



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
DOUTORADO EM ENGENHARIA CIVIL**

MARTA LÚCIA ROLIM DE ALMENDRA FREITAS

**COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE UM SOLO COLAPSÍVEL DE
PETROLINA-PE AVALIADO POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E
LABORATÓRIO**

**RECIFE
2017**

MARTA LÚCIA ROLIM DE ALMENDRA FREITAS

**COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE UM SOLO COLAPSÍVEL DE
PETROLINA-PE AVALIADO POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E
LABORATÓRIO**

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco como requisito para obtenção do grau de “Doutor em Engenharia Civil” – Área de concentração: Engenharia Geotécnica.

Orientador:

Prof. PhD Silvio Romero de Melo Ferreira.

**RECIFE
2017**

Catálogo na fonte
Bibliotecária: Neide Mesquita Gonçalves Luz / CRB4-1361 (BCTG)

F866c Freitas, Marta Lúcia Rolim de Almendra.
Comportamento geomecânico de um solo colapsível de Petrolina–PE avaliado por meio de ensaios de campo e laboratório / Marta Lúcia Rolim de Almendra Freitas. – Recife, 2017.
148fol. il., figs., gráfs., tabs.

Orientador: Prof. Silvio Romero de Melo Ferreira PhD.

Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco.
CTG.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2017.
Inclui Referências e Apêndice.

1. Engenharia Civil. 2. Solos colapsíveis . 3. Colapsibilidade. 4. Comportamento geomecânico. I. Ferreira, Silvio Romero de Melo (Orientador). II. Título.



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Tese de Doutorado

**COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE UM SOLO COLAPSÍVEL DE
PETROLINA-PE AVALIADO POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E
LABORATÓRIO**

defendida por

Marta Lúcia Rolim de Almendra Freitas

Considera a candidata APROVADA

Recife, 31 de janeiro de 2017

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira – UFPE
(orientador)

Prof.^a Dr.^a Stela Fucale Sukar – UPE
(examinadora externa)

Prof.^a Dr.^a Cecília Maria Mota Silva Lins – UFRPE
(examinadora externa)

Prof.^a Dr.^a Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello – UFPE
(examinadora externa)

Prof.^a Dr.^a Lícia Mouta da Costa – UFPE
(examinadora externa)

Dedico esse trabalho a Deus, à minha Família, ao melhor orientador do mundo Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira e aos meus amigos.

A todos com muita gratidão e muitíssimo obrigada.

AGRADECIMENTOS

Eis o momento de agradecer e celebrar uma grande conquista, que não é só minha, mas de todos que de alguma forma acreditaram, contribuíram e incentivaram.

Agradeço primeiramente a Deus, por esta grande conquista na minha vida. Ele sempre esteve comigo protegendo e iluminando minha jornada.

A minha família, minha mãe Lúcia, meu tio Danilo Rolim, meu marido Maurício, minhas filhas, Márcia e Marcela, meu genro Duilio, meu irmão Castro (In Memoriam), meu irmão Júnior, minha irmã Vera e todos de sua família e tantos outros por todo apoio e compreensão demonstrada no momento que estive ausente.

Agradeço imensamente ao meu orientador Silvio Romero pela paciência, compreensão, atitude e firmeza. O meu muito obrigada, grande professor.

Agradeço a SEFE, na pessoa do seu diretor engenheiro André Campelo de Melo, pelo apoio e liberação do equipamento penetrômetro LWD para realizar os ensaios de placa em campo.

Agradeço a professora Cecília e doutoranda Kátia por ter cedido e ensinado a utilizar a célula edométrica com *strain gauges* e o programa que possibilitou os ensaios para obtenção do K_0 .

Agradeço aos meus colegas Douglas, Isabel, Gustavo, Marcos George, Sérgio Paiva, Jesce John, Klayde, Marília, Agnes, Emerson, Francisco, aos técnicos da UFPE Gutemberg e Francisco e ao técnico Leandro da Unicap.

A Geotechnique, aos engenheiros Paulo Simões, Lucas, Gilberto, Marcos e aos colegas Jacqueline, Maria, Dilma, Suely e Jeferson pelo carinho e compreensão.

Finalmente, agradeço a Universidade Católica de Pernambuco, aos gestores Padre Lúcio, Padre Antônio Motta, Padre Pedro, Conceição, Andrea, Caetano e aos colegas Raymunda, Eriberto, Albertina, Edna, Vânia, Carolina, Léa, Karla, Luzinete, Jô, Eriberto e Elias por todo o apoio e compreensão.

