a fim de se garantir a distribuição do fluxo;

(3) acima da placa porosa, distribuiu-se o material de filtro, que é composto por pedregulhos e areia, por uma altura da ordem de 3,0 cm;

(4) acima do filtro despejou-se parafina líquida em uma altura de cerca de 2,0 cm;

(5) para a camada intermediária do corpo de provas, bentonita foi utilizada em uma altura de cerca de 4,0 cm, cuidando-se para que não houvesse vazios algum entre o CP e a parede do permeâmetro;

(6) repetiram-se os procedimentos 2 a 4. As etapas de montagem são mostradas na Figura 4.17.

Depois de montado, o permeâmetro foi instalado no painel de permeabilidade. A carga hidráulica foi aplicada por meio de um reservatório deslocável, que possibilita controlar a altura

do nível d'água no sistema. Para o solo compactado, o ensaio de carga variável foi feito impedindo-se o fluxo do reservatório deslocável e garantindo o fluxo através de um tubo com diâmetro conhecido e marcação de altura. Mediu-se então a variação do nível d'água no tubo em função do tempo. A permeabilidade para a temperatura de 20 °C foi calculada usando a equação (32).

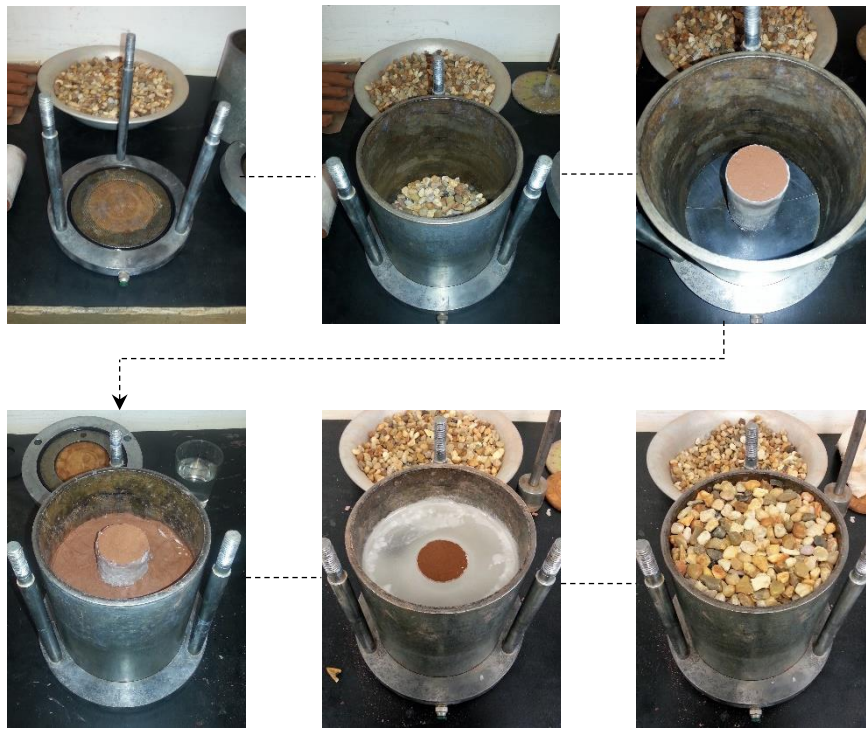


Figura 4.17 - Etapas para montagem do permeâmetro.

$$K_{20} = c_k \cdot 2,3 \cdot \frac{A_c \cdot H}{A \cdot t} \cdot \log \frac{L_i}{L_f} \quad (32)$$

$$c_k = \frac{\mu(T)}{\mu(20)} \quad (33)$$

Em que K_{20} é a permeabilidade para temperatura da água de 20°C; c_k é o fator de correção da temperatura; A_c é a área do tubo; H é a altura do CP; A é a área do CP; t tempo de percolação; L_i e L_f são as alturas de carga inicial e final, respectivamente; $\mu(T)$ é a viscosidade da água em função da temperatura.

4.6 Simulações numéricas

Na etapa de simulações numéricas, foi utilizado o programa *Code_Bright* com o BBM implementado para solos não saturados. Para garantir confiabilidade aos resultados, algumas

etapas de calibração foram aplicadas, por exemplo: testes de qualidade da malha de elementos finitos e da geometria do problema, comparação entre resultado de laboratório e numérico, etc.

4.6.1 *Code_Bright*

O programa *Code_Bright* é uma ferramenta para modelagens numéricas desenvolvido pela Universidade Politécnica da Catalunha financiado por um consórcio com 4 instituições europeias. Inicialmente, ele foi idealizado para simular meios geológicos utilizados na disposição final de resíduos nucleares. Eventualmente, o programa sofreu algumas modificações e adições que o tornaram capaz de simular meios porosos não saturados com acoplamento termo-hidro-mecânico-químico.

Seu código base é escrito em FORTRAM, com interface gráfica para pré e pós processamento no programa GiD. No pré-processamento, desenvolve-se a geometria e aplicam-se as condições de contorno e características dos materiais no próprio GiD. Entretanto, para esta pesquisa, o GiD foi utilizado apenas no pós-processamento, sendo os dados do problema adicionados diretamente em arquivos de texto.

Para uma descrição detalhada das equações de balanço e dos métodos numéricos que são a base do *Code_Bright*, pode-se consultar Rodrigues (2007) e os próprios manuais do programa disponíveis no site do Departamento de Engenharia Geotécnica e Geociências da UPC².

4.6.2 *Geometria e calibrações dos parâmetros*

Com os resultados dos ensaios de laboratório em mãos, a próxima etapa do trabalho foi a definição da geometria e malha de elementos finitos do problema numérico. Para isso, levou-se em conta a geometria dos ensaios de campo com a adoção de condições de contorno baseadas na mecânica dos solos não saturados.

A malha de elementos finitos é um componente importantíssimo para uma simulação computacional. Por isso, a dimensão dos elementos constituintes foi definida testando-se a convergência dos resultados. Iniciou-se simulando o problema com uma malha aberta,

² etcg.upc.edu/recerca/webs/code_bright/code_bright?set_language=en

diminuindo a dimensão dos elementos gradativamente até que os resultados não variassem mais mesmo com a diminuição das dimensões da mesma. A definição dos incrementos de tempo seguiu o mesmo processo.

Como demonstra a Figura 4.1, os parâmetros r , β e p^c não são diretamente definidos a partir dos ensaios de laboratório. Pelo contrário, eles foram idealizados pelos autores do BBM como uma forma de adequar o comportamento do modelo ao comportamento real dos solos. Desta forma, não existe um método definitivo para encontrar seus valores, o que permite certa flexibilidade na sua determinação. No caso deste trabalho, r , β e p^c foram calibrados de forma a simular da maneira mais precisa possível os ensaios edométricos de laboratório e os resultados das provas de carga em placa realizadas por Souza (1993), visto que o objetivo final é simular numericamente uma prova de carga em sapata.

Por fim, foi feita a análise paramétrica do problema. Variou-se os valores de r , β , $\lambda(0)$, κ , p_0^* e sucção inicial, alternadamente. Também foi feita uma análise das condições de contorno, alterando-se a geometria do problema: tensão aplicada durante inundação, espessura e largura da camada compactada. Ainda, testou-se uma geometria diferente, de forma a melhorar as condições de inundação, analisar a influência da tensão durante a inundação e da sucção inicial para este caso.

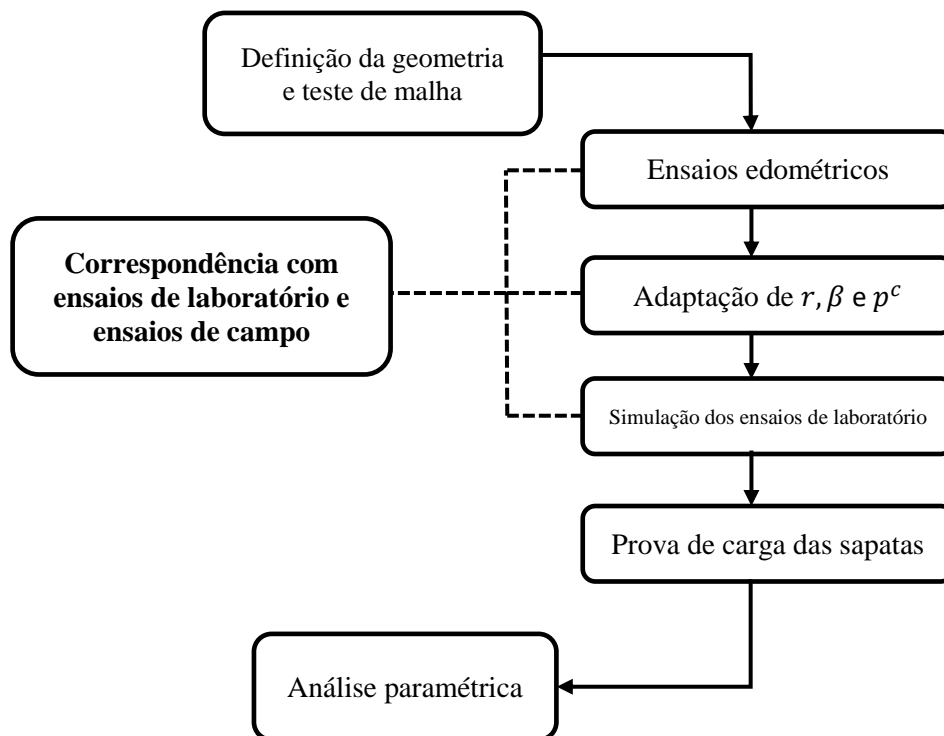
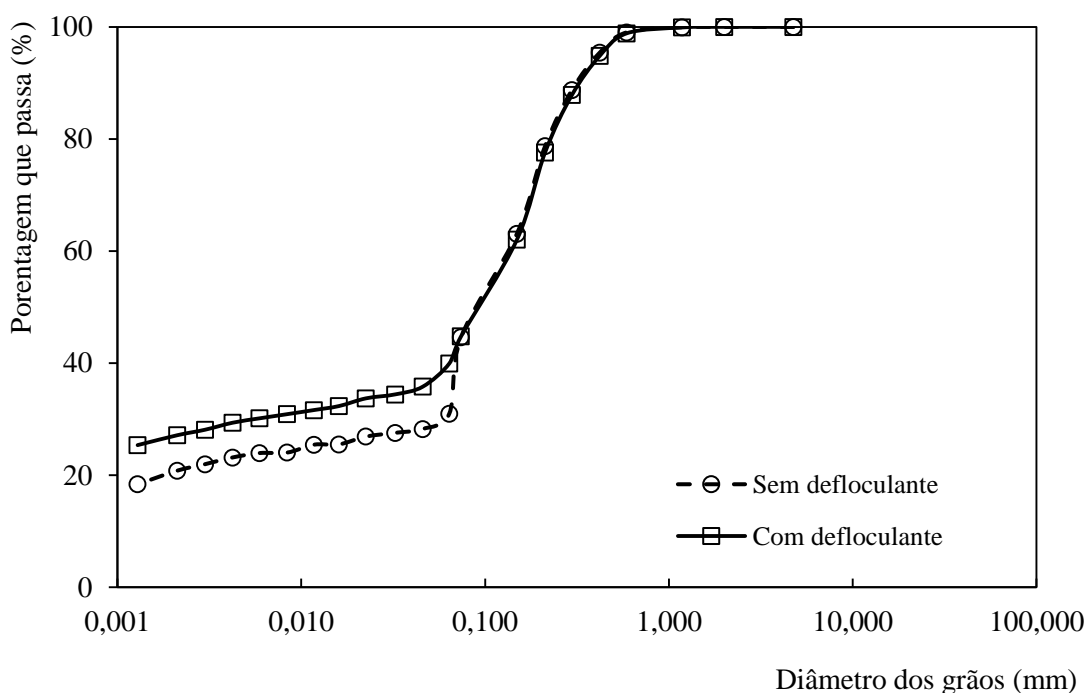


Figura 4.18 - Fluxograma do processo realizado para calibração dos parâmetros r , β e p^c do BBM.

5 Resultados de laboratório

5.1 Caracterização e compactação

Os resultados dos ensaios de granulometria conjunta, com e sem defloculante, são mostrados na Figura 5.1.



ESCALA ABNT NBR 6502/95							
argila	silte	areia			pedregulho		
		fina	média	grossa	fino	médio	grosso
0,002		0,060	0,200	0,600	2,0	6,0	20,0 60,0

Figura 5.1 - Resultados dos ensaios de granulometria conjunta, com e sem uso de defloculante.

A análise granulométrica indica que o solo é composto majoritariamente por areia fina a média, com porção considerável de argila. Também é possível observar que o solo em estado natural possui agregações, evidenciada pela diferença entre as curvas em sua fração fina.

Foram realizados ensaios de compactação (Proctor normal) e limites de Atterberg. Além disso, foram adicionados à plotagem os pares massa específica seca e umidade para alguns corpos de prova utilizados nesta pesquisa. As amostras compactadas foram moldadas para que apresentassem grau de compactação de 94% e desvio de umidade de 3%.

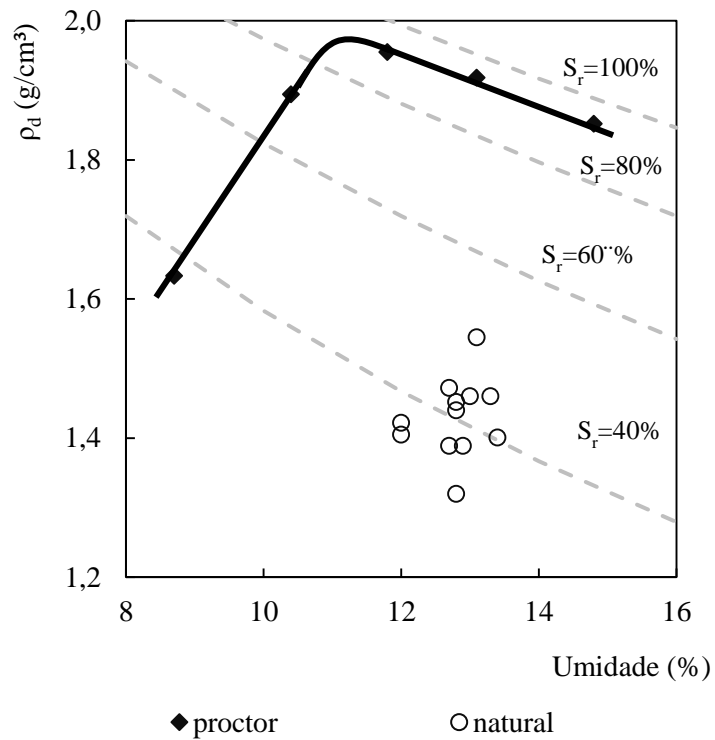


Figura 5.2 - Resultado do ensaio de compactação, com indicação das curvas de mesmo grau de saturação. Também são mostradas as massas específicas secas e umidades de alguns CPs utilizados.

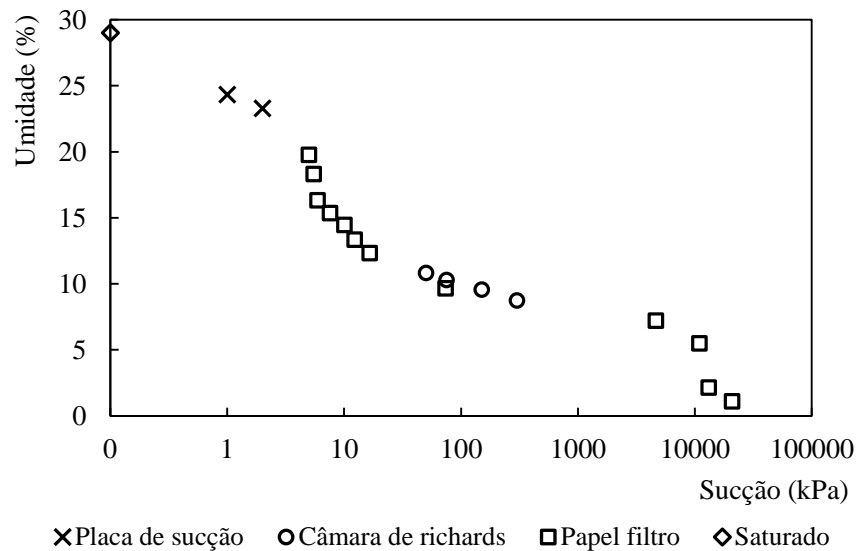
Os resultados resumidos dos limites de Atterberg, compactação e granulometria são mostrados na Tabela 8.

Tabela 8 - Resumo dos resultados de caracterização e compactação.

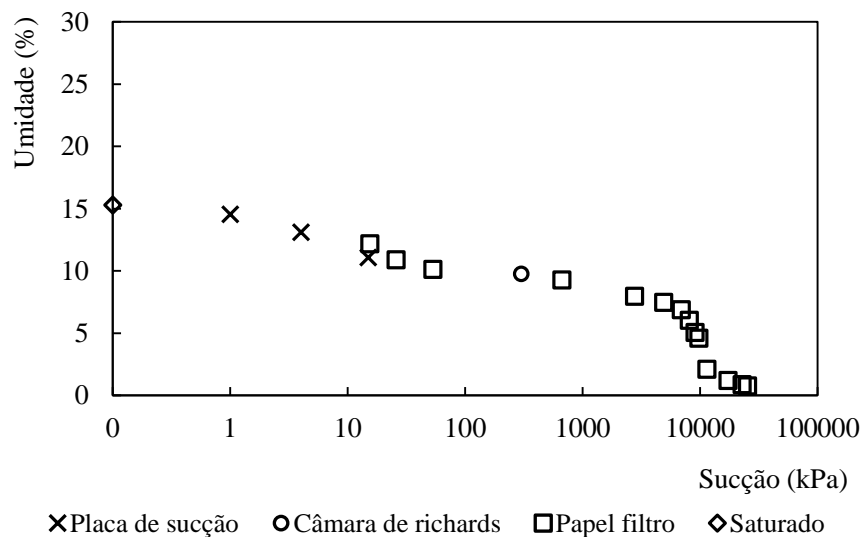
Argila		27,0
Silte		12,0
Areia		61,0
	Fina (%)	23,0
	Média	37,2
	Grossa	0,8
Limite de liquidez, w_L		21,0
Limite de plasticidade, w_P		13,0
Massa específica seca máxima, ρ_{dmax}	(g/cm ³)	1,965
Teor de umidade ótimo, w_{ot}	(%)	11,4
Massa específica dos sólidos, ρ_s	(g/cm ³)	2,619

5.2 Retenção de água no solo

Foram determinadas as curvas de retenção de água no solo tanto para o solo natural quanto para o compactado, com grau de compactação de 94%. Os pontos umidade-sucção são mostrados na Figura 5.3.



(A)



(B)

Figura 5.3 - Pontos obtidos para as curvas de retenção. (A) Solo natural; (B) Solo compactado.

O solo estudado apresenta comportamento típico de areias: o valor de entrada de ar é muito baixo (menor que 1 kPa tanto para o solo natural quanto compactado) e a faixa de

retenção de campo é muito estreita. Pode-se adicionar que o solo apresenta comportamento bimodal, sendo identificáveis dois valores de entrada de ar: o primeiro, aproximadamente 1 kPa, traduz a retenção dos macroporos; o segundo, próximo a 8 MPa, representa a pressão de dessaturação dos microporos.

Quanto aos métodos utilizados para a determinação dos pontos da curva, observou-se:

- Ensaio de papel filtro para o solo natural a altas umidades geram resultados ruins, e alguns tiveram de ser desconsiderados. Isso aconteceu porque, com alta umidade, o papel sujou-se com partículas do solo e a determinação da sua umidade com a precisão requerida ficou impossibilitada;
- Deve-se colocar poucos anéis com amostras na câmara de Richards. Se muitos forem colocados, o tempo para equilíbrio de sucção torna-se elevado, e o solo pode sofrer ressecamento. Em tal situação, a sucção do solo não é a aplicada pelo sistema de ar comprimido no interior da câmara. Foram equilibrados apenas 4 anéis por vez para a determinação dos pontos mostrados;
- Os pontos da curva para sucções intermediárias, em que pequenas mudanças de umidade representam grandes variações de sucção, são de difícil obtenção pela técnica do papel filtro, devido à necessidade de se controlar a umidade de embalagem do CP pelo peso da amostra. Assim, para os pontos nesta faixa de sucção, aconselha-se a utilização da câmara de Richards. Da mesma forma, para umidades próximas da de saturação, recomenda-se o uso da técnica de placa de sucção em vez do papel filtro.

5.3 Ensaio edométrico

Foram realizados 6 ensaios edométricos para definição dos parâmetros de compressibilidade do solo:

- 2 ensaios saturados desde o início, um para o solo natural e outro para o compactado;
- 4 ensaios com sucções de 50 e 300 kPa controladas desde o início, tanto para o solo natural quanto para o compactado.

Para facilitar a comparação entre os resultados, as curvas foram normalizadas para o índice de vazios inicial do solo, ou para um valor que representasse o início do contato entre o

pistão do edômetro e o corpo de provas (Figura 5.4 e Figura 5.5). Na Figura 5.6 até a Figura 5.8, as curvas para as amostras compactadas e indeformadas foram plotadas no mesmo plano e normalizadas par ao índice de vazios inicial do solo natural.

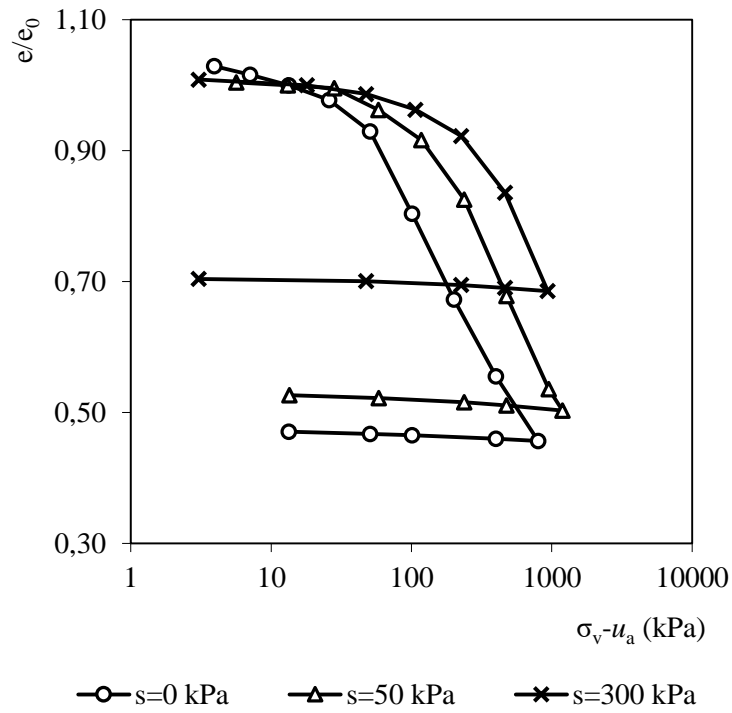


Figura 5.4 - Resultados dos ensaios edométricos realizados para o solo natural.