RESUMO

A variação de umidade em solos colapsíveis pode provocar danos significativos nas obras de engenharia. Há ocorrência de solos colapsíveis em todo o mundo e no município de Petrolina-PE cerca de 50% dos solos superficiais tem suscetibilidade média ou alta de serem colapsíveis. No semiárido de Pernambuco, o município de Petrolina é o maior em desenvolvimento socioeconômico. O objetivo desta pesquisa é analisar o comportamento geomecânico de um solo colapsível de Petrolina-PE, por meio de ensaios de campo e laboratório, na condição natural e inundada. O programa de investigação geotécnica desenvolvido abrangeu: sondagens de simples reconhecimento; coleta de amostras indeformadas e deformadas; ensaios com penetrômetros estático (PE) e dinâmico (DPL), ensaios com o Light Weight Deflectometer (LWD) e ensaios de colapsibilidade (Expansocolapsômetro). Em laboratório, foram realizados ensaios para a caracterização física, química, de dispersividade, microestrutural e para avaliar a colapsibilidade, resistência ao cisalhamento, resistência de ponta e o coeficiente de empuxo no repouso, durante o carregamento e inundado. De acordo com os ensaios obtidos o solo é uma areia siltosa uniforme e na sua estrutura existem poros de empacotamento simples, sendo, portanto, verdadeiramente colapsível. O colapso máximo ocorre na tensão de 160 kPa. O potencial de colapso em campo é 25% menor do que o obtido em laboratório e o tempo para ocorrer o colapso é maior em campo. A inundação causa uma redução de 88% nos módulos de elasticidade, reduz a resistência ao cisalhamento e a resistência de ponta. O valor do coeficiente de empuxo no repouso cresce durante o processo de inundação, sendo superior aos obtidos durante a fase de carregamento. Os penetrômetros estático (PE), dinâmico (DPL) e o ensaios de placa dinâmico em conjunto com a célula edométrica de paredes finas contribuem em equipamentos importantes na avaliação do comportamento geotécnico de solos colapsíveis.

PALAVRAS CHAVES: Solos colapsíveis. Colapsibilidade. Comportamento geomecânico.

ABSTRACT

The moisture sensitivity of collapsible soils can cause significant damage to constructions. There are collapsible soils all around the world, in the city of Petrolina-Brazil around 50% of the superficial soils have a median or high collapse susceptibility. Petrolina has the greatest socioeconomic development of the semiarid region of the state of Pernambuco (PE). The objective of this study is to analyse the geomechanical behaviour of those collapsible soils in Petrolina-PE, using field and laboratory tests, with flooded and natural conditions. The developed geotechnical investigation program included: simple recognition poll, collection of undeformed and deformed samples, static and dynamic penetrometer tests, Light Weight Deflectometer (LDW) tests and collapsibility tests (expansocolapsometer). The laboratory tests were: chemical, physical, dispersity, microstructural and to analyse collapsibility, shear strength, point resistance and thrust coefficient at rest, during loading and flooded. The soil has a uniform silted sand and in its structure there are simple packaging pores, being therefore, truly collapsible, with maximum collapse occurring at 160 kPa tension. The collapse potential in field is smaller than in laboratory (25%), on the other hand the period to occur in field is superior that in laboratory. Flooding causes an 88% reduction in the Modulus of Elasticity, reducing also the shear strength and the point resistance. The thrust coefficient at rest increases during the flooding process, being superior to the obtained during the loading phases. The Static Cone Penetrometer (CPT), Dynamic Cone Penetrometer (DCPT) and Dynamic Plate Load Test (LWD) in association with the fine-walled oedometer cells contributes to evaluate the geotechnical behaviour of collapsible soils.

KEYWORDS: Collapsible soils. Collapsibility. Geomechanical behaviour.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1	Solos colapsíveis no Brasil	28
Figura 2.2	Estruturas de solos colapsíveis.....	31
Figura 2.3	Comportamento integrado da variação de volume, com a variação de tensão e microestrutura antes e após a variação de umidade em solo de Petrolândia-PE	32
Figura 2.4	Perfil geotécnico do solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista-PE.....	36
Figura 2.5	Perfil geotécnico do solo colapsível de Petrolândia-PE	37
Figura 2.6	Perfil geotécnico solo colapsível de Petrolina-PE	38
Figura 2.7	Perfil geotécnico do solo colapsível da zona da mata do Recife-PE.....	39
Figura 2.8	Perfil típico do solo da cidade de Bauru-SP	39
Figura 2.9	Perfil geotécnico do solo colapsível de Ilha-Solteira-SP	40
Figura 2.10	Perfil geotécnico do solo colapsível de Palmas-TO	40
Figura 2.11	Curvas típicas de ensaios edométricos simples em solos colapsíveis arenosos	41
Figura 2.12	Equipamento expansocolapsômetro. a) Primeira versão de 1993. b) Versão de 2002	44
Figura 2.13	Penetrômetro Dinâmico: a) <i>Dynamic Probing Light</i> - DPL, b) variação da posição dos componentes do Penetrômetro	46
Figura 2.14	Elementos constituintes do LWD	48
Figura 2.15	Bacia de deflexão: a) perfeita, b) com diminuição da deformação registrada e c) com ressalto da placa de carga.....	51
Figura 2.16	Esquema da célula edométrica	54
Figura 3.1	Mapa Pedológico do Município de Petrolina	58
Figura 3.2	Carta de Suscetibilidade de Ocorrência de Solos Colapsíveis com Base na Geologia, Pedologia e Clima, do município de Petrolina-PE	59
Figura 3.3	Localização das áreas de coleta das amostras de campo	59
Figura 3.4	Localização dos furos de sondagem	62
Figura 3.5	Preparação da área e coletada amostras de solo. a)Vegetação de Caatinga, b) Limpeza da área de	