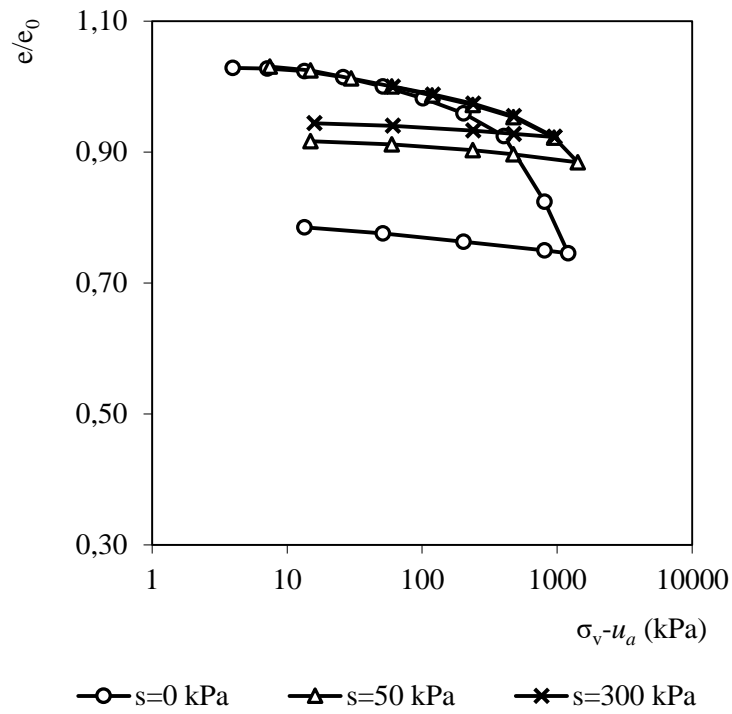


Figura 5.5 - Resultados dos ensaios edométricos realizados para o solo compactado.

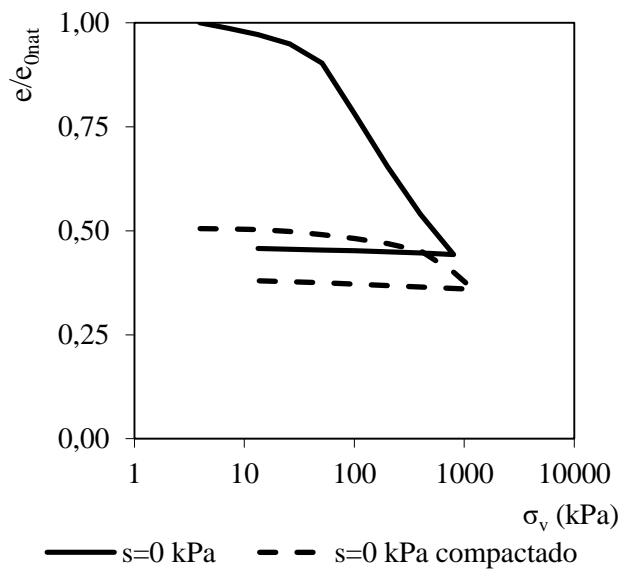


Figura 5.6 - Curvas edométricas, normalizadas para o índice de vazios inicial do solo natural (saturado).

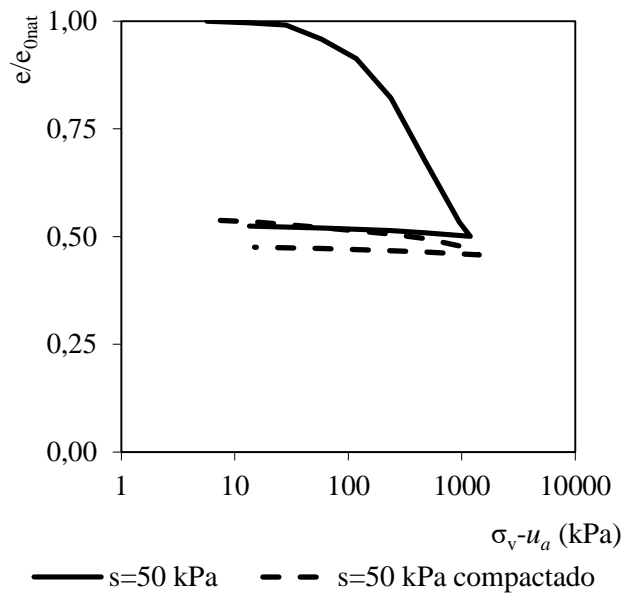


Figura 5.7 - Curvas edométricas, normalizadas para o índice de vazios inicial do solo natural (sucção de 50 kPa).

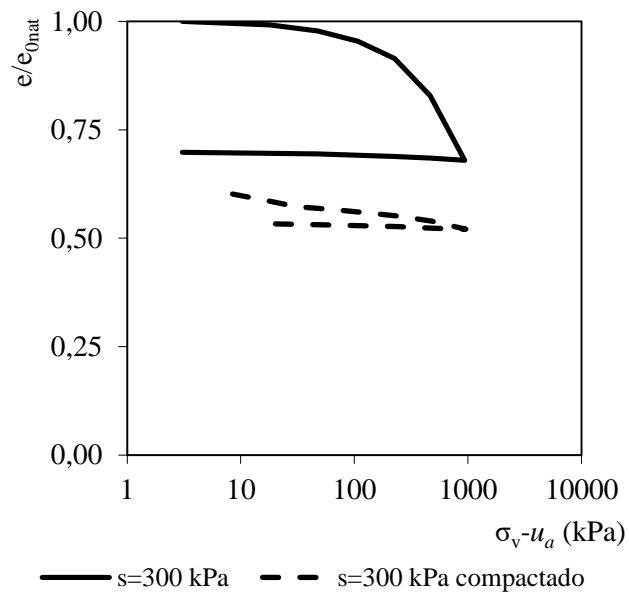


Figura 5.8 - Curvas edométricas, normalizadas para o índice de vazios inicial do solo natural (sucção de 300 kPa).

Fazendo uma análise qualitativa, conclui-se com base nas Figura 5.4 a Figura 5.8 que o solo compactado é menos compressível que o natural. A posição das curvas edométricas para o solo compactado indica que estas deformações são recuperáveis mesmo para tensões elevadas.

O procedimento de compactação estática modifica a estrutura do solo. A tensão final necessária para que tais deformações imponham o índice de vazios alvo se traduz no aumento da tensão de pré-adensamento do solo compactado. Pode-se entender a curva de compressão edométrica do solo compactado como uma extensão da curva do solo natural para altas tensões. De fato, é o que se observa na Figura 5.6 até a Figura 5.8.

Também é possível observar uma tendência de enrijecimento para os solos com o aumento da sucção. Esta tendência fica clara com o aumento da tensão de pré-adensamento nos corpos de prova em estado natural. Para o solo compactado, também se observa enrijecimento entre a amostra saturada e as com sucção controlada, apesar dessa diferença ser menos pronunciada.

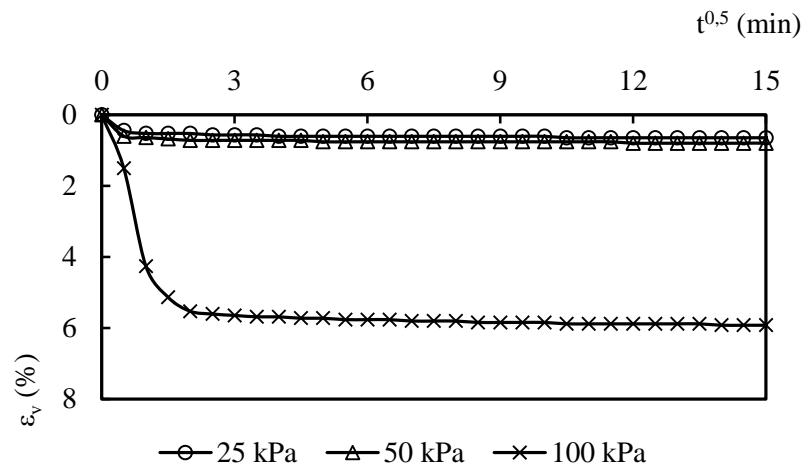
5.4 Ensaios de compressão triaxial

5.4.1 Consolidação

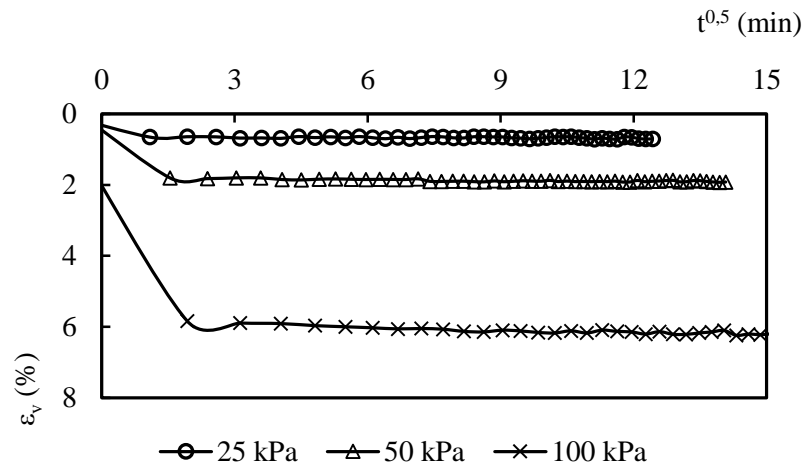
Foram realizados 18 ensaios de compressão triaxial, com e sem controle de sucção, consolidados e drenados. Após a saturação ou o equilíbrio de sucção, a tensão de confinamento foi imposta e deixou-se o corpo de provas dissipar a pressão na água, o que implica em variação volumétrica.

Na Figura 5.9 e Figura 5.10 são mostrados os gráficos de variação volumétrica *vs* raiz do tempo medida durante a etapa de consolidação. Para estes resultados, o efeito da expansão da câmara pelo aumento da pressão confinante foi considerado, portanto apenas a variação volumétrica do corpo de prova é mostrada. Percebe-se que, tanto para o solo natural como para o compactado, e independentemente da sucção aplicada, a variação volumétrica foi maior quanto maior a pressão confinante aplicada. Também se percebe que as curvas apresentam formato típico de solos arenosos, isto é, praticamente a totalidade da variação volumétrica se dá logo no início do processo de consolidação. A variação volumétrica dos solos a partir de amostras indeformadas é consideravelmente maior que dos compactados, dado o maior índice de vazios do primeiro.

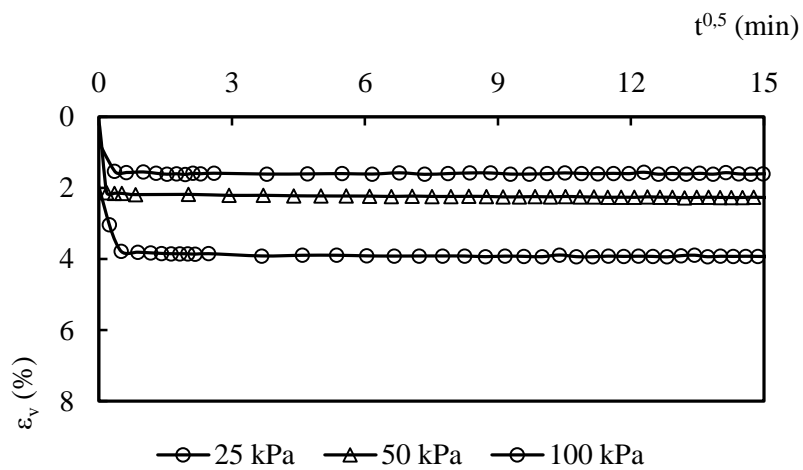
Na Figura 5.9, A, a curva de consolidação para a tensão confinante de 50 kPa não é mostrada pois, por conta de problemas técnicos, o programa utilizado para gravar os dados apresentou defeito e gravou apenas os valores iniciais desta fase. O valor da variação volumétrica por conta do adensamento isotrópico para esta confinante foi determinado pela diferença entre os volumes no início do adensamento e no início da etapa de cisalhamento.



(A)

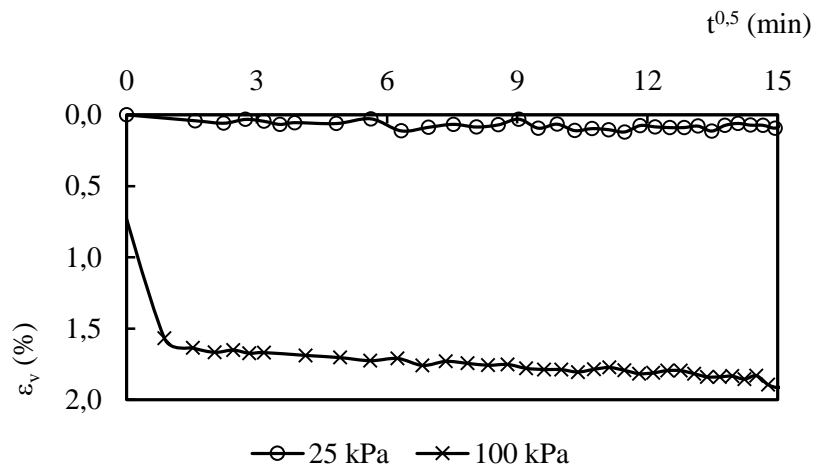


(B)

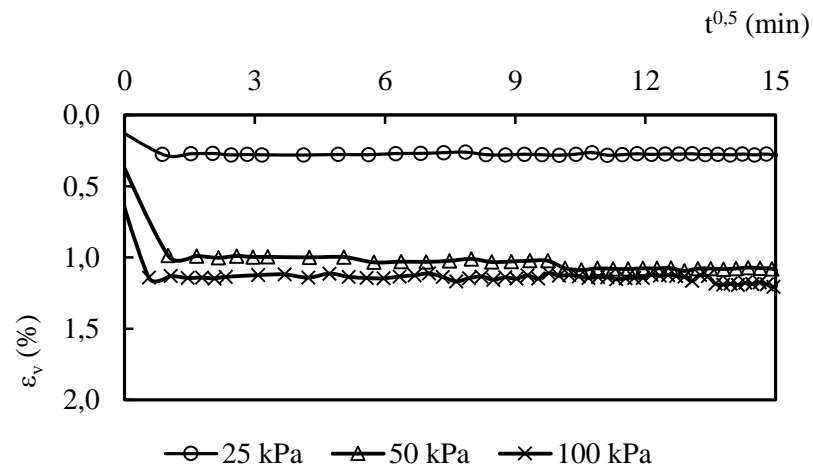


(C)

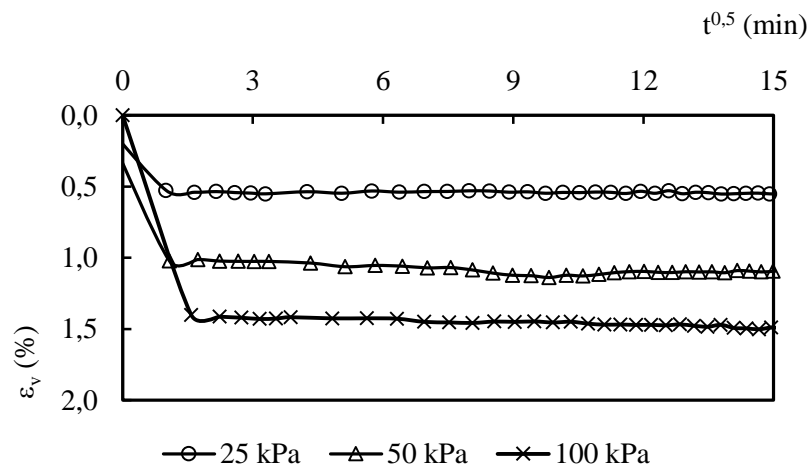
Figura 5.9 - Variação volumétrica vs raiz do tempo para a fase de consolidação do solo natural. (A) Solo saturado; (B) Sucção de 50 kPa; (C) Sucção de 300 kPa.



(A)



(B)



(C)

Figura 5.10 - Variação volumétrica vs raiz do tempo para a fase de consolidação do solo compactado. (A) Solo saturado; (B) Sucção de 50 kPa; (C) Sucção de 300 kPa.

5.4.2 *Cisalhamento*

Os resultados da fase de cisalhamento dos ensaios de compressão triaxial são mostrados na Figura 5.11 até a Figura 5.16. Eles mostram que a sucção aumenta a resistência ao cisalhamento em ambos os estados do solo, pois os corpos de prova rompem sob tensões maiores quanto maior for a sucção aplicada.

Quanto à forma de ruptura, identifica-se que o solo natural apresenta majoritariamente ruptura plástica e contração volumétrica, enquanto o solo compactado tem ruptura frágil e expansão.

O comportamento do solo compactado saturado foi similar ao do natural, ou seja, houve ruptura plástica. Para os outros valores de sucção, entretanto, foi possível identificar uma tensão de ruptura. É interessante observar também que as sucções aplicadas não tiveram efeito importante na variação volumétrica apresentada pelos solos natural e compactado, ou seja, a tendência de expansão ou contração se manteve.

Algumas observações quanto ao procedimento utilizado nos ensaios de compressão triaxial podem ser feitas: A etapa de saturação dos corpos de provas compactados por contrapressão foi demorada por conta da baixa permeabilidade apresentada pela amostra. A solução encontrada foi o gotejamento prévio do solo para evitar a aplicação de pressão confinante elevada na câmara triaxial; os ensaios com o solo natural mostraram-se os mais problemáticos: por conta da dificuldade de moldagem, alguns corpos de provas quebraram na base ou no topo durante o cisalhamento, e o ensaio foi refeito; a embalagem dos CPs em plástico filme não evitou a perda de umidade, o que causou ressecamento dos mesmos; para garantir a integridade dos corpos de prova compactados, recomenda-se utilizar energia de compactação baixas. Desta forma, as interfaces entre as camadas apresentam menor chance de se soltarem.

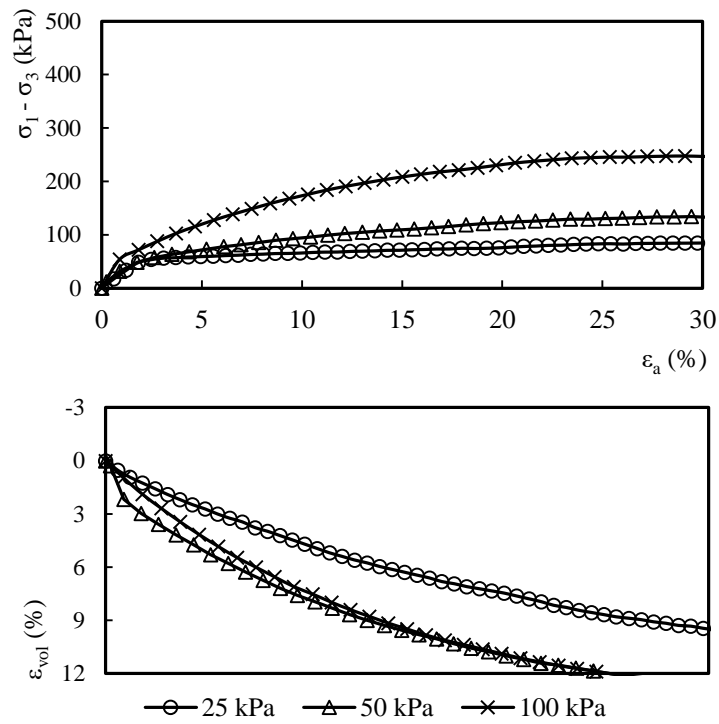


Figura 5.11 - Tensão desviatória e variação volumétrica vs deformação axial para o solo natural saturado.

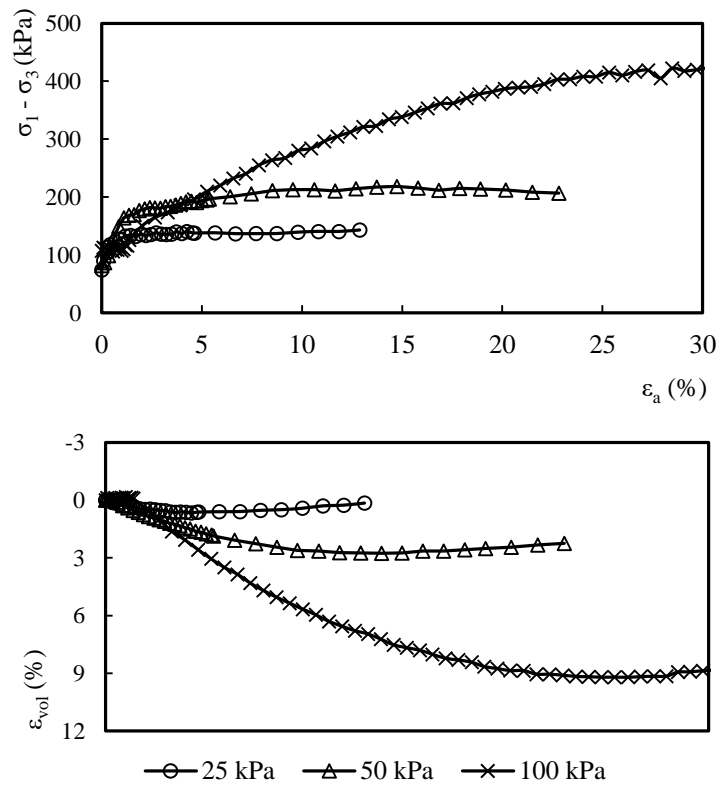


Figura 5.12 - Tensão desviatória e variação volumétrica vs deformação axial para o solo natural à sucção de 50 kPa.

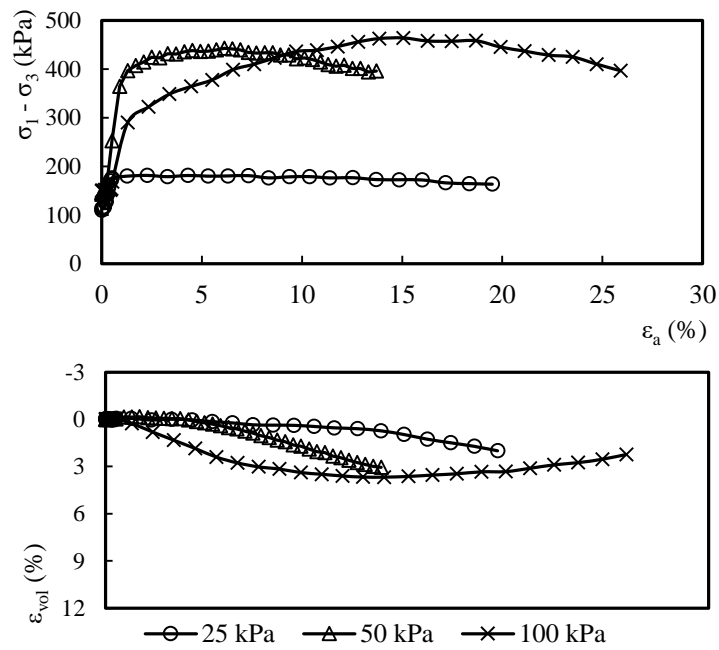


Figura 5.13 - Tensão desviatória e variação volumétrica vs deformação axial para o solo natural à sucção de 300 kPa.

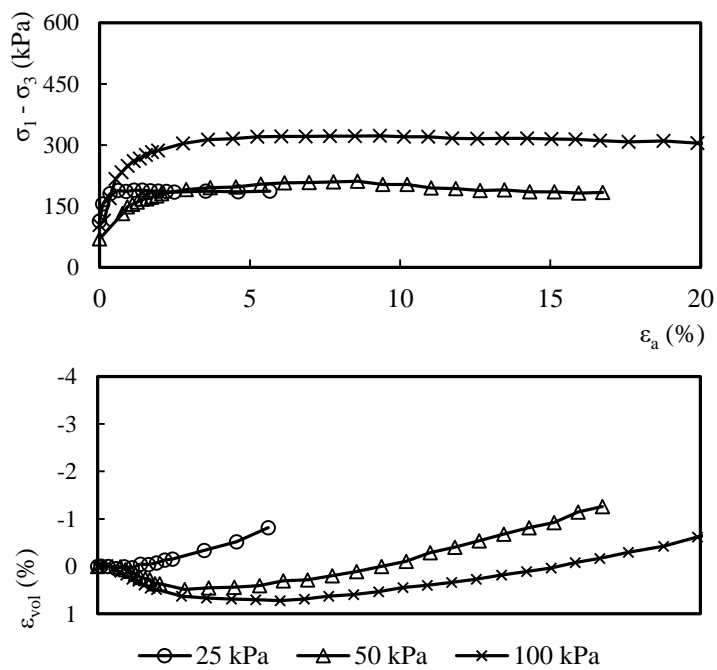


Figura 5.14 - Tensão desviatória e variação volumétrica vs deformação axial para o solo compactado saturado.

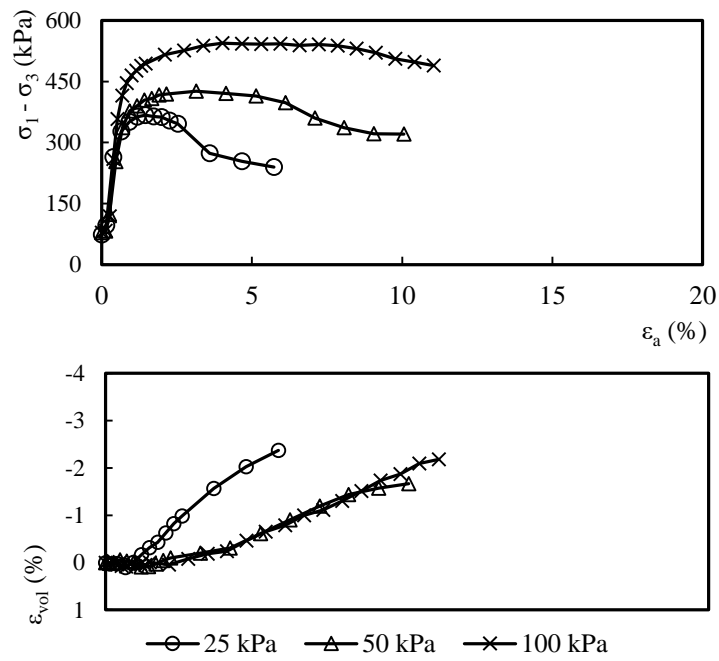


Figura 5.15 - Tensão desviatória e variação volumétrica vs deformação axial para o solo compactado à sucção de 50 kPa.

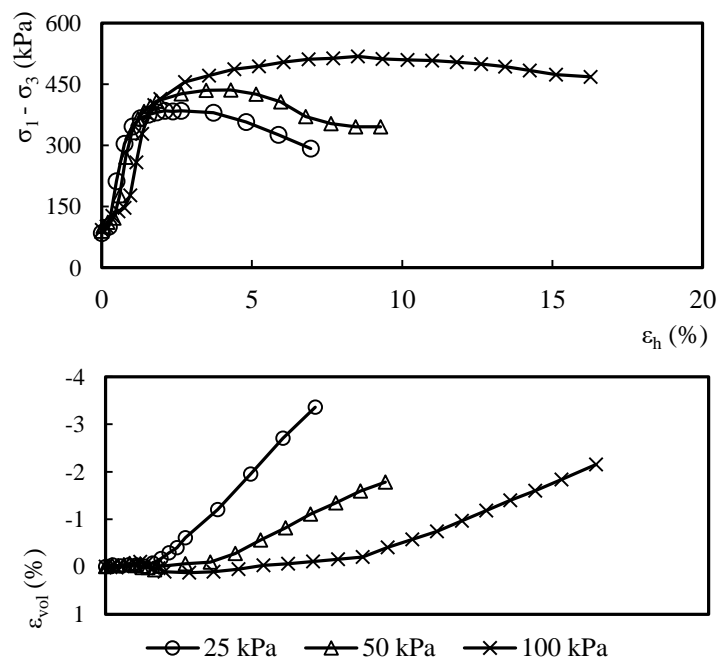


Figura 5.16 - Tensão desviatória e variação volumétrica vs deformação axial para o solo compactado à sucção de 300 kPa.

5.5 Ensaio de permeabilidade

Para o solo natural, utilizou-se carga constante no ensaio de permeabilidade. Para avaliar a influência do gradiente hidráulico no resultado, variou-se a altura do reservatório. Desta forma, foram obtidos valores de permeabilidade para diferentes gradientes hidráulicos. Os resultados mostraram que a permeabilidade varia pouco com o gradiente hidráulico. A permeabilidade do solo foi considerada a média obtida: $1,40 \times 10^{-3}$ cm/s, corrigida para temperatura de 20 °C.

Para o solo compactado, utilizou-se carga variável no ensaio de permeabilidade. Variou-se a altura da coluna d'água nos tubos, de forma que fossem obtidos valores de permeabilidade a diferentes gradientes hidráulicos. A permeabilidade praticamente não variou com a variação do gradiente hidráulico. O valor médio obtido foi de $6,48 \times 10^{-7}$ cm/s, corrigido para temperatura de 20 °C.

5.6 Análise dos resultados e determinação dos parâmetros do modelo

5.6.1 Ajuste da curva de retenção

As curvas de retenção foram ajustadas utilizando a equação de Van Genuchten (1980):

$$w = w_r + (w_s - w_r) \cdot \left\{ \frac{1}{[1 + (\alpha \cdot s)^n]^m} \right\} \quad (34)$$

Em que w_s e w_r são a umidade gravimétrica de saturação e residual, respectivamente; α , m e n são parâmetros de ajuste e s é a sucção.

Utilizou-se o programa “*Soil Water Retention Curve*”, versão 3.00, desenvolvido pela ESALQ (Piracicaba), para obtenção do ajuste e dos dados estatísticos.

Para cada uma das curvas, foram feitos dois ajustes: Um para o chamado “Trecho 1”, e que traduz a retenção dos macroporos, e outro para o “Trecho 2”, que representa a retenção dos microporos do solo. O valor de entrada de ar para os microporos foi definido a partir do último ponto experimental com par umidade e sucção determinado.

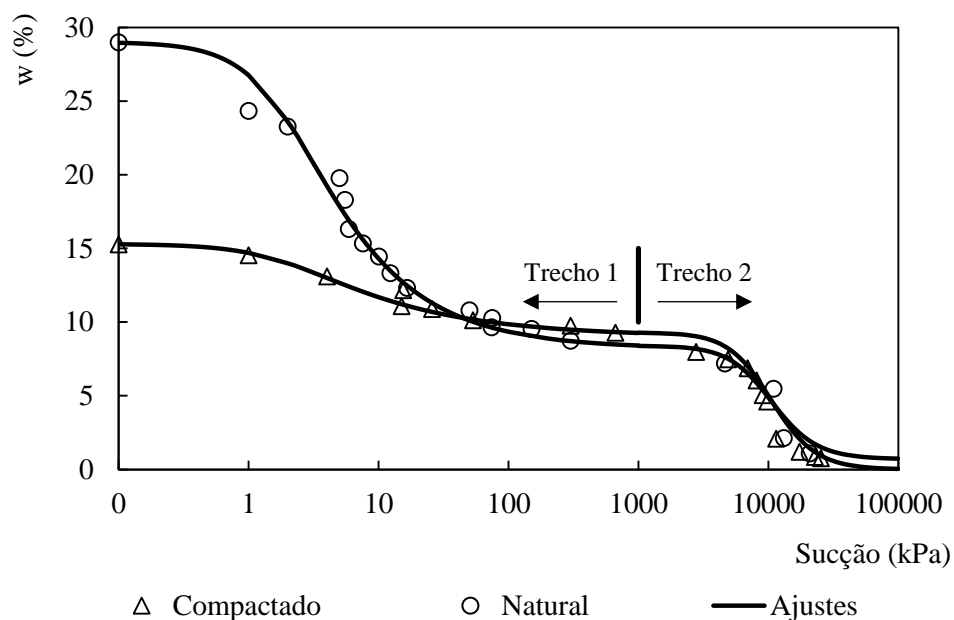


Figura 5.17 - Ajustes para as curvas de retenção do solo compactado e natural.

Os parâmetros da equação de ajuste para cada trecho e condição do solo são mostrados na Tabela 9.

Tabela 9 - Parâmetros de ajuste da equação de Van Genuchten (1980).

Solo	Trecho	α (kPa^{-1})	m	n	w_s (%)	w_r (%)	R^2
Natural	1	0,5097	0,424	1,737	29,0	8,2	0,882
	2	0,0001	0,877	2,657	8,2	0,7	0,911
Compactado	1	0,4976	0,339	1,512	15,3	9,0	0,996
	2	0,0001	0,892	2,669	9,0	0,0	0,959

Para o trecho 1 de cada curva, as umidades de saturação foram definidas experimentalmente. A umidade residual foi definida como o último ponto experimental “sucção vs umidade” para o trecho 1.

O trecho 2 teve umidade de saturação adotada em função da umidade residual determinada pela equação de ajuste, para garantir continuidade entre as curvas. Para as umidades residuais, foi escolhido o valor que gerasse o maior coeficiente de determinação, R^2 .

Na Figura 5.18 são mostrados no mesmo gráfico os dois ajustes para as curvas de retenção obtidas. Na Figura 5.19 são mostrados no mesmo gráfico os dois ajustes no plano S_r (%) vs log sucção, com todos os pontos experimentais.

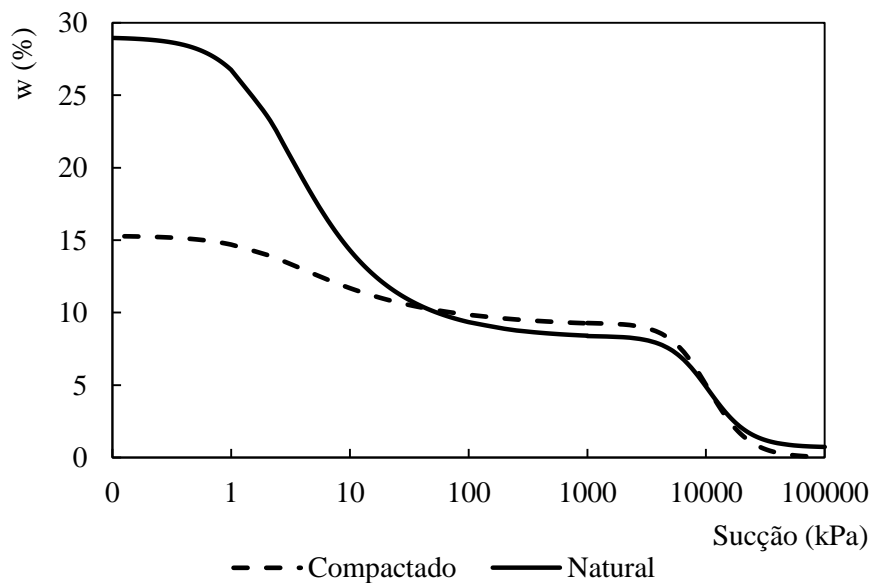


Figura 5.18 - Ajustes para as curvas de retenção.

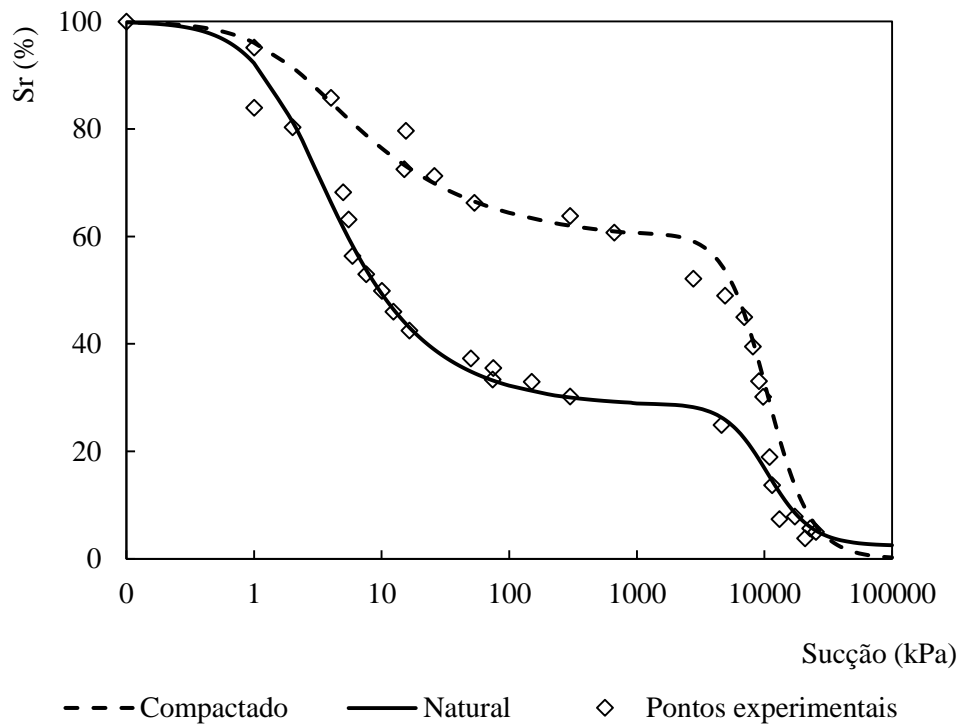


Figura 5.19 - Curvas de retenção definidas para o grau de saturação. Os pontos experimentais são indicados.

Ambas as curvas indicam um comportamento típico de areias, pois apresentam valor de entrada de ar muito baixo (próximo de 1 kPa) e trecho de dessaturação bem definido, em que pequenas variações de sucção representam grandes variações de umidade. É interessante observar também que a compactação afeta principalmente o trecho 1. Assim, pode-se dizer que a compactação diminui os vazios entre as partículas e, portanto, a quantidade de água que o solo retém nos macroporos é menor para o solo compactado. A compactação, entretanto, não afeta os microporos, que mantem as mesmas dimensões e, portanto, retém a mesma quantidade de água.

5.6.2 Ensaios edométricos

Os resultados dos ensaios edométricos foram apresentados na seção anterior. Nesta seção, serão calculadas as tensões de pré-adensamento e os parâmetros utilizados no BBM.

As tensões de pré-adensamento dos ensaios com amostras indeformadas foram determinadas utilizando a técnica gráfica de Pacheco-Silva, que é bem difundida no meio acadêmico.

Foi aplicada uma tensão maior para as amostras compactadas, com o objetivo de definir melhor o trecho de compressão virgem.

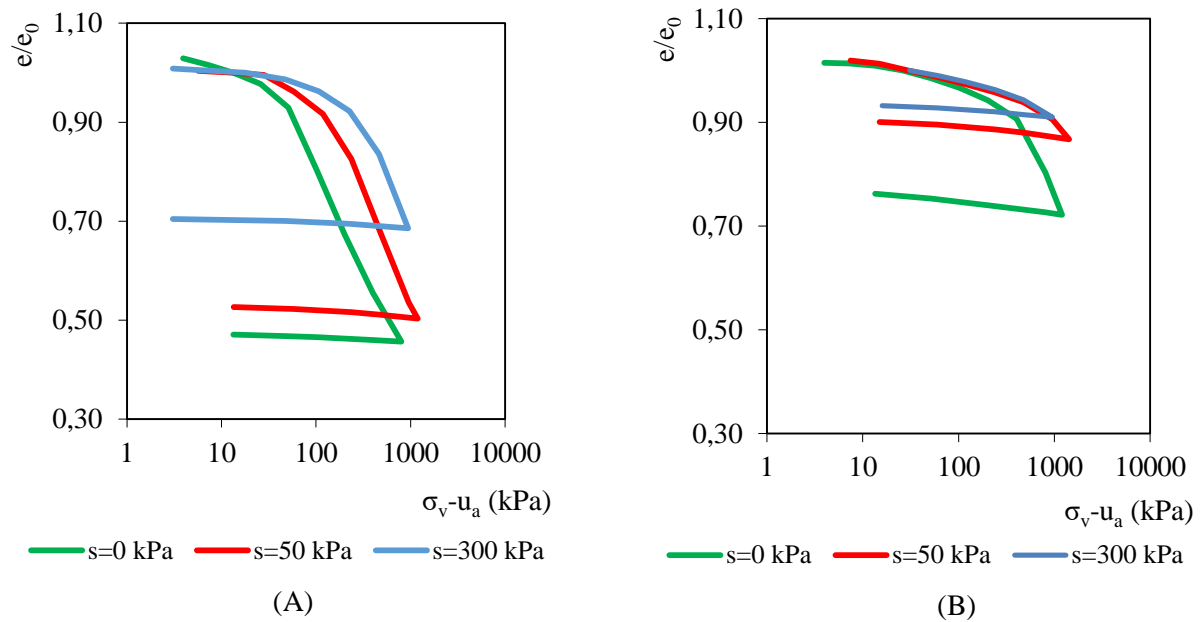


Figura 5.20 - Curvas dos ensaios edométricos. (A) Solo natural; (B) Solo compactado.

As tensões de pré-adensamento e os os índices de recompressão e compressão virgem são mostrados na Tabela 10.

Tabela 10 - Tensões de pré-adensamento, índice de recompressão e compressão virgem para os solos estudados (tensões em kPa).

Sucção	Solo natural			Solo compactado		
	σ_{v_0}	C_c	C_r	σ_{v_0}	C_c	C_r
0	40	0,339	0,056	248	0,145	0,024
50	105	0,304	0,032	344	0,090	0,018
300	190	0,264	0,013	392	0,090	0,015

A análise dos resultados mostra que o solo exibe enrijecimento com o aumento da sucção para os dois estados de compactidade.

O solo compactado apresenta tensões de pré-adensamento superiores às do solo natural, e ainda mostra-se menos deformável. Isto indica que a compactação melhora as propriedades do solo. O efeito da sucção mostrou-se mais pronunciado para o solo natural. A compactação afeta apenas os macroporos do solo, e as respostas mecânicas e de retenção do solo em função da variação da sucção passam a ser muito pequenas em uma faixa de sucção entre 100 kPa e 5 MPa.

5.6.3 Ensaaios triaxiais

As envoltórias de resistência para os solos natural e compactado foram interpretadas, e os resultados são apresentados na Tabela 11 e na Figura 5.21. As tensões de ruptura foram definidas graficamente como as máximas tensões desviatórias durante a fase de cisalhamento. Em seguida, essas tensões foram transformadas em pontos de trajetórias de tensões, utilizando as Equações (26) e (27).

Os resultados das máximas tensões desviatórias para cada tensão confinante, sucção e estado do solo são mostrados na Tabela 11.

Tabela 11 - Resultados das máximas tensões desviatórias e subsequente transformação (resultados em kPa).

$u_a - u_w$	$\sigma_3 - u_a$	Natural				Compactado			
		$\sigma_1 - \sigma_3$	$\sigma_1 - u_a$	s	t	$\sigma_1 - \sigma_3$	$\sigma_1 - u_a$	s	t
0	25	84	109	67	42	185	210	118	93
	50	134	184	117	67	210	260	155	105
	100	248	348	224	124	325	425	263	163
50	25	143	168	97	72	365	390	208	183
	50	205	255	153	103	425	475	263	213
	100	357	457	279	179	545	645	373	273
300	25	183	208	117	92	387	412	219	194
	50	440	490	270	220	442	492	271	221
	100	465	565	333	233	520	620	360	260

Os valores de s e t foram então plotados e ajustados para obtenção dos parâmetros de resistência. A envoltória de resistência de Mohr-Coulomb foi determinada aplicando a Equação (28).

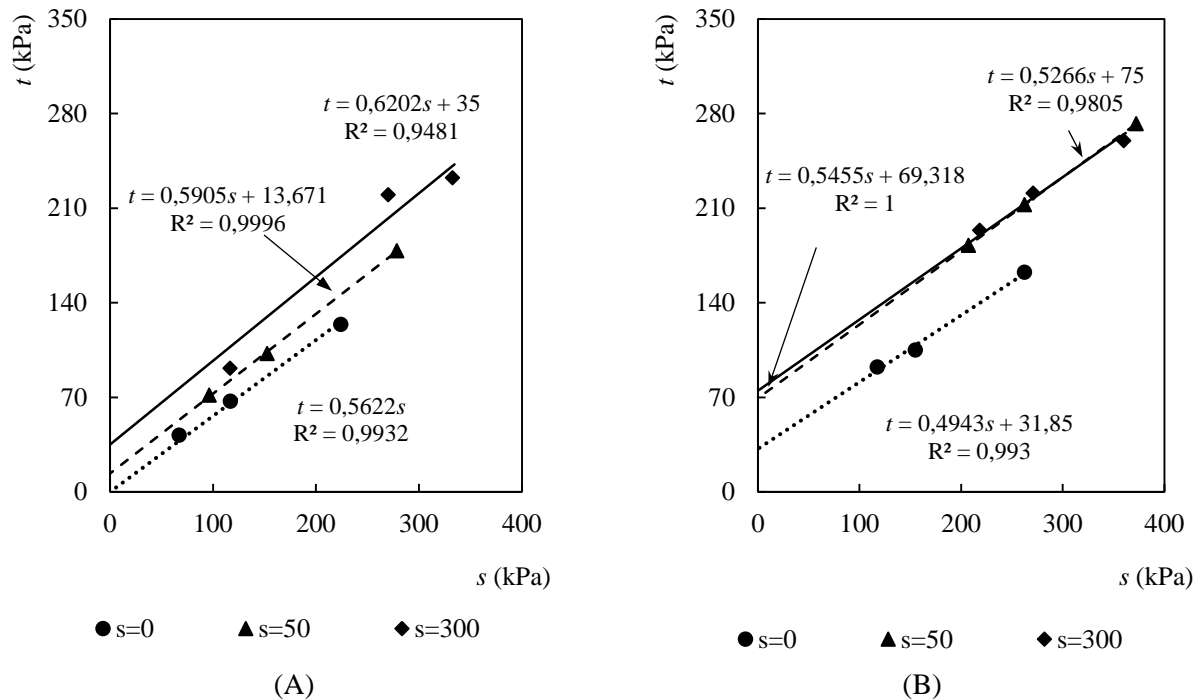


Figura 5.21 - Envoltórias utilizando as tensões transformadas s e t . (A) Solo natural; (B) Solo compactado.

Os valores de ângulo de atrito e coesão são resumidos na Tabela 12.

Tabela 12 - Parâmetros da envoltória de Mohr-Coulomb.

Sucção (kPa)	c (kPa)		ϕ ($^\circ$)	
	Natural	Compactado	Natural	Compactado
0	0	37	34	29
50	17	83	36	33
300	45	88	38	31

Como a Tabela 12 evidencia, a coesão do solo compactado é maior que a do solo em estado natural. Pode-se atribuir tal comportamento à maior compacidade causada pelo procedimento de compactação do solo.

O ângulo de atrito, entretanto, é menor para o solo compactado. Este efeito foi observado por Ferreira e Monteiro (1985) ao analisar resultados de ensaios edométricos com inundação, em que os solos compactados apresentaram maior colapso que o natural. Os autores atribuíram este comportamento à redução da ligação entre as partículas e à quebra da cimentação entre elas causadas pela compactação. De fato, ensaios de microscopia conduzidos por Garcia, Rodrigues e Lollo (2004) mostram que o solo de Ilha Solteira possui estrutura formada basicamente de areia com partículas de argila formando agregações entre as partículas

maiores. Corrobora também a forma das curvas granulométricas feitas com e sem defloculante, em que se verifica que parte das partículas de argila encontra-se aglomerada.

Atribui-se parte desta diferença à alta variação volumétrica do solo no estado natural, em oposição ao comportamento frágil das amostradas compactadas. Como apresentado na seção anterior, a identificação de uma tensão de ruptura óbvia é difícil para o solo natural, o que pode influenciar no resultado para o ângulo de atrito.

O aumento da coesão com acréscimos de sucção acontece em ambos os solos. Para as amostras indeformadas, o aumento é quase linear, como apresentado na Figura 5.22. Entretanto, o solo compactado apresenta, na prática, as mesmas resistências para as sucções de 50 e 300 kPa, o que se traduz em um aumento hiperbólico da coesão com a sucção. Esta tendência também é observada por Fagundes (2014). Mais ensaios de compressão triaxial a diferentes valores de sucção são necessários para analisar essa tendência.

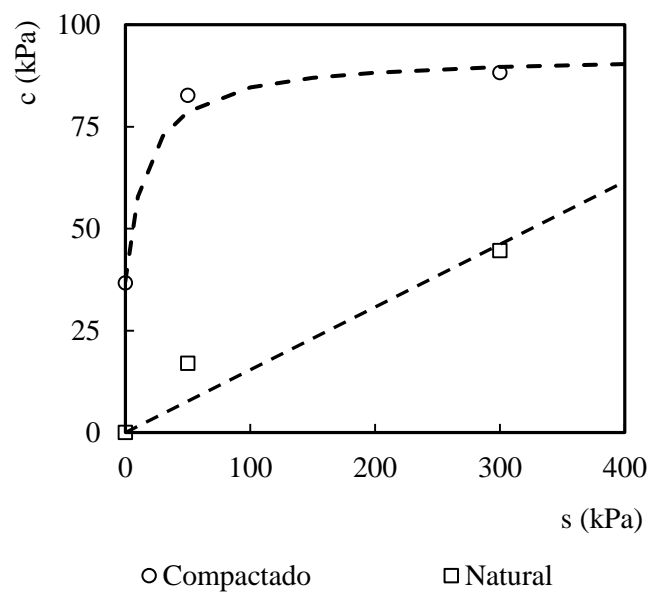


Figura 5.22 - Aumento da coesão dos solos natural e compactado com o aumento da sucção.

6 Simulações numéricas

Nesta seção são apresentados os elementos, etapas e procedimentos para a realização das simulações numéricas no programa *Code_Bright*, conforme descrição do item 4.6. Em primeiro lugar, os parâmetros do BBM foram determinados, depois a geometria do problema foi definida, inclusive com os testes de convergência de malha e de passo de tempo. Os parâmetros r , β e p^c foram então adotados com base nos ensaios de laboratório e calibrados por meio de simulações dos ensaios edométricos. Finalmente, uma análise paramétrica foi efetuada.

6.1 Parâmetros do BBM

6.1.1 Parâmetro k

Inicialmente, os resultados dos ensaios de compressão triaxial foram utilizados para determinar o parâmetro k da equação. Para isso, as tensões foram transformadas em tensões octaédricas, plotadas no plano (p, q) e ajustadas por uma reta, que foi então estendida até que cruzasse com o eixo p . Os valores de p para $q = 0$ são chamados p_s . Os resultados são mostrados na Figura 6.1 e na Tabela 13.

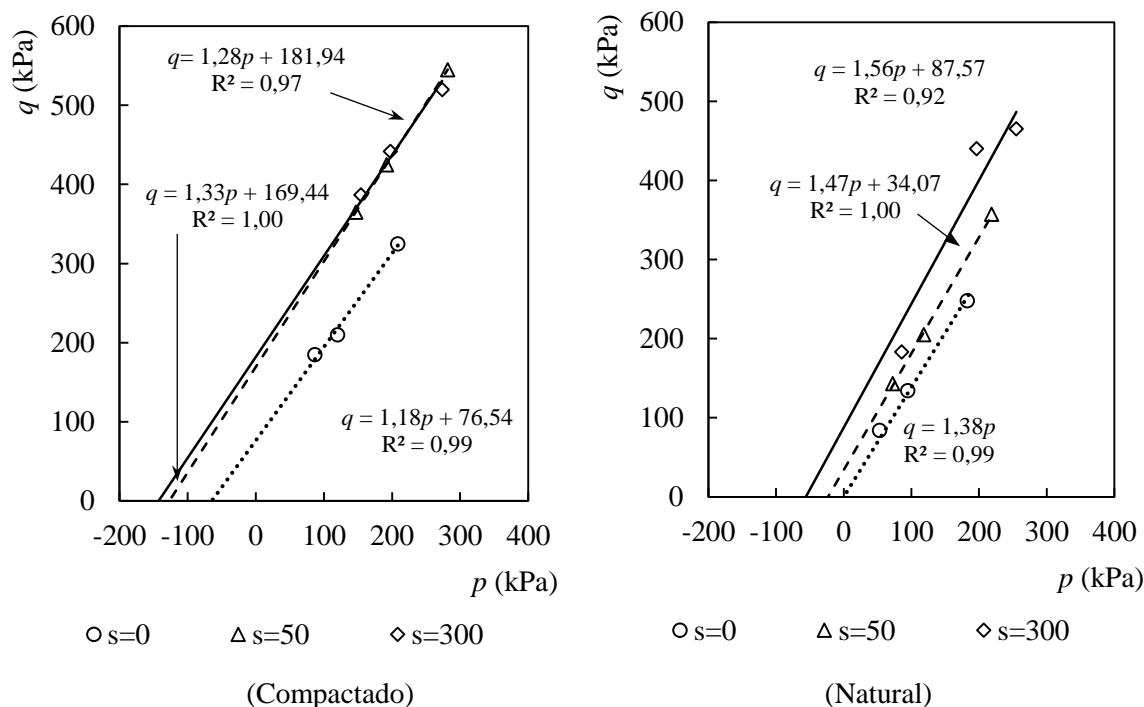


Figura 6.1 - Ajuste para a envoltória triaxial no plano (p, q) .

Tabela 13 - Valores de p_s na determinação do parâmetro k .

Sucção (kPa)	p_s (kPa)	
	Natural	Compactado
0	0,0	-64,8
50	-23,2	-127,1
300	-56,0	-142,6

Ajustando os pontos, o parâmetro k , que representa o aumento da coesão com o aumento da sucção, é: $k = 0,205$ para o solo natural, e $k = 0,828$ para o solo compactado.

6.1.2 Parâmetros M , p_0^* , κ e $\lambda(0)$

No BBM, a tensão de pré-adensamento para o solo saturado, p_0^* , é determinada utilizando os resultados de ensaios de compressão isotrópica. Nesta pesquisa, entretanto, foram utilizados ensaios de compressão confinada. O procedimento para determinar a tensão de pré-adensamento isotrópica utilizando a tensão confinada é detalhado nos próximos parágrafos.

A tensão vertical, σ_v , foi transformada em tensão octaédrica pela Equação (22). A trajetória de tensões do ensaio de compressão confinada para o solo natural saturado é mostrada na Figura 6.2.

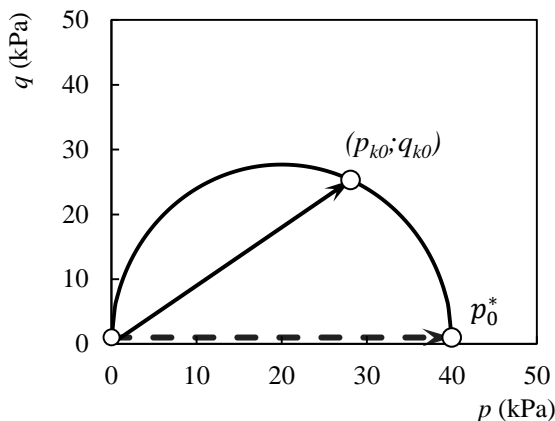


Figura 6.2 - Trajetória de tensões no ensaio de compressão confinada (trajetória k_0) e de compressão isotrópica (linha tracejada).

O par (p_{k0}, q_{k0}) faz parte da elipse da Equação (17), que representa uma zona de deformações elásticas no plano (p, q) . Assim, p_0^* é facilmente determinada substituindo os valores de (p_{k0}, q_{k0}) na Equação (17). A inclinação M da linha de estados críticos, foi determinada pela Equação (31). No BBM, considera-se que as inclinações das linhas de estado crítico para todos os valores de sucção são iguais à inclinação para o solo saturado.

A Tabela 14 apresenta um resumo dos cálculos feitos:

Tabela 14 - Resumo dos cálculos efetuados para determinação de p_0^* (tensões em kPa).

Sucção	Natural				Compactado			
	σ_{v0}	M	K_0	p_0	σ_{v0}	M	K_0	p_0
0	40		0,438	35	248		0,506	230
50	105	1,38	0,410	100	344	1,18	0,455	355
300	190		0,380	212	392		0,473	490

Portanto: $p_0^* = 35 \text{ kPa}$ para o solo natural e $p_0^* = 230 \text{ kPa}$ para o compactado.

A inclinação das retas de compressão elástica e de compressão virgem nos ensaios edométricos foram determinados por meio das curvas apresentadas no item 5.6.2. No mesmo item foram apresentados os parâmetros de deformabilidade, C_c e C_r . A partir daqueles valores (Tabela 10) e das Equações (20) e (21), calculou-se o valor de $\lambda(0)$. Para o solo natural, $\lambda(0) = 0,15$ e $\kappa = 0,015$; para o solo compactado, $\lambda(0) = 0,063$ e $\kappa = 0,006$.

6.1.3 Parâmetros r , β e p^c

Os parâmetros r , β e p^c foram concebidos para refinar o ajuste da curva LC. Existe uma infinidade de combinações entre seus valores que adequam bem as curvas do BBM aos resultados de laboratório.

Visto que o objetivo deste trabalho é simular numericamente os ensaios de carregamento em protótipo de sapata em campo, uma abordagem interessante para definir r , β e p^c é adotar seus valores que melhor reproduzam em simulações numéricas os resultados de laboratório realizados. Foi esse o procedimento adotado para este trabalho, com as suas etapas sintetizadas no fluxograma da Figura 4.18.

O ensaio edométrico foi modelado com simetria axial. Com isso, apenas metade da geometria foi desenhada. O modelo tem 3,5 cm de raio e 2,5 cm de altura. A linha de base e as bordas verticais tiveram seus movimentos vertical e horizontal, respectivamente, impedidos. A tensão foi aplicada inclusive nas bordas da geometria; portanto, apenas o solo contido no anel edométrico foi modelado, e não o anel em si (Figura 6.3).

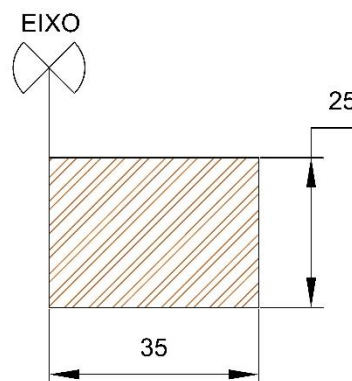


Figura 6.3 - Geometria da simulação numérica dos ensaios edométricos. Dimensões em mm.

Os resultados são apresentados nas Figura 6.4 e Figura 6.5.

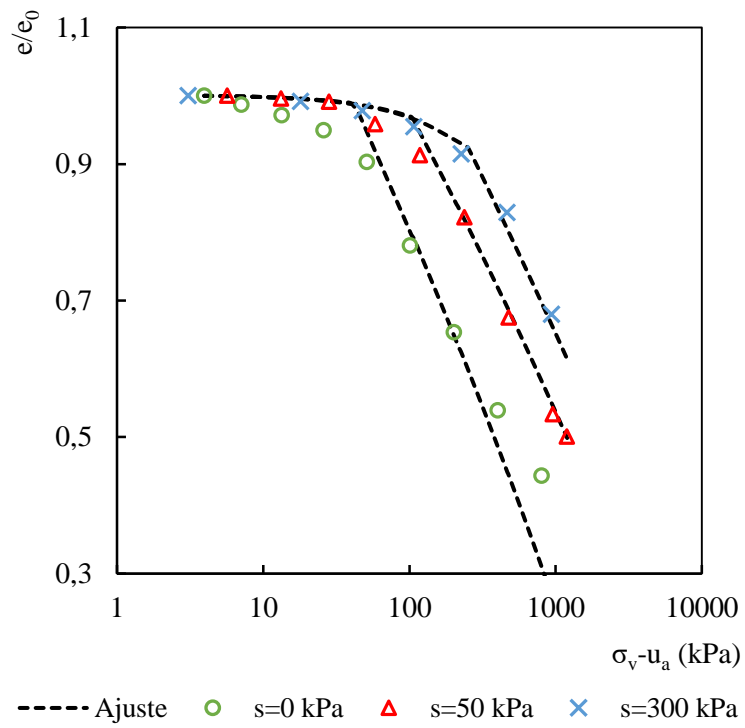


Figura 6.4 - Resultados das simulações numéricas dos ensaios edométricos conduzidos em laboratório para o solo natural.

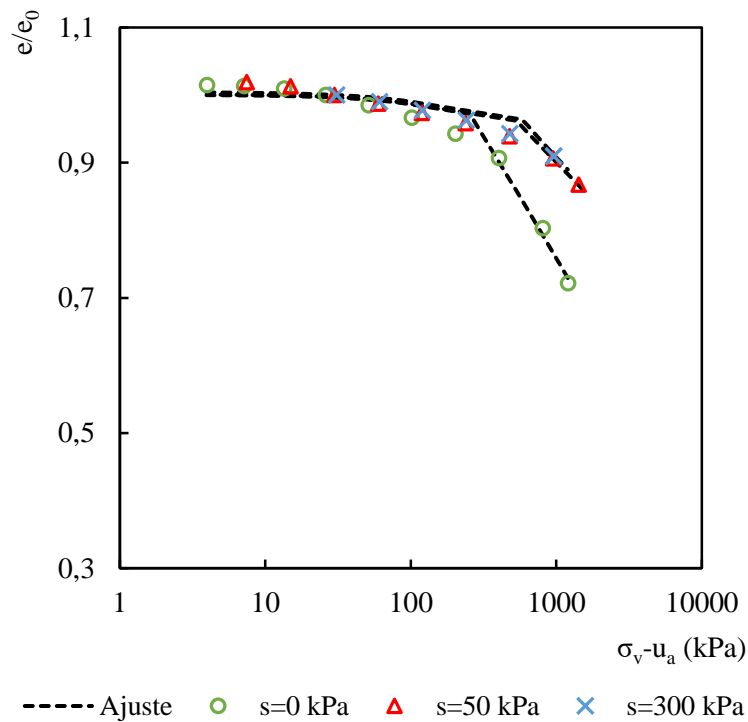


Figura 6.5 - Resultados das simulações numéricas dos ensaios edométricos conduzidos em laboratório para o solo compactado.

Os ensaios edométricos foram bem reproduzidos pelas simulações. Foi possível aplicar os parâmetros do BBM e definir valores de r , β e p^c . As curvas que usam esses parâmetros ajustaram bem os resultados obtidos em laboratório.

Portanto, foi possível calibrar todos os parâmetros do BBM utilizando este método de comparação com resultados de laboratório. Para garantir coerência com a etapa experimental, definiram-se os parâmetros que reproduzissem todos os ensaios de laboratório de maneira satisfatória. Os parâmetros do BBM são mostrados na Tabela 15. As curvas LC são mostradas na Figura 6.6.

Tabela 15 - Parâmetros do BBM para o solo no estado natural e compactado.

Parâmetro	Natural	Compactado
k	0,20	0,83
M	1,38	1,18
p_0^*	35 kPa	230 kPa
κ	0,015	0,006
$\lambda(0)$	0,15	0,063
r	0,68	0,62
β	0,020 kPa ⁻¹	0,010 kPa ⁻¹
p^c	1,4 kPa	85 kPa
E	5,4 MPa	15 MPa
ν	0,35	0,35
α	0,45	0,44
Sucção	30 kPa	30 kPa

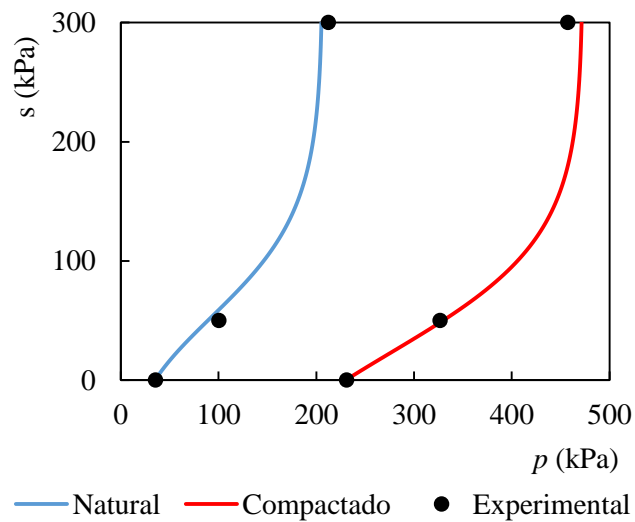


Figura 6.6 - Curvas LC obtidas pela calibração dos pontos pelas simulações numéricas juntas aos pontos experimentais no plano (p, s) . (A) Solo natural; (B) Solo compactado.

6.2 Ensaio de campo

As dimensões e outras características dos problemas são apresentadas nesta seção. Elas foram baseadas na geometria dos casos reais apresentados nos itens 3.6.2.1 e 3.6.2.2.

Para as provas de carga em placa (Figura 6.7 e Figura 6.8):

- Foi utilizada a opção de cálculo com simetria axial. Isto significa que apenas metade da seção transversal da geometria foi definida, e o programa calculou o problema todo “girando” esta parte ao redor do eixo central;
- A linha de base teve seu deslocamento impedido na direção vertical e as linhas verticais tiveram seu deslocamento impedido na direção horizontal;
- A altura do problema foi escolhida de forma a impedir o colapso sob peso próprio do solo; a largura teve como princípio garantir que as tensões horizontais fossem equilibradas, sem gerar uma malha excessivamente grande;
- Uma linha de pressão foi definida na base da cava como condição de contorno hidráulica. Como no caso real, a pressão de água no fundo da cava foi fixada em 1 kPa;
- A placa tem diâmetro de 80 cm e espessura de 10 cm. Foi considerada rígida para simplificar o problema e manter um padrão entre as simulações;
- A faixa de sucção inicial das simulações foi determinada utilizando os resultados de controle de umidade do solo na área estudada até a profundidade de 4 m. Os valores em tela mostraram que a umidade varia, em período chuvoso, entre 10 e 12%. Isto representa variação da sucção entre 20 e 60 kPa. Este intervalo foi simulado e é mostrado nos resultados.

Para os ensaios de carregamento em protótipos de sapatas (Figura 6.9 e Figura 6.10):

- O problema foi considerado no estado plano de tensões. Este método de cálculo se justifica por tratar-se de uma sapata;
- A linha de base teve seu deslocamento impedido na direção vertical e as linhas verticais tiveram seu deslocamento impedido na direção horizontal;
- A altura do problema foi escolhida de forma a impedir o colapso sob peso próprio do solo; a largura teve como princípio garantir que as tensões horizontais fossem equilibradas, sem gerar uma malha excessivamente grande;

- Uma linha de pressão foi definida na base da cava como condição de contorno hidráulica. Como no caso real, a pressão de água no fundo da cava foi fixada em 1 kPa;
- A sapata tem largura de 60 cm e espessura de 10 cm. Foi considerada rígida para simplificar o problema e manter um padrão entre as simulações. Esta suposição se justifica dado que em campo a sapata tem pequenas dimensões, foi armada e é muito mais rígida que o solo.

Em ambos os casos, o material do dreno foi o solo que o envolvia, mas com permeabilidade 10 vezes maior.

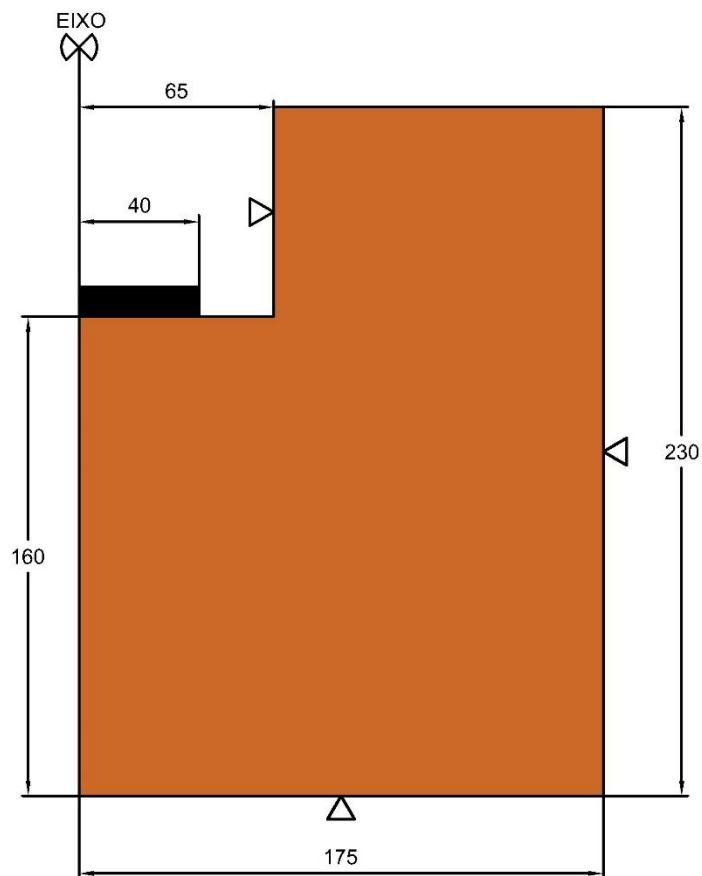


Figura 6.7 - Geometria da simulação do ensaio de prova de carga em placa com solo natural. Dimensões em cm.

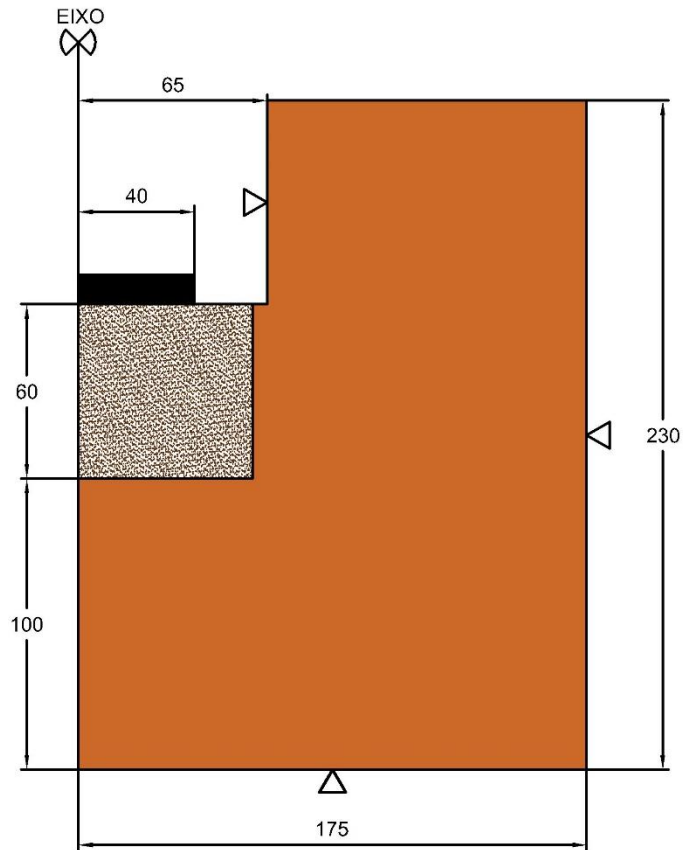


Figura 6.8 - Geometria da simulação do ensaio de prova de carga em placa com solo compactado. Dimensões em cm.

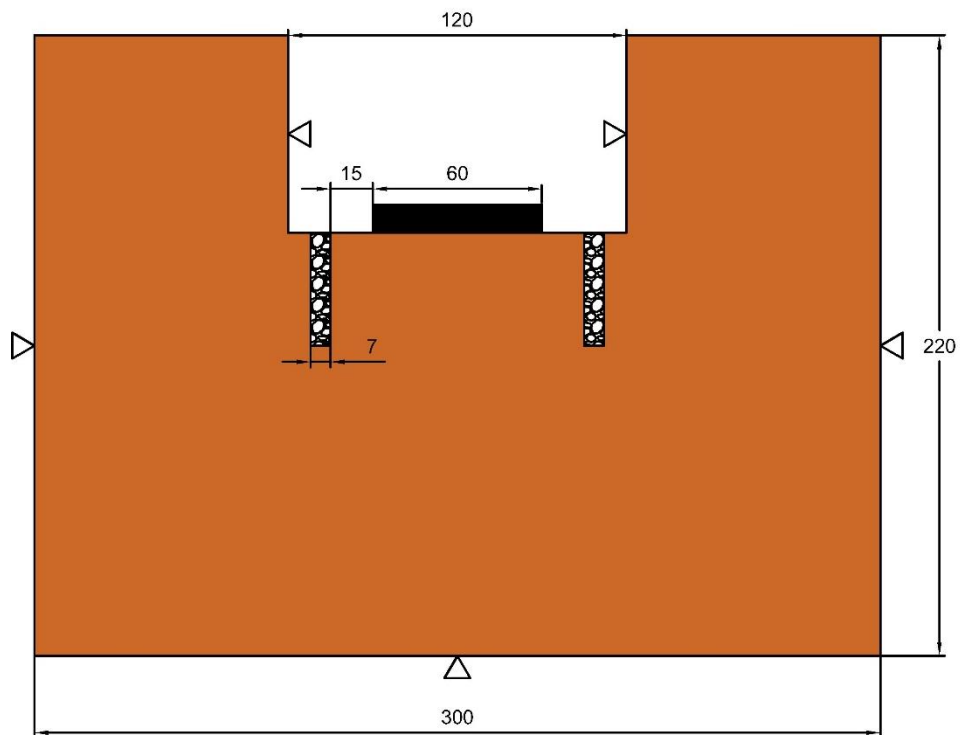


Figura 6.9 - Geometria da simulação do ensaio em protótipo de sapata com solo natural. Dimensões em cm.

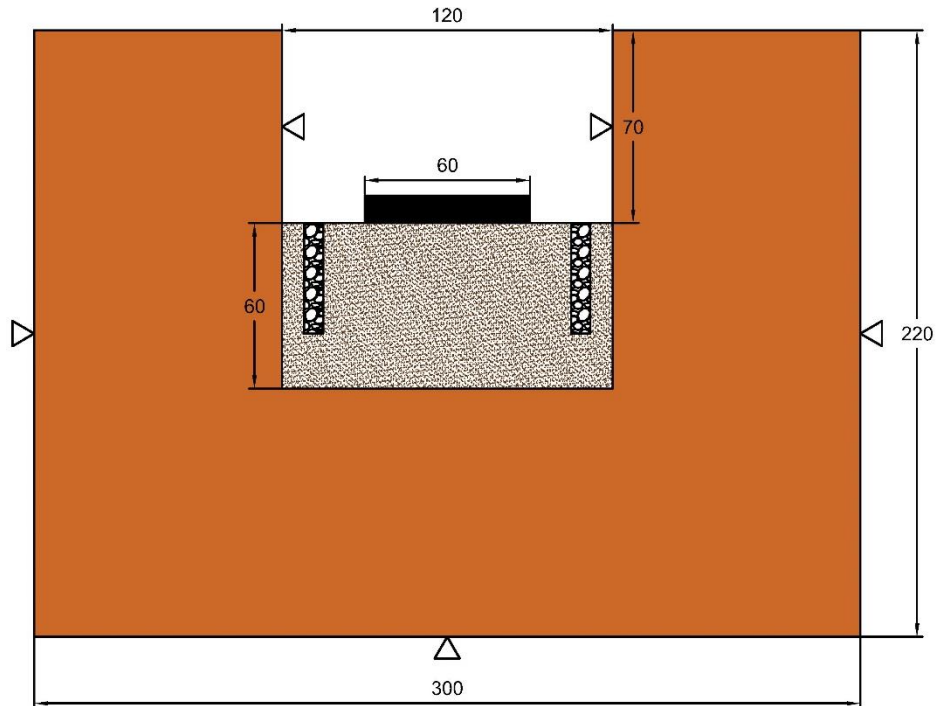


Figura 6.10 - Geometria da simulação do ensaio em protótipo de sapata com solo compactado. Dimensões em cm.

6.2.1 Definição da malha de elementos finitos

A malha de elementos finitos tem grande importância na acurácia dos resultados numéricos. Quanto mais detalhada a malha, mais eficaz torna-se o método, visto que os cálculos no método de elementos finitos são executados nos elementos e nos nós. Um domínio de cálculo excessivamente discretizado, entretanto, não é eficiente.

Para verificar o efeito da malha na execução deste trabalho, executou-se uma simulação de carregamento simples, sem colapso e com o solo não saturado do início ao fim, variando-se apenas a dimensão dos elementos de malha. A dimensão escolhida foi de 10 cm (Figura 6.11 e Figura 6.12), pois elementos menores tornavam os cálculos demorados sem que houvesse diferença no resultado da simulação.

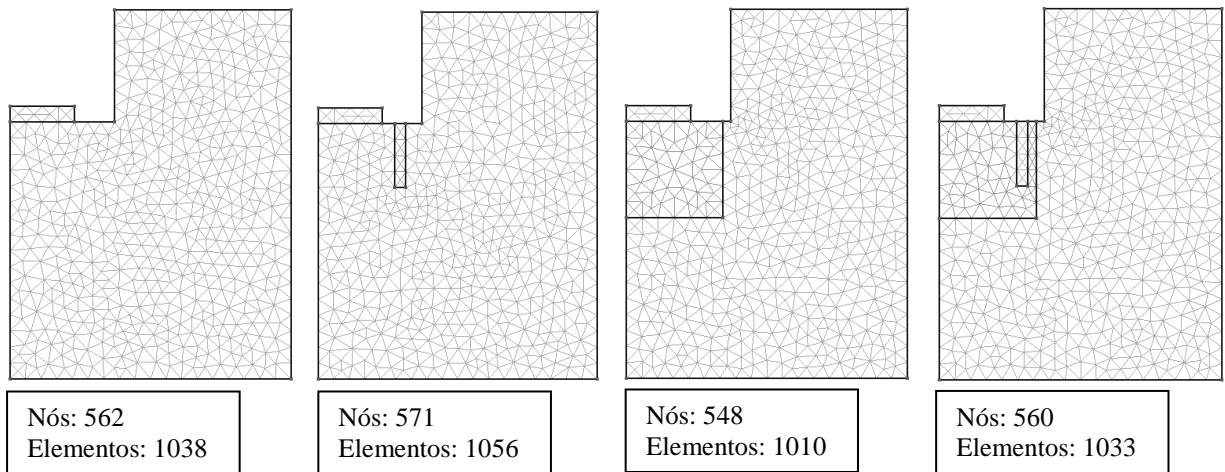


Figura 6.11 – Malhas de elementos finitos das provas de carga em placa.

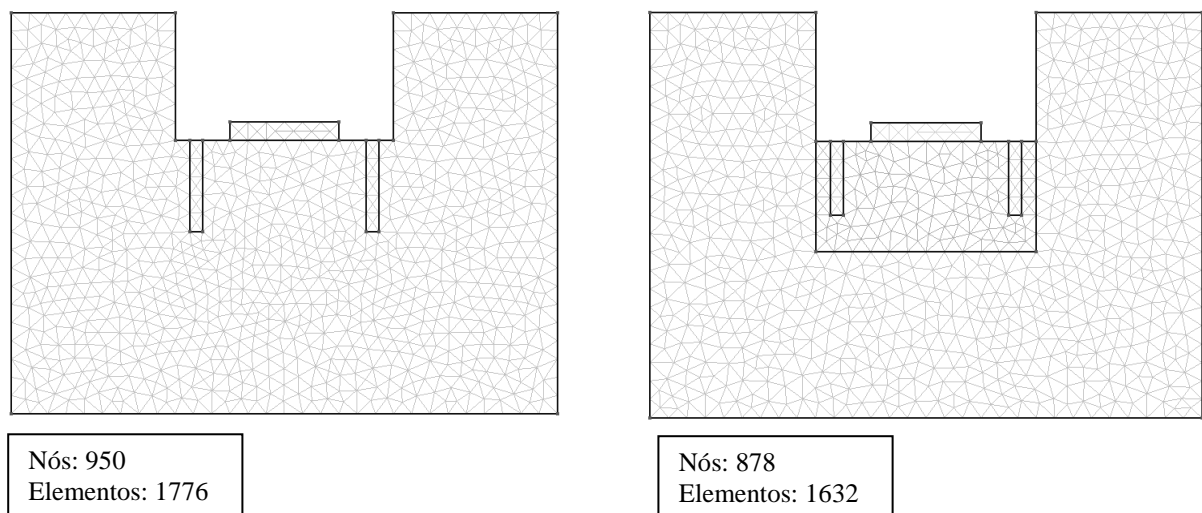


Figura 6.12 – Malhas de elementos finitos dos ensaios de carregamento em protótipo de sapata.

6.2.2 Estimativa de sucção inicial de campo

Como apresentado no item 6.2, as umidades medidas em campo definem uma faixa de sucção que varia entre 20 e 60 kPa. Para estimar o valor inicial de sucção do solo do ensaio de carregamento e inundação em protótipo de sapata, as provas de carga em placa foram simuladas para sucções variando a cada 10 kPa. A partir dos resultados, a sucção inicial foi definida como 30 kPa.

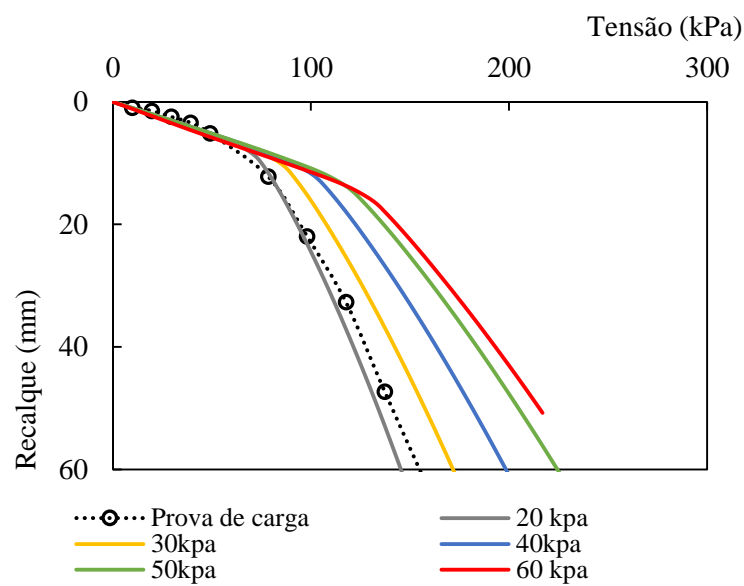


Figura 6.13 - Resultado da simulação da prova de carga em placa em solo natural, com faixa de sucção de campo, de 20 a 60 kPa.

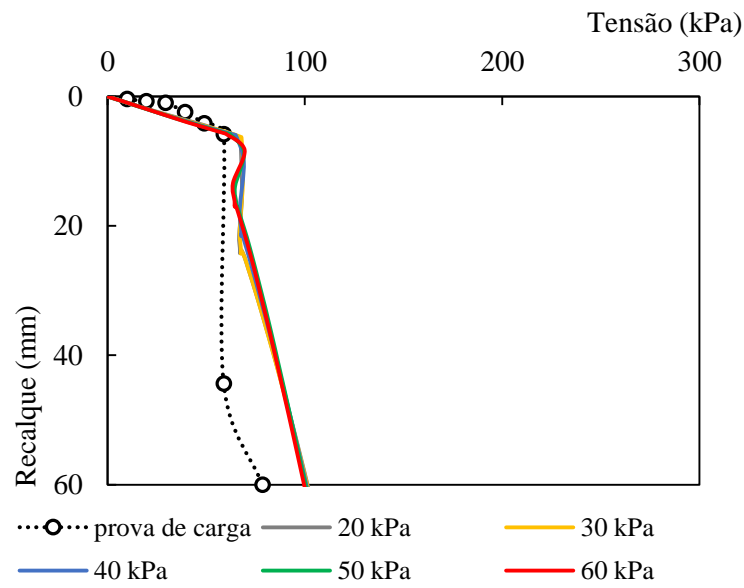


Figura 6.14 - Resultado da simulação da prova de carga em placa com inundação em solo natural, com faixa de sucção de campo, de 20 a 60 kPa.

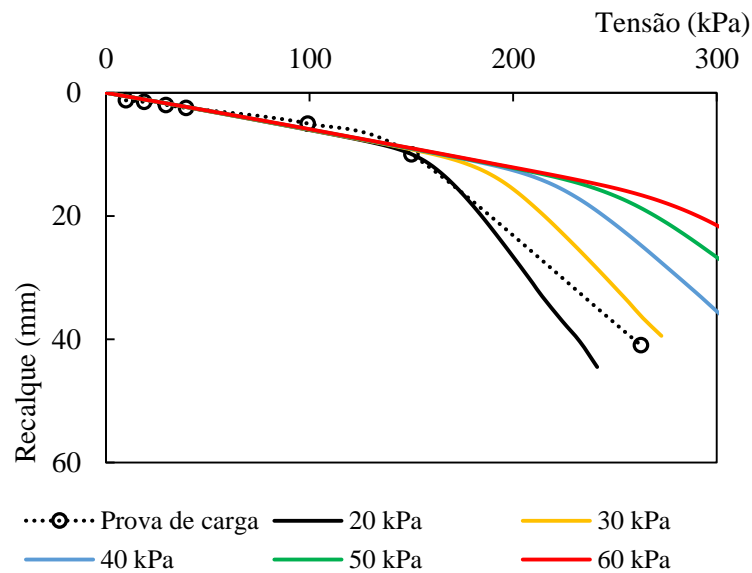


Figura 6.15 - Resultado da simulação da prova de carga em placa em solo compactado, com faixa de sucção de campo, de 20 a 60 kPa.

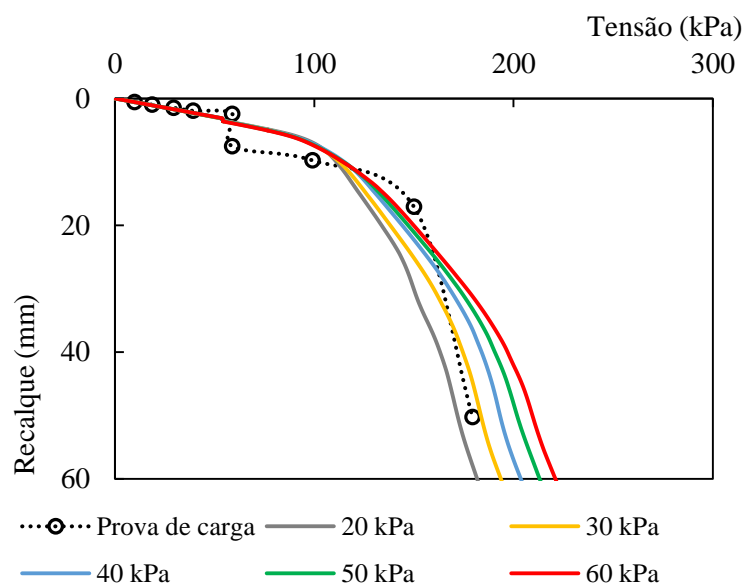


Figura 6.16 - Resultado da simulação da prova de carga em placa com inundação em solo compactado, com faixa de sucção de campo, de 20 a 60 kPa.

As simulações foram bem ajustadas aos resultados experimentais, principalmente para baixas tensões. A correspondência entre as deformações sofridas em campo e as resultantes das simulações numéricas para os carregamentos a tensões menores que as tensões de pré-adensamento do solo foi praticamente exatas. O parâmetro que domina as equações desta etapa do carregamento, κ , varia pouco com a sucção. Além disso, a sua determinação por ensaios de laboratório dá maior confiança na sua utilização.

O comportamento geral do trecho elastoplástico do carregamento das provas de carga foi bem reproduzido. Entretanto, existe uma diferença considerável entre os resultados das PCP com inundação e suas simulações. O colapso é maior em ambos os casos, especialmente com solo de base natural (Figura 6.14). Neste caso, uma análise indica que os Potenciais de colapso (PC) dos ensaios edométricos e das suas simulações está de acordo com a deformação por colapso da simulação numérica da prova de carga em solo natural.

O colapso apresentado pelo resultado de campo na Figura 6.14 pode ter sido causado pelos métodos de carregamento da placa em campo. Como descrito no trabalho original de Souza (1993), o sistema de placa é carregado por macaco hidráulico, e requer a reaplicação da carga quando o recalque ocorre muito rapidamente.

Com relação à simulação da prova de carga em placa com inundação sobre solo de base compactado (Figura 6.16), o resultado numérico não apresentou colapso. Isto ocorreu por dois motivos:

- (1) A tensão na camada compactada não é suficiente para causar o colapso desta camada. A tensão de pré-adensamento do solo compactado saturado é de 230 kPa e, portanto, mesmo que o ensaio fosse realizado saturado desde o início, o solo estaria carregado no trecho elástico. A tensão propagada para a camada de solo natural também não é maior que a tensão de pré-adensamento do solo natural saturado. Portanto, o colapso não ocorreria no perfil mesmo que houvesse saturação da camada.
- (2) Uma análise da simulação numérica do ensaio mostra que a geometria utilizada para inundação não causa a saturação do solo. Este problema pode ser observado no distanciamento entre as curvas mesmo após a inundação do sistema, típico de curvas de compressão a diferentes sucções. Por exemplo, no ensaio com inundação sem a camada de solo compactado, após a água ser incluída no sistema, as curvas tendem a se unir (Figura 6.14) para a curva tensão-deformação do solo saturado. O fato de as curvas se distanciarem quando se utiliza o dreno na camada de solo compactado indica que a geometria escolhida não proporcionou a saturação total do perfil (Figura 6.15 e Figura 6.16).

Nota-se que a faixa de umidade de campo influencia significativamente a rigidez do solo. Como, à época dos ensaios, a medição da sucção em campo não foi feita, definir uma faixa de sucção provável mostrou-se interessante como método para definir a sucção que melhor reproduz os resultados. Neste caso, nota-se claramente uma tendência por uma sucção menor, mais próxima a 20 kPa do que a 60 kPa. O valor de sucção inicial escolhido com base nos resultados apresentados nessa seção foi de 30 kPa.

6.2.3 *Simulação dos ensaios de carregamento em protótipo de sapata*

A partir da geometria do problema e das calibrações feitas, apresentadas no item 6.1, os ensaios de carregamento e inundação em protótipo de sapata foram simulados.

Conforme a Figura 3.31, as 4 fases da prova de carga também foram simuladas. A sucção foi definida por meio dos ensaios apresentados no item 6.2.2. Para o carregamento, sabendo-se que a tensão durante a inundação foi de 60 kPa, a tensão da etapa de concretagem das sapatas e assentamento dos muros foi determinada utilizando proporção linear no gráfico de resultado de campo.

Tabela 16 - Etapas de sucção e de carregamento da simulação numérica.

Fase	Observações	Sucção (kPa)	Carregamento (kPa)
1 ^a	Concretagem das sapatas	30	0
2 ^a	Assentamento da alvenaria dos muros	30	18 (em rampa)
	Carregamento dos muros	30	65 (imediate)
3 ^a	Muros carregados ao longo do tempo	30	65
4 ^a	Inundação do solo de fundação	0 (no topo do furo com seixos)	65

Os resultados seguem na Figura 6.17 e na Figura 6.18.

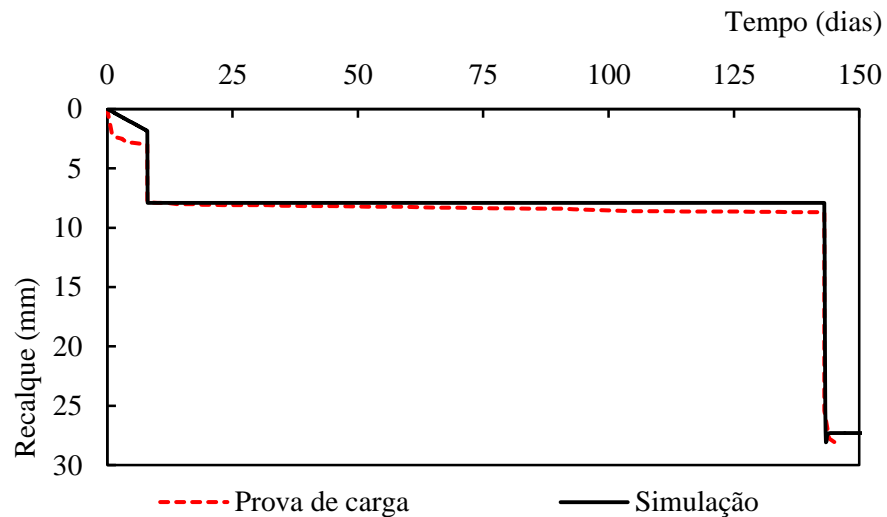


Figura 6.17 - Resultado da simulação numérica do ensaio de carregamento e inundação em protótipo de sapata sobre solo natural.

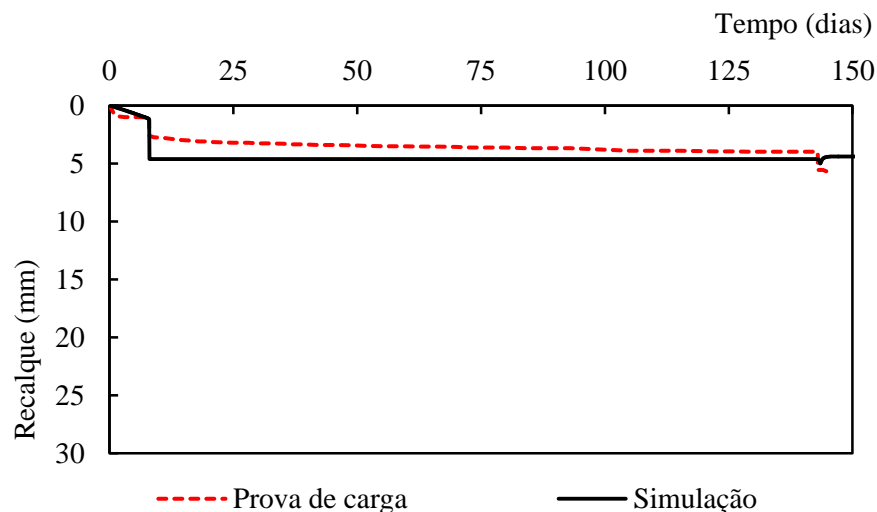


Figura 6.18 - Resultado da simulação numérica do ensaio de carregamento e inundação em protótipo de sapata sobre solo compactado.

Os resultados demonstram que o modelo foi capaz de reproduzir os ensaios de protótipos de sapata. O comportamento geral foi muito bem representado. Ou seja, as etapas de construção (trecho em rampa), o carregamento da sapata e a inundação foram reproduzidos numericamente pelo BBM e pelo *Code_Bright*.

Na simulação com solo natural, a correspondência foi praticamente exata. A simulação numérica diferenciou-se do campo em apenas dois pontos:

- (1) o ensaio de carregamento em protótipo de campo apresentou uma leve “fluência” do solo, ou seja, pequeno aumento do recalque com o tempo, mesmo sem aumento da tensão aplicada ao solo. Este comportamento é explicado pelo próprio BBM não modelar deformações no tempo, pois é um modelo elastoplástico, e não viscoelastoplástico;
- (2) depois da inundação, há um pico de deformação na simulação numérica, seguida de uma leve expansão do solo, até que o recalque se estabiliza. A causa provável é o *Code_Bright* considerar a tensão efetiva para calcular o recalque. Desta forma, a inundação do solo aumenta a pressão na água no perfil, diminuindo a tensão efetiva e consequentemente o recalque no solo.

Para o resultado da simulação do ensaio em protótipo de sapata sobre solo compactado, Figura 6.18, os seguintes pontos são notados:

- (1) o recalque imediato, que ocorre no oitavo dia, é cerca de metade do recalque final na simulação. Entretanto, observa-se em campo certa “fluência”, como uma tendência

a aproximar os valores de recalque finais de campo e da simulação. Como discutido anteriormente, o BBM não modela deformações no tempo. Ademais, é importante citar que, apesar de visualmente distantes, os recalques finais diferem em apenas 1,5 mm.

(2) O colapso da simulação numérica praticamente inexistiu, diferentemente da situação de campo. A inexistência de recalque na simulação se deu pela não saturação total do solo de base e níveis de tensão menores que as tensões de pré-adensamento tanto do solo natural quanto do compactado. Em campo, o colapso pode ter ocorrido devido a pontos de menor grau de compactação na camada compactado ou, mais provavelmente, de umedecimento parcial da camada de solo natural abaixo do solo compactado.

6.3 Análise de sensibilidade paramétrica

6.3.1 Variação de r , β e p_0^*

A realização de uma análise paramétrica é importante para analisar quais parâmetros afetam o comportamento do solo pelo modelo escolhido. Nesta seção, foram variados os parâmetros r , β e p_0^* . Eles foram agrupados pois a sua determinação dependeu dos ensaios de laboratório e de simulações numéricas.

A Figura 6.19 traz as curvas LC do solo natural definidas pelos parâmetros que foram variados, bem como a trajetória de tensão e sucção do ensaio de carregamento e inundação em protótipo de sapata. As curvas com parâmetros originais são traçadas na cor preta.

A trajetória de sucção e tensão da prova de carga com solo de base compactado não intercepta as curvas LC. Por este motivo, os resultados das simulações não mudaram com a variação dos parâmetros, não havendo necessidade de serem apresentados.

Uma análise da Figura 6.20 mostra que o parâmetro com maior sensibilidade nos resultados é a tensão de pré-adensamento para o solo saturado, p_0^* . De fato, observando a Figura 6.19, vê-se que é este parâmetro que apresenta o maior deslocamento das curvas LC dentro da trajetória tensão e sucção dos ensaios em protótipo.

A variação dos parâmetros r e β , pelo contrário, mostrou menor variação dentro da faixa estudada. Entretanto, ressalta-se que para sucções maiores (a partir de 50 kPa, aproximadamente), as curvas LC indicam que pequenas variações destes parâmetros causariam uma grande amplitude de resultados.

Para simulações com baixas sucções, portanto, infere-se que os ensaios edométricos com sucção controlada são de maior importância para dar confiabilidade aos resultados, pois é com eles que se define o valor de p_0^* . Comparar os resultados de ensaios modelados numericamente aos de ensaios de laboratório é útil para verificar se os parâmetros r e β do BBM têm valores realistas, principalmente para sucções acima de 50 kPa.

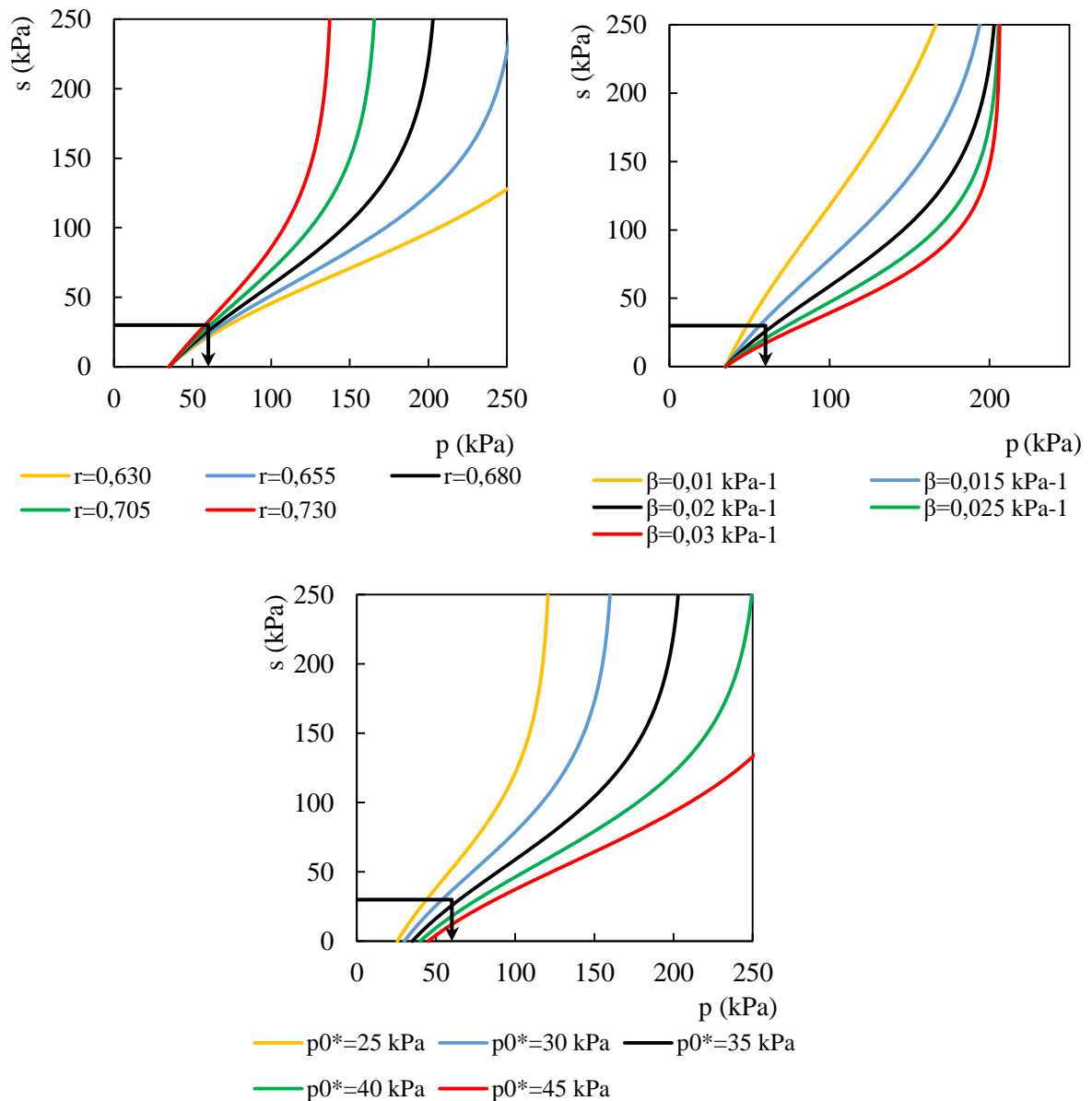


Figura 6.19 - Variação do formato das curvas LC do solo natural em função da variação dos parâmetros r , β e p_0^* . As curvas originais estão traçadas em preto.

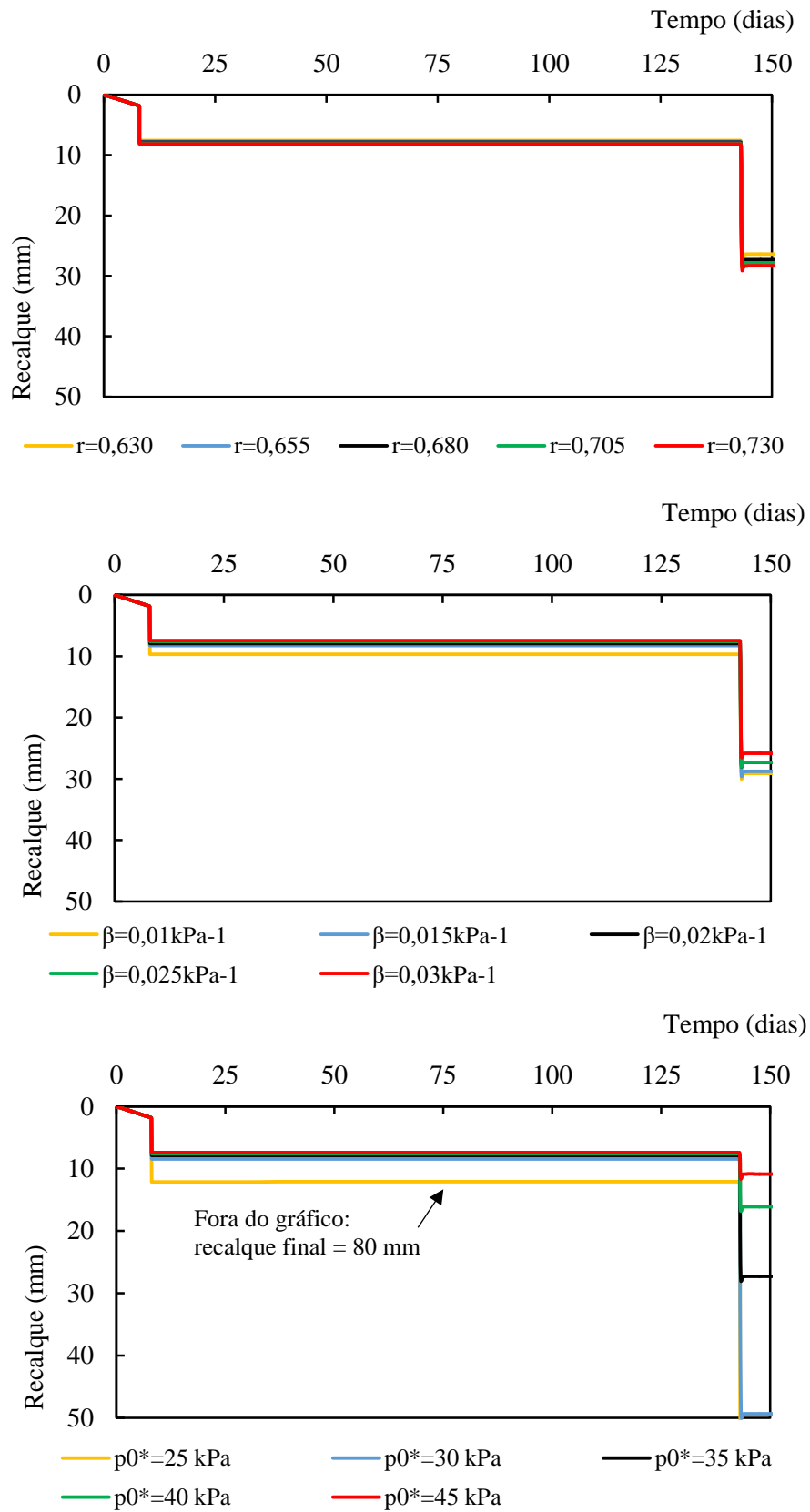


Figura 6.20 - Resultados das simulações com as variações dos parâmetros r , β e p_0^* do BBM para o protótipo sob solo natural. As curvas originais estão traçadas em preto.

6.3.2 Variação de $\lambda(0)$ e κ de solos naturais similares ao solo estudado

No item 6.3.1, os parâmetros foram variados apenas numericamente. Também é interessante analisar como parâmetros de deformabilidade de solos conhecidos variam a resposta do modelo. Os parâmetros κ e $\lambda(0)$ de dois solos colapsíveis com características semelhantes ao solo estudado foram testados. Os demais parâmetros constitutivos não foram alterados. Os valores dos parâmetros foram: $\kappa = 0,013$ e $\lambda(0) = 0,140$ para o solo de Pereira Barreto – SP (Rodrigues, 2007); $\kappa = 0,009$ e $\lambda(0) = 0,095$ para o solo da cidade de Bauru – SP (Fagundes, 2014). Os solos de Bauru e Pereira Barreto foram escolhidos porque os seus parâmetros já foram determinados em trabalhos anteriores, e também porque ambos são areias argilosas com formação parecida com o solo de Ilha Solteira.

Os resultados são apresentados na Figura 6.21 e na Figura 6.22.

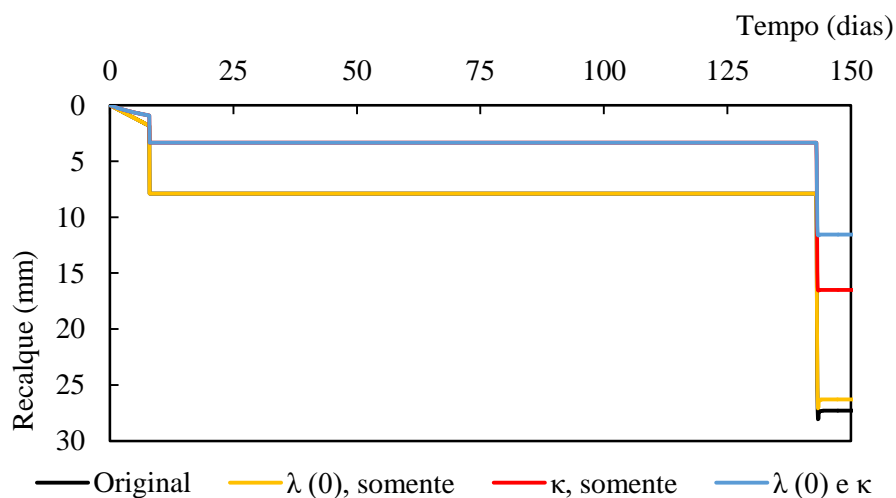


Figura 6.21 - Substituição dos parâmetros de compressibilidade do solo natural de Ilha Solteira pelos de Bauru para simulação da sapata assente sobre o solo natural. A curva original é traçada em preto.

A substituição de $\lambda(0)$, apenas, produz pequena variação na curva de recalque no tempo. A substituição de κ , apenas, tem maior influência no colapso do solo. A substituição de $\lambda(0)$ e κ simultaneamente mostra que os resultados mudam quando os seus valores são muito diferentes dos originais, afetando tanto a etapa de carregamento quanto a de inundação.

Os resultados indicam que os solos, apesar de formação parecida, apresentam parâmetros de deformabilidade diferentes. Com base na substituição dos parâmetros citados, solo de Bauru aparenta ser menos deformável e colapsível para a situação estudada.

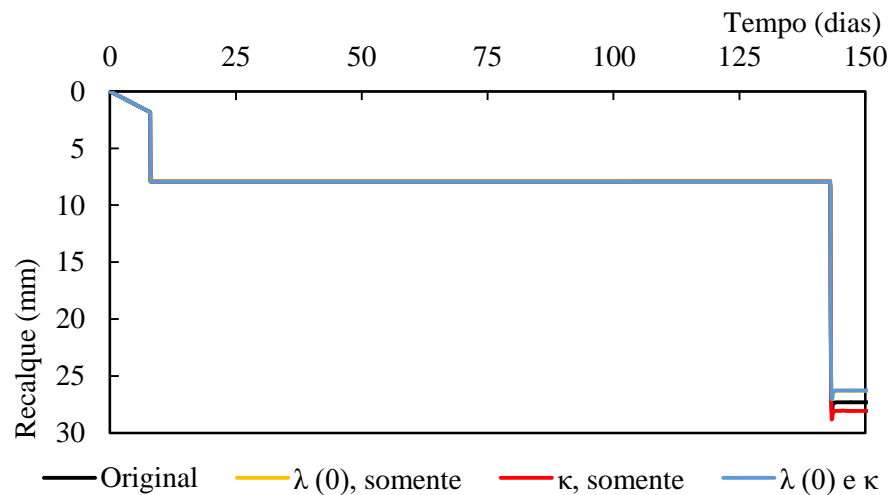


Figura 6.22 - Substituição dos parâmetros de compressibilidade do solo natural de Ilha Solteira pelos de Pereira Barreto para simulação da sapata assente sobre o solo natural. A curva original é traçada em preto.

Na Figura 6.22, os resultados se sobrepõem aos dos parâmetros originais. Este comportamento se deve à proximidade entre os parâmetros, algo compreensível visto que as cidades são distantes apenas cerca de 40 km.

6.3.3 Variação da tensão aplicada e dimensões da camada compactada

Nesta seção são apresentados os resultados da variação da tensão aplicada durante a fase de inundação, da largura e espessura da camada compactada.

Variou-se a tensão aplicada durante a etapa de inundação, tanto para o solo de base natural quanto compactado. As trajetórias de tensão e sucção são mostradas na Figura 6.23.

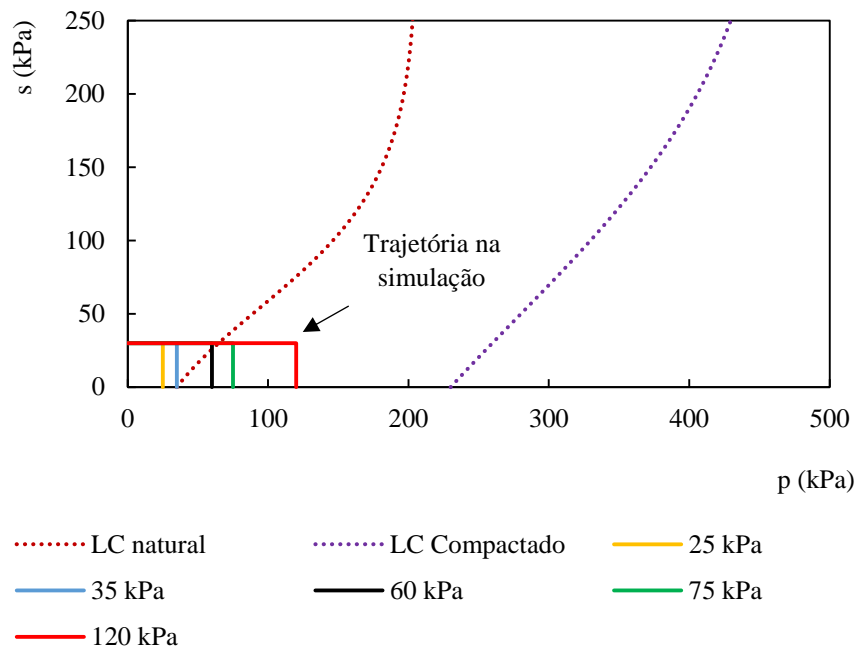


Figura 6.23 - Curvas LC com as trajetórias de tensão e sucção para os solos natural e compactado. A legenda indica a tensão em que a inundação foi efetuada.

Das posições das trajetórias em relação às curvas LC, é de se esperar que o colapso do solo natural seja tanto maior quanto maior for a tensão de inundação. Em contrapartida, o solo compactado seria pouco afetado pela variação da tensão na inundação. Os resultados são apresentados na Figura 6.24.

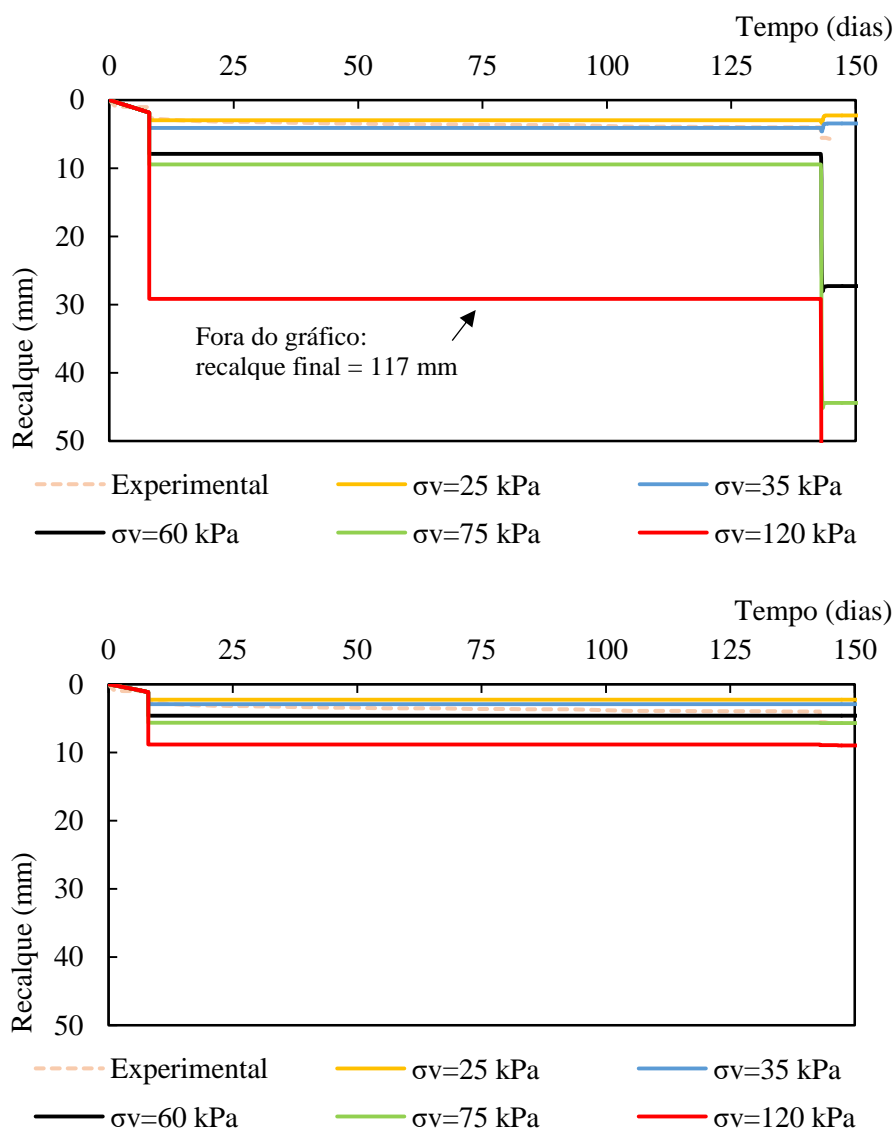


Figura 6.24 - Resultados da variação da tensão durante a inundação para os solos de base natural e compactado, respectivamente.

Tanto a deformação devida ao carregamento quanto o colapso aumentam proporcionalmente à tensão na inundação no solo natural.

Na simulação com o solo de base compactado o colapso inexistente, apesar de a deformação devida ao carregamento crescer com o aumento da tensão na inundação em ambos os casos. Neste ponto faz-se uma ressalva: a tensão no topo da camada de solo natural, logo abaixo da compactada, seria suficiente para causar colapso. Entretanto, com o orifício de inundação iniciando-se no topo da camada compactada e com profundidade de apenas 40 cm (portanto, o dreno tem sua base 20 cm acima do topo da camada de solo natural, como indica a Figura 6.10), a inundação total do perfil não ocorre. A configuração do dreno impede que a

saturação ocorra. Isto porque ele está envolto em sua lateral e base por solo compactado, de baixa permeabilidade.

Também se variou as dimensões da camada compactada. Foram analisadas três variações de largura e três de profundidade. Para a largura, devido ao já estreito espaço lateral para construção das sapatas, apenas trabalhou-se com dimensões maiores que a inicial. Partindo de uma camada com largura de 120 cm, foram simuladas camadas de 140 cm, 160 cm e 180 cm. Essas dimensões foram escolhidas por serem mais próximas da realidade construtiva brasileira. Por exemplo, a antiga norma NBR 9061/1985, que não mais vigora, citava um espaço de trabalho lateral mínimo em cavas de fundação de 50 cm. Desta forma, larguras muito maiores ou menores que 50 cm seriam irreais. Os resultados são apresentados na Figura 6.25.

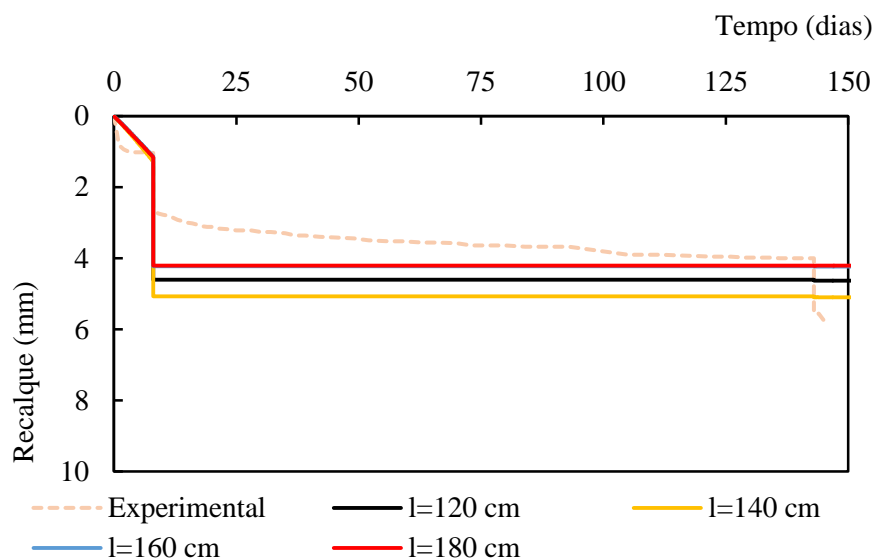


Figura 6.25 - Resultados para a variação de largura da camada de solo compactado. A curva original está traçada em preto.

Como é possível observar, a variação da largura da camada compactada não trouxe grande variação nos resultados. Inclusive, as simulações não apresentaram uma tendência clara para as dimensões estudadas. A largura inicialmente analisada, equivalente a duas vezes a da sapata, havia se mostrado eficiente em absorver as tensões mais elevadas do carregamento. Além disso, o bulbo de tensões é mais estreito para profundidades menores, o que significa que aumentar a largura da camada não traria tantos benefícios.

Por fim, analisou-se a profundidade da camada. Decidiu-se por estudar a influência de espessuras menores e maiores, neste caso. Para isso, variou-se a camada de 15 cm, simulando-se, portanto, camadas com 30 cm, 45 cm e 75 cm e espessura. Os resultados são apresentados Figura 6.26.

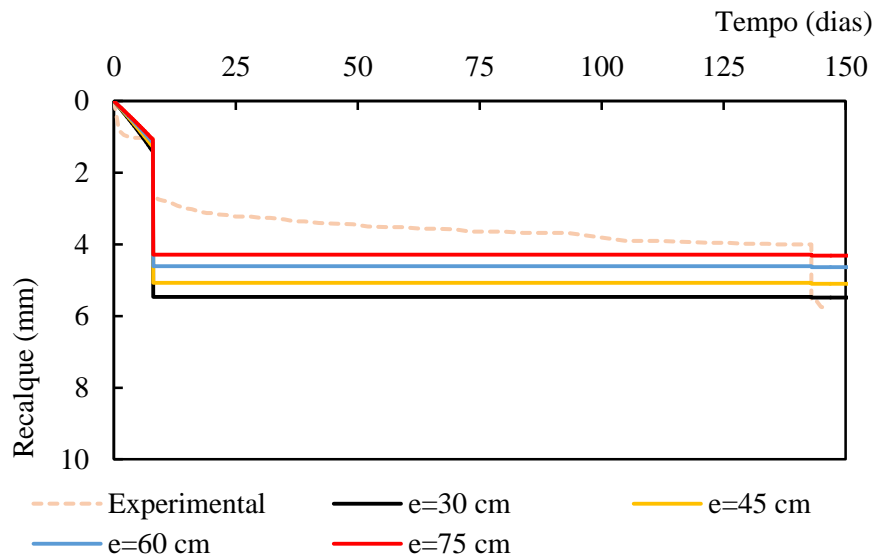


Figura 6.26 - Resultados para a variação da espessura da camada de solo compactado.

Neste caso, observa-se tendência de diminuição dos recalques causados pelo carregamento com o aumento da espessura da camada de solo compactado. Novamente, a ausência do colapso se dá pela baixa permeabilidade do solo compactado, que impossibilita a saturação do solo natural abaixo.

6.3.4 Análise de sensibilidade da geometria

Os resultados mostrados no item 6, até aqui, indicam que foi possível reproduzir numericamente os ensaios de provas de carga realizados em campo. Entretanto, demonstrou-se também que não ocorre colapso nas simulações com solo de base compactado utilizando-se a geometria escolhida pelos autores do estudo de campo. O motivo deste comportamento é a incapacidade da saturação do solo de base, conferida pela baixa permeabilidade do solo compactado que envolve os drenos. Por isso, decidiu-se analisar uma geometria que possibilite a inundação do solo natural abaixo da camada de solo compactada. Este processo é interessante por possibilitar uma análise da influência das condições de contorno e da espessura da camada compactada no colapso.

Para que este objetivo fosse atingido, o dreno foi aprofundado até o fundo da camada compactada (Figura 6.27).

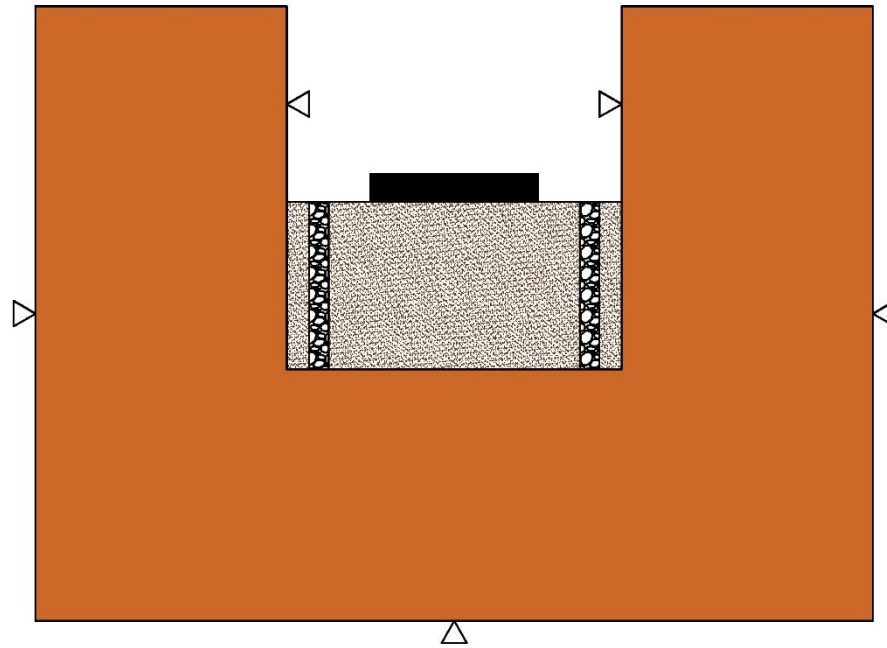


Figura 6.27 - Geometria para proporcionar a saturação do solo de base. As dimensões são as mesmas da Figura 6.10.

Em seguida, para que a aplicabilidade da técnica de compactação da base fosse analisada, as seguintes situações foram simuladas:

- (1) Tensão de inundação de 60 kPa e sucção inicial de 30 kPa – Simulação idêntica à do problema de Souza (1993), apenas mudando-se a geometria do problema;
- (2) Tensão de inundação de 100 kPa e sucção inicial de 30 kPa;

A fim de se estudar uma situação mais crítica e a influência da espessura da camada de compactação no colapso do problema, as seguintes situações foram simuladas:

- (3) Tensão de inundação de 60 kPa, sucção inicial de 100 kPa e espessuras relativas da camada compactada de 0,5B, 1,0B e 2,0B (B=60 cm);
- (4) Tensão de inundação de 80 kPa, sucção inicial de 100 kPa e espessuras relativas da camada compactada de 0,5B, 1,0B e 2,0B (B=60 cm);
- (5) Tensão de inundação de 100 kPa, sucção inicial de 100 kPa e espessuras relativas da camada compactada de 0,5B, 1,0B e 2,0B (B=60 cm);
- (6) Tensão de inundação de 120 kPa, sucção inicial de 100 kPa e espessuras relativas da camada compactada de 0,5B, 1,0B e 2,0B (B=60 cm);

O resultado da simulação (1) é mostrado na Figura 6.28.

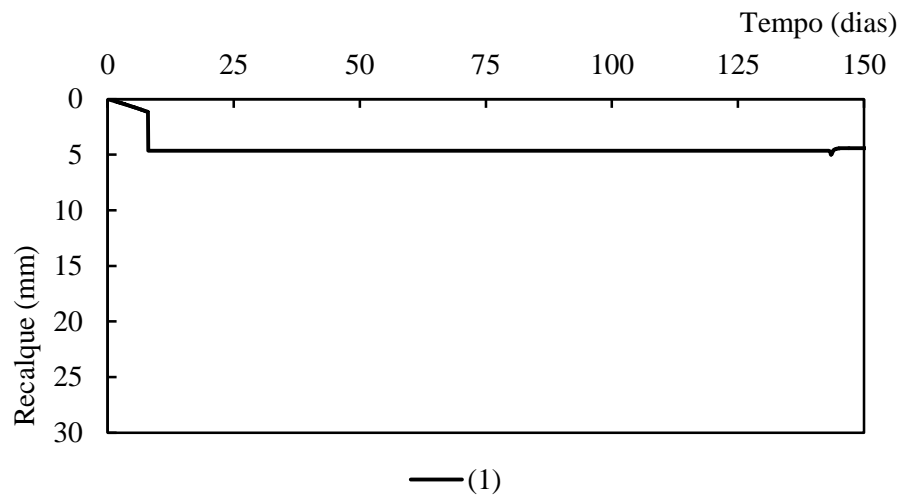


Figura 6.28 - Resultado da simulação com tensão na sapata de 60 kPa, sucção inicial de 30 kPa e espessura da camada compactada de 60 cm.

Observa-se que, assim como para a configuração do dreno da geometria inicial, para esta geometria o problema também não apresenta colapso. Como foi discutido anteriormente, a tensão tanto na camada compactada quanto na natural não é suficiente para causar colapso do solo. Então, mesmo com o solo natural saturado, como é garantido nessa etapa, o colapso não ocorre no sistema.

A próxima simulação, (2), foi realizada aumentando-se a tensão na sapata para 100 kPa, mantendo-se as outras condições constantes (Figura 6.29).

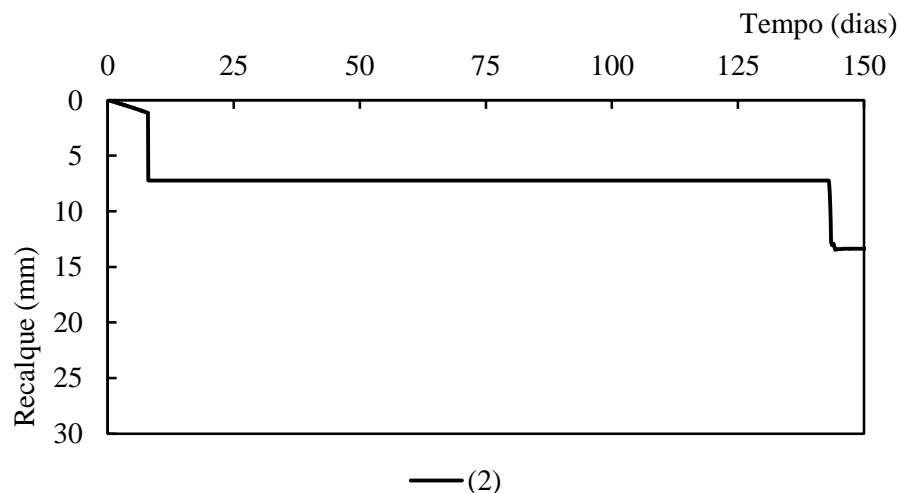


Figura 6.29 - Resultado da simulação com tensão na sapata de 100 kPa, sucção inicial de 30 kPa e espessura da camada compactada de 60 cm.

O comportamento para a tensão de 100 kPa é visivelmente diferente. O recalque é maior tanto na etapa de carregamento quanto na inundação. Além disso, a inundação causa um colapso significativo do solo. Fica claro que este colapso é causado pelo solo natural abaixo da camada compactada quando compara-se este resultado ao da Figura 6.24: Naquela, o aumento da tensão na sapata não causa colapso pois a camada natural não era umedecida e a compactada ainda era carregada dentro do regime elástico.

A tensão propagada para o solo natural, se somada à tensão geostática, é maior que a tensão de pré-adensamento do solo natural. Ao contrário do que aconteceu para as simulações com a tensão de 60 kPa, o caso da Figura 6.29 indica que a técnica de se compactar o solo de base da sapata não evita o colapso em qualquer situação.

As próximas simulações, (3), (4), (5) e (6) tiveram o intuito de testar em que situações a técnica de compactação é capaz de mitigar o colapso do solo. Para cada valor de tensão de inundação, a espessura da camada foi modificada mantendo-se como referência a largura da sapata, B . Os problemas foram simulados com espessuras da camada compactada de $0,5B$, $1,0B$ e $2,0B$. Os resultados são mostrados na Figura 6.30 e na Figura 6.31.

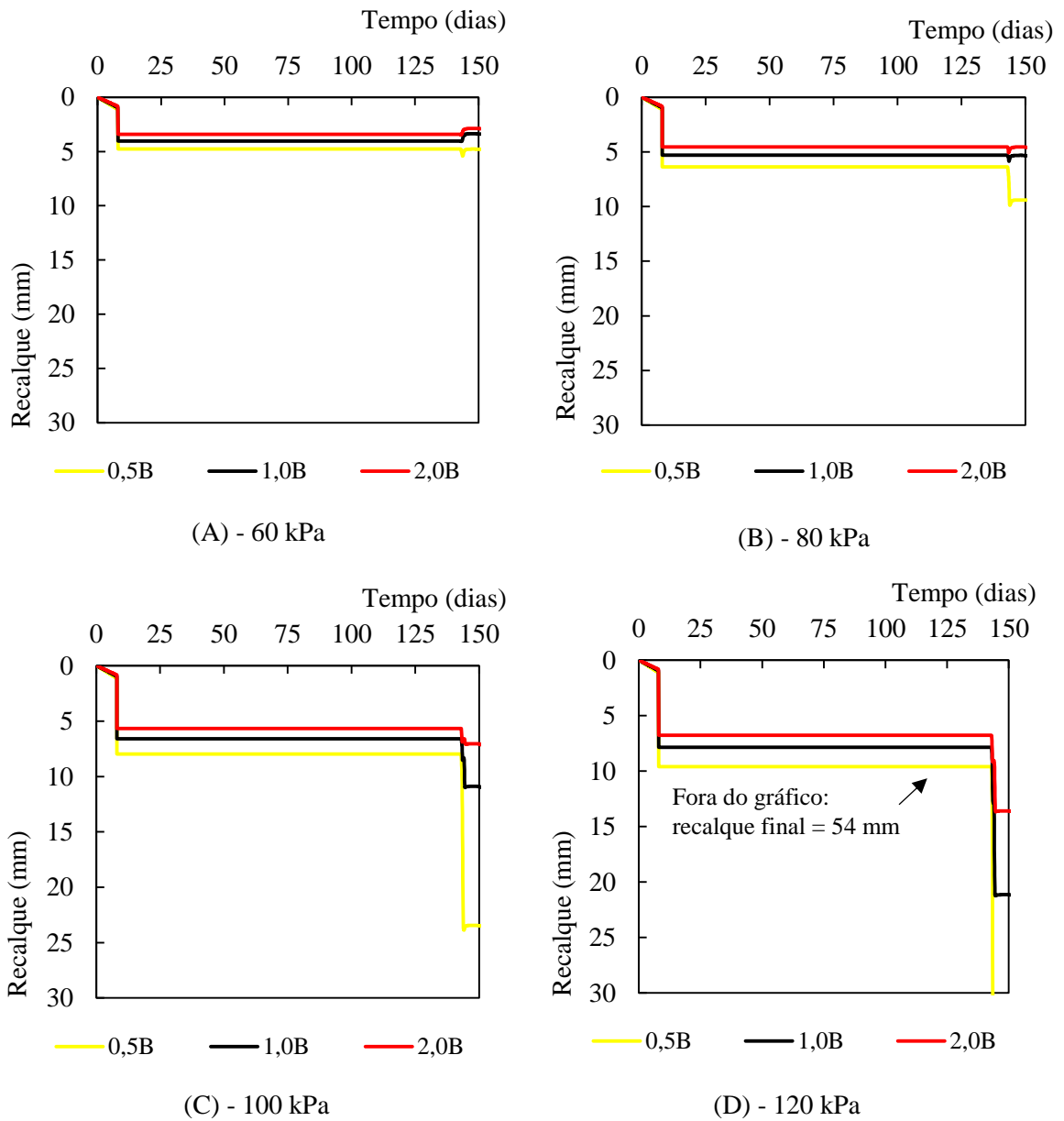


Figura 6.30 - Resultados das simulações com inundação em sapatas com variação da espessura de compactação do solo de base.

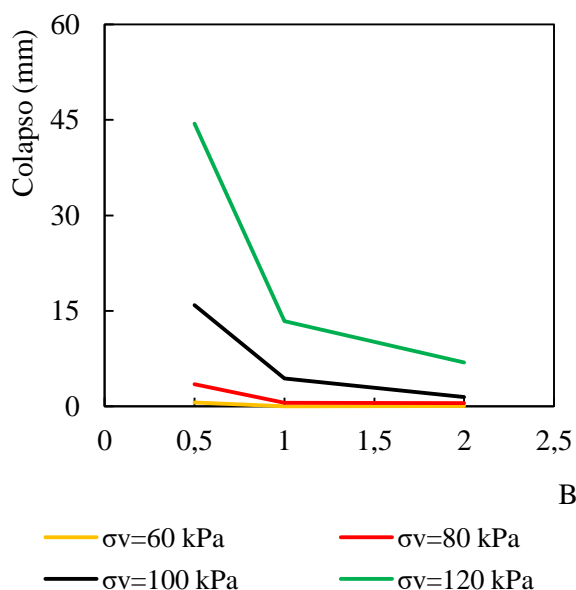


Figura 6.31 - Resultados das simulações com inundação em sapatas com variação da espessura de compactação do solo de base.

É interessante notar que entre a espessura de 1,0B e 2,0B, o melhoramento causado pelo aprofundamento da camada compactada é relativamente pequeno, e sua aplicação dificilmente seria justificável economicamente para obras de pequeno porte. A compactação de 0,5B mostra que, para baixas tensões, o colapso é evitado. Entretanto, sua utilidade estaria limitada a uma estreita faixa de tensões.

Quanto maior a carga aplicada ao solo, maior o colapso; inversamente, o colapso é menor quanto maior a espessura da camada compactada. Portanto, analisar apenas a espessura da camada pode levar a erros. É interessante notar que entre as espessuras de 0,5B e 1,0B, o colapso do solo é mais sensivelmente diminuído. Aumentar a espessura da camada compactada além de 1,0B traz poucas vantagens adicionais para todas as cargas analisadas.

Quando se tem uma camada compactada em contato com o elemento de fundação, boa parte da carga estará concentrada próximo à sua área de aplicação. Como este solo é menos compressível e colapsível que o solo natural, abaixo, o colapso é menor. Aumentar de sobremaneira a sua espessura significa que parte da camada compactada estará em uma região do bulbo de tensões onde a tensão propagada é pequena. A quantidade ideal de solo compactado é aquela em que todo ele está na parte do bulbo com as maiores tensões. Isso ocorre, no caso em vista, para espessura próxima de 1,0B. Por isso, pouco se ganha ao se compactar maiores espessuras.

A NBR 6122/2010 define a tensão admissível como principal variável no projeto de fundações diretas. O recalque admitido para uma sapata isolada será função da tensão admissível que respeite o Estado Limite de Serviço ou o Estado Limite Último. Ela também recomenda que as características da colapsibilidade dos solos sejam levadas em conta no projeto e na escolha da técnica construtiva. Desta forma, para fins de projeto, o potencial de colapso obtido em ensaios de laboratório ou mesmo as deformações por colapso das provas de carga com inundação devem ser transformadas em tensão admissível de projeto.

Os dados apresentados no item 6.3.4 permitem que se faça este tipo de análise. O colapso sofrido após inundação com o solo de base compactado depende da tensão propagada para a camada de solo natural, que deve ser maior que a tensão de pré-adensamento deste solo.

Em princípio, fundações em sapatas apoiadas em solos colapsíveis devem ser evitadas, a não ser que sejam analisadas as tensões a serem aplicadas pelas fundações e a possibilidade de umedecimento do solo. Conforme discutido nesta dissertação, a compactação é uma técnica de melhoria do solo que, se realizada de acordo com os critérios técnicos de compactação, pode reduzir significativamente a possibilidade de recalques excessivos por inundação em solos colapsíveis, o que faz dela uma alternativa vantajosa para esta finalidade.

A compactação do solo, portanto, pode viabilizar o emprego de fundações em sapatas nesse tipo de solo. A solução consiste na remoção da camada de apoio de cada sapata na espessura correspondente à largura da sapata e sua reposição em subcamadas compactadas. De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2003) a compactação até poderia ser realizada em todo o bulbo de tensões do solo correspondente a base da sapata, pois quanto mais espessa a camada compactada, melhor o resultado. No entanto, os autores comentam que compactar o solo apenas até a metade do bulbo de tensões, além do aspecto econômico, é justificável porque na profundidade $z = B$ a parcela propagada equivale somente a 25% da tensão aplicada por uma sapata quadrada, de acordo com a propagação de tensões 2:1.

No entanto, a partir dos resultados de previsão de comportamento obtidos nesta pesquisa, ficou evidente que recalques significativos por colapso podem ocorrer mesmo em perfis com camada compactada de espessura significativa, caso as tensões aplicadas pelas fundações forem elevadas. O desafio é, portanto, definir a espessura da camada de solo (z) a ser compactada abaixo da sapata para minimizar os impactos decorrentes da colapsibilidade. Esta espessura pode ser idealizada na Figura 6.32.

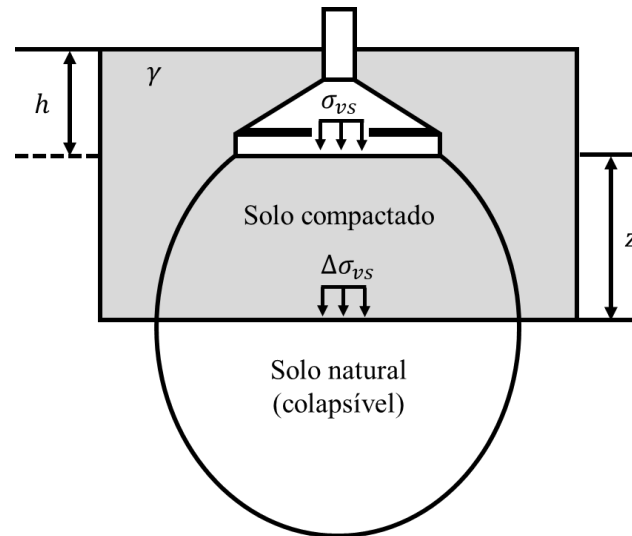


Figura 6.32 – Esquema para análise da espessura da camada de solo (z) a ser compactada para redução das deformações por colapso com a inundação.

Para esta estimativa, três valores de tensão podem ser analisadas: (1) o acréscimo de tensão ($\Delta\sigma_{vs}$) no topo da camada do solo natural colapsível, calculada pela Equação (35); (2) a tensão de pré-adensamento do solo natural saturado (σ_0^*) e; (3) a tensão geostática, $q = \gamma h$ na cota de assentamento da sapata.

$$\Delta\sigma_{vs} = \frac{\sigma_{vs} \cdot B \cdot L}{(B + z) \cdot (L + z)} \quad (35)$$

Em que, B e L são a largura e o comprimento da sapata e z é a espessura da camada a ser compactada.

Se $\Delta\sigma_{vs} + q \leq \sigma_0^*$, não ocorre colapso do solo. Se $\Delta\sigma_{vs} + q > \sigma_0^*$, o colapso ocorrerá. Neste sentido, para que o processo de compactação não seja inviabilizado sob aspecto econômico, um valor de potencial de colapso pode ser admitido pelo projetista. Resultados de dois ensaios edométricos podem servir de apoio, sendo um saturado desde o início do ensaio e outro seco ao ar, semelhante aos ensaios gêmeos estabelecidos por Jennings e Knight (1975).

7 Conclusão

Nesta dissertação ensaios de laboratório foram realizados para o estudo das propriedades hidráulicas e mecânicas do solo da cidade de Ilha Solteira, de acordo com a Mecânica dos Solos Não Saturados. As informações obtidas destes ensaios foram utilizadas na modelagem numérica de um estudo de caso de colapsibilidade do solo realizado com protótipos de sapata apoiados em solo natural e compactado.

Diante disso, a conclusão da dissertação está subdividida em três partes: uma referente aos ensaios de laboratório, outra referente às análises numéricas e a última referente ao uso da técnica de compactação para melhoria de solo colapsível.

Ensaio de laboratório

Os ensaios de laboratório com controle de sucção permitiram estudar o comportamento hidromecânico do solo natural e compactado. Destes ensaios, ficou evidenciado o benefício da compactação do solo em relação ao solo natural, pois a resistência ao cisalhamento do solo compactado aumentou e a variação de volume e a condutividade hidráulica diminuíram, tanto em condição saturada quanto em condição não saturada.

A curva de retenção de água do solo natural é típica dos solos arenosos porosos com um trecho de dessaturação bem inclinado e baixa capacidade de retenção de água. Já a curva de retenção do solo compactado apresentou uma redução significativa dos macroporos do solo quando comparada com a curva de retenção do solo natural, alterando o formato da curva, principalmente no trecho de dessaturação onde as sucções mais baixas.

Os resultados dos ensaios edométricos e dos ensaios de compressão triaxial obtidos para os solos natural e compactado demonstraram a influência da sucção, tanto nos parâmetros de compressibilidade como nos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Em linhas gerais, o aumento da sucção no solo provoca o aumento da tensão de pré-adensamento e a diminuição da inclinação da reta virgem, bem como o aumento da coesão do solo. No entanto, o efeito da sucção é menos evidente para o solo compactado. O processo de compactação promoveu a formação de uma estrutura mais densa e melhorada em relação ao solo natural que é poroso, impondo desta forma uma condição limite para a influência da sucção sobre o solo nesta condição de compactidade.

Análises numéricas

As simulações numéricas dos ensaios de laboratório e das provas de carga demonstraram que o modelo mecânico é capaz de reproduzir adequadamente o comportamento do solo estudado. Para os protótipos de sapata, as simulações numéricas demonstraram bons ajustes com os resultados experimentais de campo, principalmente para a sapata apoiada no solo natural. Ficou evidente, por meio das simulações numéricas, que o esquema experimental de inundação dos ensaios realizados no protótipo de sapata sobre o solo compactado não garantiu a saturação do solo, prejudicando a análise comparativa entre os resultados numéricos e experimentais.

A etapa de variação paramétrica demonstrou que os parâmetros constitutivos r e β do BBM tem pouca influência nos resultados para baixas sucções. Ao contrário, p_0^* gera grandes variações nos resultados quando seus valores são modificados. Isso indica a importância de ensaios de laboratório bem calibrados e cuidadosamente executados para a definição de p_0^* .

A carga de inundação foi analisada como condição de contorno, demonstrando ter importância significativa para os resultados numéricos de previsão, principalmente para o valor do colapso previsto numericamente.

A análise de geometrias alternativas do problema indicou que o colapso diminui com o aumento da espessura da camada compactada. Ao mesmo tempo, não foi verificada influência importante da largura da base compactada. Deste modo, constatou-se numericamente a influência do solo compactado para minimizar os efeitos da colapsibilidade do solo.

Em geral, os resultados numéricos demonstraram a boa capacidade do BBM na reprodução do comportamento colapsível do solo. No entanto, ficou evidenciado a importância da realização de um programa experimental cuidadoso para obtenção dos parâmetros constitutivos para garantir uma boa calibração dos modelos e, conseqüentemente, previsões adequadas para as diversas situações de campo como as estudadas neste trabalho.

Avaliação da Compactação como método de melhoria de solo colapsível

Compactar o solo de base de uma sapata mostrou-se uma técnica eficiente para minimizar os efeitos do colapso no caso estudado por Souza (1993). Os resultados demonstraram que a camada compactada que substituiu o solo natural colapsível até uma

profundidade igual à largura da sapata é suficiente para não causar grandes recalques por colapso, desde que as tensões sejam baixas.

A variação das tensões aplicadas pela sapata durante a inundação mostrou que o colapso não é mitigado para altas tensões de inundação. Isto ocorre justamente porque as tensões propagadas passam a ser suficientes para causar o colapso no solo natural abaixo da camada modificada pela compactação. Não é possível dizer, portanto, que a compactação do solo de base é suficiente para mitigar o colapso em uma fundação direta em qualquer situação. A resposta à esta questão envolve tanto fatores intrínsecos ao solo, tais como a tensão admissível, a compacidade e a sucção inicial, quanto fatores que dependem do projeto de fundações, como a tensão aplicada na fundação e os recalques admissíveis.

A NBR 6122/2010 recomenda que as características da colapsibilidade dos solos sejam levadas em conta no projeto e na escolha da técnica construtiva. Ela também recomenda que as “tensões de projeto devem atender às limitações de recalque ou deformação da estrutura”. Considerando as recomendações da norma e os resultados obtidos neste trabalho, fica evidenciado que se deve buscar uma geometria que impeça que a tensão propagada para a camada de solo natural seja muito maior que sua tensão de pré-adensamento na condição saturada. Este quesito pode ser difícil de se cumprir em alguns casos. Se uma sapata transferir tensões relativamente altas ao solo, a quantidade de solo a ser compactado tornaria a técnica inviável economicamente.

Este trabalho permite concluir que, em obras de pequeno porte, tensões propagadas para a camada de solo natural inferiores ou iguais à tensão de pré-adensamento do solo natural saturado não provocarão recalques por colapso caso o solo seja umedecido, tornando viável o uso da compactação do solo em cava com espessura relativa a $1,0B$. Tensões propagadas superiores à tensão de pré-adensamento do solo saturado poderão causar recalques por colapso, e neste caso, a técnica de compactação deve ser analisada com cuidado.

Por fim, esta pesquisa demonstrou a importância e a eficiência da aplicação de métodos numéricos para simular, analisar e prever situações reais de obras de engenharia como os experimentos realizados com os protótipos de sapatas em solos colapsíveis. Casos específicos de Geotecnia como os relacionados aos solos colapsíveis devem ser tratados utilizando-se modelos elastoplásticos como o Modelo Básico de Barcelona para uma melhor compreensão dos parâmetros e condições que mais afetam o problema analisado.

8 Referências bibliográficas

ABBAS, M. F.; ELKADY, T. Y.; AL-SHAMRANI, M. A. Calibrations for volume change measurements using osmotic suction control technique. **HBRC Journal**, 2015.

ABED, A. A.; VERMEER, P. A. Numerical simulation of unsaturated soil behaviour. **International Journal of Computer Applications in Technology**, v. 34, n. October, p. 2, 2009.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122-2010.pdf**, 2010.

AIRÒ FARULLA, C.; FERRARI, A.; ROMERO, E. Volume change behaviour of a compacted scaly clay during cyclic suction changes. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 47, p. 688–703, 2010.

AL-HARTHI, A. A.; BANKHER, K. A. Collapsing loess-like soil in western Saudi Arabia. **Journal of Arid Environments**, v. 41, n. 4, p. 383–399, 1999.

AL AQTASH, U.; BANDINI, P. Prediction of unsaturated shear strength of an adobe soil from the soil–water characteristic curve. **Construction and Building Materials**, v. 98, p. 892–899, 2015.

ALONSO, E. E. et al. Expansive bentonite–sand mixtures in cyclic controlled-suction drying and wetting. **Engineering Geology**, v. 81, n. 3, p. 213–226, 2005.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; HIGHT, D. W. **Special problems soils** (E. T. Hanrahan, T. L. L. Lorr, T. F. Widdis, Eds.)European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Anais...Dublin: 1987**

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

ALSHERIF, N. A.; MCCARTNEY, J. S. **Nonisothermal Shear Strength of Compacted Silt at Residual Saturation** (M. Abu-Farsakh, X. Yu, L. R. Royos, Eds.)Geo-Congress 2014 Technical Papers, GSP 234. **Anais...Atlanta, Georgia: 2014**

ASSOULINE, S.; TESSIER, D.; BRUAND, A. A conceptual model of the soil water retention curve. **Water Resources Research**, v. 34, n. 2, p. 223–231, 1998.

AUBERTIN, M. et al. A model to predict the water retention curve from basic geotechnical

- properties. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 40, n. 6, p. 1104–1122, 2003.
- BERNIER, F. et al. Suction-controlled experiments on Boom clay. **Engineering Geology**, v. 47, n. 96, p. 325–338, 1997.
- BLATZ, J.; GRAHAM, J. A system for controlled suction in triaxial tests. **Geotechnique**, v. 50, n. 4, p. 465–469, 2000.
- BONI, F. E. et al. **Comportamento de Estacas Prensadas em Solo Colapsível**. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia. **Anais...2006**
- BOOTH, A. R. **The factors influencing collapse settlement in compacted soils**. Sixth Regional Conference for Africa Soil Mechanics & Foundation Engineering. **Anais...Durban, South Africa: 1975**
- BORANA, L. et al. A Modified Suction-Controlled Direct Shear Device for Testing Unsaturated Soil and Steel Plate Interface. **Marine Georesources & Geotechnology**, v. 33, n. 4, p. 289–298, 2015.
- CARNEIRO, B. J. I. **Comportamento de tubulões à céu aberto, instrumentados, em solo não-saturado, colapsível**. [s.l.] EESC-USP, 1999.
- CHANDLER, R. J.; HARWOOD, A. H.; SKINNER, R. J. Sample Disturbance in London Clay. **Geotéchnique**, v. 42, n. 4, p. 577–585, 1992.
- CHAVEZ, C.; ROMERO, E.; ALONSO, E. E. A Rockfill Triaxial Cell with Suction Control. **Geotechnical Testing Journal**, v. 32, n. 3, p. 219–231, 2009.
- CINTRA, J. C. A. **Fundações em solos colapsíveis**. São Carlos - SP: Projeto Reenge, 1998.
- CINTRA, J. C. A. **Aplicações da Mecânica dos Solos Não-Saturados - Fundações em Solos Colapsíveis** 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. **Anais...São Carlos - SP: 2004**
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. 1º ed. São Carlos - SP: Rima, 2003.
- CORGHI, F. N.; VITTE, A. C.; GIACHETI, H. L. **Processos erosivos na área urbana de Bauru - SP** VI Simpósio Nacional de Geomorfologia. **Anais...2006**
- COSTA, Y. D. J. **Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa**. Dissertação de mestrado. São Carlos - SP. EESC-USP, 1999.
- CUI, K. et al. Quantifying the effect of matric suction on the compressive properties of two

agricultural soils using an osmotic oedometer. **Geoderma**, v. 156, n. 3, p. 337–345, 2010.

CZURDA, K. Encapsulation parameters in waste deposit: geologic barriers and liner systems. **Geo. Alp.**, v. 3, p. 207–214, 2006.

D'ONZA, F. et al. Benchmark of constitutive models for unsaturated soils. **Géotechnique**, v. 61, n. 4, p. 283–302, 2011.

DELAGE, P.; HOWAT, M. D.; CUI, Y. J. The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. **Engineering Geology**, v. 50, n. 1–2, p. 31–48, 1998.

DELAGE, P.; ROMERO, E.; TARANTINO, A. **Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils** Proc. 1st Eur. Conf. on Unsaturated Soils. **Anais...**Durham: 2008Disponível em: <<http://arxiv.org/abs/0810.3221>>

DERBYSHIRE, E. Geological hazards in loess terrain, with particular reference to the loess regions of China. **Earth-Science Reviews**, v. 54, n. 1–3, p. 231–260, 2001.

DOLINAR, B. Prediction of the soil-water characteristic curve based on the specific surface area of fine-grained soils. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 74, n. 3, p. 697–703, 2015.

ERCOLI, L. et al. Evaluation of cliff recession in the Valle dei Templi in Agrigento (Sicily). **Engineering Geology**, v. 192, p. 129–138, 2015.

EWY, R. T. Shale swelling/shrinkage and water content change due to imposed suction and due to direct brine contact. **Acta Geotechnica**, v. 9, n. 5, p. 869–886, 2014.

FAGUNDES, L. S. **Avaliação Da Resistência Ao Cisalhamento de um Solo Tropical**. Dissertação de mestrado. Bauru - SP. FEB-UNESP, 2014.

FERNANDES, B. J. **Resistência e deformabilidade de um solo não saturado a partir de ensaios triaxiais**. Bauru - SP. Dissertação de mestrado. FEB/UNESP, 2016.

FERREIRA, R. C.; MONTEIRO, L. B. **Identification and evaluation of collapsibility of colluvial soils that occur in the São Paulo State**I International conference on geomechanics in tropical lateritic and sprolite soils. **Anais...**Brasília: ABMS, ISSMFE, 1985

FERREIRA, S. R. M. et al. **Comportamento de variação de volume em solo colapsível da cidade de Palmas - Tocantins**. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia. **Anais...**2002

FERREIRA, S. R. M.; FUCALE, S. P. Evaluation of the collapsibility of soils in the semiarid region of Pernambuco , Brazil. **Journal of Civil Engineering and Architecture**, v. 8, n. 10, p. 1833–1838, 2014.

FREDLUND, D. G.; XING, A. : Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, n. 6, p. 1026–1026, 1994.

FREDLUND, D. G.; XING, A.; SHANGYAN, H. Predicting the Permeability Function for Unsaturated Soils Using the Soil-Water Characteristic Curve. **NRC Research Press Journals National Research Council Canada**, v. 31, n. 4, p. 533–546, 1994.

FREDLUND, M. D.; WILSON, G. W.; FREDLUND, D. G. Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 39, n. 5, p. 1103–1117, 2002.

FU, Z.; CHEN, S.; LIU, S. Discrete Element Simulations of Shallow Plate-Load Tests. **International Journal of Geomechanics**, v. 16, n. 3, 2016.

FUTAI, M. M. **Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis**. Tese de doutorado. São Carlos - SP. EESC-USP, 1997.

GARCIA, J. R.; RODRIGUES, R. A.; LOLLO, J. A. DE. A Influência de Diferentes Fluidos de Inundação no Colapso Estrutural de um Solo Arenoso Laterítico. **Civil Engineering Journal, Guimarães**, n. 21, p. 49–58, 2004.

GEORGETTI, G. B. **Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW)**. Tese de doutorado. São Carlos - SP. EESC-USP, 2010.

GHEMBAZA, M. S.; TAÏBI, S.; FLEUREAU, J. M. New thermal triaxial apparatus for unsaturated soils using the osmotic method. **Arabian Journal of Geosciences**, v. 8, n. 6, p. 3365–3380, 2015.

GONZÁLEZ, N. A.; GENS, A. Numerical simulation of a shallow foudation on an unsaturated silt. **Advances in Unsaturated Soils**, n. 3, p. 513–519, 2013.

GRASLEY, Z. C.; RAJAGOPAL, K. R. Revisiting total , matric , and osmotic suction in partially saturated geomaterials. **Math. Phys.**, v. 63, p. 373–394, 2012.

HAMIDI, A.; HABIBAGAH, G.; AJDARI, M. A modified osmotic direct shear apparatus for testing unsaturated soils. **Geotechnical Testing Journal**, v. 36, n. 1, 2013.

HOSSAIN, M.; YIN, J. Behavior of a compacted completely decomposed granite soil from

suction controlled direct shear tests. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 136, n. January, p. 189–198, 2009.

HOUSTON, S. L.; HOUSTON, W. N.; LAWRENCE, C. A. Collapsible Soil Engineering in Highway Infrastructure Development. **Journal of Transportation Engineering**, n. May/June, p. 295–300, 2002.

HOYOS, L. R.; PÉREZ-RUIZ, D. D.; PUPPALA, A. J. Refined True Triaxial Apparatus for Testing Unsaturated Soils under Suction-Controlled Stress Paths. **International Journal of Geomechanics**, v. 12, n. 3, p. 281–291, 2012.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. **A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to “collapse” of grain structure** Reg. Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Anais...**Durban: 1975

KIM, B.; KATO, S.; PARK, S. W. DEM simulation of collapse behaviours of unsaturated granular materials under general stress states. **Computers and Geotechnics**, v. 42, n. October 2015, p. 52–61, 2013.

KIM, D.; KIM, G.; BAEK, H. Relationship between thermal conductivity and soil–water characteristic curve of pure bentonite-based grout. **International Journal of Heat and Mass Transfer**, v. 84, p. 1049–1055, 2015.

KRISHNAPILLAI, S. H.; RAVICHANDRAN, N. New Soil-Water Characteristic Curve and Its Performance in the Finite-Element Simulation of Unsaturated Soils. **International Journal of Geomechanics**, v. 12, n. 3, p. 209–219, 2012.

KUBLIK, C. **Ensaio de placa em solo laterítico na cidade de santo ângelo**. [s.l.] UFSM, 2010.

LE, T. M. H. et al. Rainfall-induced differential settlements of foundations on heterogeneous unsaturated soils. **Géotechnique**, v. 63, n. 15, p. 1346–1355, 2013.

LEE, T. K.; RO, H. M. Estimating soil water retention function from its particle-size distribution. **Geosciences Journal**, v. 18, n. 2, p. 219–230, 2014.

LIBARDI, P. L. **Dinâmica da água no solo**. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo (EDUSP), 2005.

LOLLO, J. A. et al. Use of electrical resistivity to identify collapsible soils in Brazil. **Bull Eng Geol Environ**, v. 70, p. 299–307, 2011.

- MACHADO, S. L. **Estudo da compressão confinada e do colapso de um solo arenoso compactado em edômetro com sucção controlada.** [s.l.] EESC/USP, 1995.
- MARCIAL, D.; DELAGE, P.; CUI, Y. J. On the high stress compression of bentonites. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 39, n. 4, p. 812–820, 2002.
- MEDERO, G. M.; SCHNAID, F.; GEHLING, W. Y. Y. Oedometer Behavior of an Artificial Cemented Highly. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, v. 135, n. 6, p. 840–843, 2009.
- MONCADA, M. P. H. **Avaliação de Propriedades Hidráulicas de Solos Tropicais Não Saturados.** Tese de doutorado. Rio de Janeiro - RJ. PUC/RJ, 2008.
- NAM, S. et al. Determination of the shear strength of unsaturated soils using the multistage direct shear test. **Engineering Geology**, v. 122, n. 3, p. 272–280, 2011.
- NG, C. W. W.; ZHOU, C.; LEUNG, A. K. Comparisons of Different Suction Control Techniques by Water Retention Curves: Theoretical and Experimental Studies. **Vadose Zone Journal**, v. 14, n. 9, p. 0, 2015.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos.** [s.l.] Villibor, 1995.
- NOWAMOOZ, H.; MASROURI, F. Hydromechanical behaviour of an expansive bentonite/silt mixture in cyclic suction-controlled drying and wetting tests. **Engineering Geology**, v. 101, p. 154–164, 2008.
- NOWAMOOZ, H.; MASROURI, F. Relationships between soil fabric and suction cycles in compacted swelling soils. **Engineering Geology**, v. 114, n. 3, p. 444–455, 2010.
- OKA, F. et al. Experimental Study on the Behavior of Unsaturated Compacted Silt Under Triaxial Compression. **Soils and Foundations**, v. 50, n. 1, p. 27–44, 2010.
- OLIVEIRA, C. M. G. DE; RODRIGUES, R. A.; LOLLO, J. A. DE. **Soil collapse risk map for Ilha Solteira , Brazil**IAEG. **Anais...**2006
- OLIVEIRA, C. P. DE et al. Experimental and Theoretical Study of a Gneiss Young Residual Soil. **EJGE**, v. 16, p. 1185–1203, 2011.
- PEREIRA, J. DA S. et al. **Caracterização de um Solo Colapsível de Brasília por Métodos Diretos de Quantificação de Potencial de Colapso**XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia. **Anais...**2010
- PINEDA, J. et al. A new high-pressure triaxial apparatus for inducing and tracking hydro-

mechanical degradation of clayey rocks. **Geotechnical Testing Journal**, v. 37, n. 6, 2014.

RAHIMI, A.; RAHARDJO, H. A new approach to improve soil-water characteristic curve to reduce variation in estimation of unsaturated permeability function. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 53, p. 717–725, 2016.

RAJKAI, K.; KABOS, S.; VAN GENUCHTEN, M. T. Estimating the water retention curve from soil properties: Comparison of linear, nonlinear and concomitant variable methods. **Soil and Tillage Research**, v. 79, n. 2 SPEC.ISS., p. 145–152, 2004.

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

RODRIGUES, R. A.; JÚNIOR, E. M. J.; LOLLO, J. A. Influência dos constituintes do esgoto no colapso de um solo arenoso. **Eng Sanit Ambient**, v. 15, n. 1, p. 29–36, 2010.

RODRIGUES, R.; DE LOLLO, J. Influence of domestic sewage leakage on the collapse of tropical soils. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 66, n. 2, p. 215–223, 2007.

ROLLINS, K. M.; KIM, J. Dynamic Compaction of Collapsible Soils Based on U . S . Case Histories. v. 136, n. September, p. 1178–1186, 2010.

SALAGER, S.; RIZZI, M.; LALOUI, L. An innovative device for determining the soil water retention curve under high suction at different temperatures. **Acta Geotechnica**, v. 6, n. 3, p. 135–142, 2011.

SOTO, M. A. A. **Comparação entre Métodos de Imposição e de Controle de Sucção em Ensaios com Solos não Saturados**. Tese de doutorado. São Carlos - SP. EESC/USP, 2004.

SOUZA, A. **Utilização de fundações rasas no solo colapsível de Ilha Solteira (SP)**. [s.l.] EESC/USP, 1993.

STANCATI, G.; NOGUEIRA, J. B.; VILAR, O. M. **Ensaios de Laboratório em Mecânica dos Solos**. São Carlos - SP: [s.n.].

TANG, A.-M.; CUI, Y.-J. Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of MX80 clay. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 42, n. 1, p. 287–296, 2005.

TARANTINO, A. et al. Benchmark of experimental techniques for measuring and controlling suction. **Géotechnique**, p. 1–51, 2011.

- TEIXEIRA, C. Z. **Comportamento de estacas escavadas em solos colapsíveis**. [s.l.] EESC-USP, 1993.
- TRIPATHY, S.; TADZA, M. Y. M.; THOMAS, H. R. Soil-water characteristic curves of clays. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 51, n. 8, p. 869–883, 2014.
- VANAPALLI, S. K. et al. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, p. 379–392, 1996.
- VILAR, O. M. **Aspectos do comportamento colapsível de solos compactados**. [s.l.] EESC/USP, 1996.
- VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 233, p. 226–233, 2011.
- VILLAR, M. V. Investigation of the behaviour of bentonite by means of suction-controlled oedometer tests. **Engineering Geology**, v. 54, n. 1–2, p. 67–73, 1999.
- WAN, R.; DURIEZ, J.; DARVE, F. A tensorial description of stresses in triphasic granular materials with interfaces. **Geomechanics for Energy and the Environment**, v. 4, p. 73–87, 2015.
- WANG, Q. et al. Experimental study on the swelling behaviour of bentonite/claystone mixture. **Engineering Geology**, v. 124, n. 1, p. 59–66, 2012.
- WHEELER, S. J.; GALLIPOLI, D.; KARSTUNEN, M. Comments on use of the Barcelona Basic Model for unsaturated soils. v. 1571, n. August, p. 1561–1571, 2002.
- WONG, J. T. F. et al. Soil-water retention behavior of compacted biochar-amended clay: a novel landfill final cover material. **Journal of Soils and Sediments**, p. 1–9, 2016.
- YE, W. M. et al. Investigation on compression behaviour of highly compacted GMZ01 bentonite with suction and temperature control. **Nuclear Engineering and Design**, v. 252, p. 11–18, 2012.
- YE, W. M. et al. An experimental investigation on the secondary compression of unsaturated GMZ01 bentonite. **Applied Clay Science**, v. 97, p. 104–109, 2014.
- ZHANG, X. Limitations of suction-controlled triaxial tests in the characterization of unsaturated soils. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2015.