	investigação, c) Área de coleta das amostras indeformadas, d) escavação do poço, e) Coleta de amostras indeformadas, f) Coleta de amostras deformadas	63
Figura 3.6	Localização dos ensaios: a) Área de investigação de coleta 1, com a localização dos ensaios. b) Área de investigação de coleta 2, com a localização dos ensaios	64
Figura 3.7	Penetrômetro estático	66
Figura 3.8	Lisímetro: Corpos de prova com umidade natural. a) Tubo de PVC com tampão e luva, b) Tubo de PVC com luva auxiliar e soquete para compactação, com altura de queda 45,70 cm, c) Corpo de prova moldado e devidamente compactado, d) Cravação do cone	68
Figura 3.9	Corpos de prova compactados em cilindros Proctor. a) Cilindros Proctor do Laboratório de Solos da UNICAP, b e c) Corpo de Prova com solo compactado	69
Figura 3.10	Corpos de prova para ensaios com Penetrômetro estático em amostras compactadas em cilindro Proctor. a) Penetrômetro adaptado na prensa hidráulica, b) Inserção do cone no corpo de prova, c) Inundação do corpo de prova	70
Figura 3.11	Penetrômetro dinâmico – Equipamento composto de uma haste com base para alinhamento e haste de com peso para penetração do cone no solo	71
Figura 3.12	Expansocolapsômetro, versão 3	72
Figura 3.13	Light Weight Deflectometer (LWD) – TERRATEST 4000	73
Figura 3.14	Microscópio Eletrônico de Varredura	76
Figura 3.15	Célula utilizada para ensaios edométricos	79
Figura 3.16	Processo de compactação dos corpos de prova para o ensaio edométrico: a) e b) molde dos corpos de prova juntamente com o anel de aço da célula edométrica, c) o molde do corpo de prova colocado na prensa de compactação, d) apresenta o corpo de prova após passar -pelo processo de compactação...	81
Figura 3.17	Célula e prensa de cisalhamento direto	82
Figura 3.18	Célula Edométrica Modificada	83

Figura 3.19	Prensa edométrica: momento do ensaio devidamente instrumentado pelo computador e por deflectômetros	83
Figura 4.1	Caracterização física do solo: a) distribuição granulométrica, e b) curvas de compactação e saturação.....	85
Figura 4.2	Critério de colapsibilidade de Design of Small (1960 – 1974)...	85
Figura 4.3	Amostra do solo no início e no término do ensaio Crumb-Test.	86
Figura 4.4	Amostra do solo após término do ensaio Pinhole: a) amostra antes do ensaio, b) amostra após o ensaio, c) relação volume versos tempo, d) relação vazão versos carga hidráulica	88
Figura 4.5	Contextura do solo natural: a) microestrutura em Poros de empacotamento Simples com ligações instáveis entre as partículas, b) grãos de quartzo revestidos total ou parcialmente de argilas c) ligações entre partículas de Quartzo por silite e argilãs	89
Figura 4.6	Resultados dos ensaios: a) edométricos simples. b) edométrico duplo. c) variação do Potencial de Colapso com a Tensão aplicada	91
Figura 4.7	Critério de Reginatto e Ferrero (1973)	93
Figura 4.8	Contextura do solo após colapso a 160 kPa: a) poros de empacotamento Simples com maior densificação de partículas, b) ligações entre partículas de Quartzo por silte e argila c) grãos de Quartzo revestidos parcialmente de argilas d), e) e f) empilhamento de Caulinita	94
Figura 4.9	Variação do potencial de colapso associado a tensão de expansão, índice de vazios crítico e grau de saturação crítica.	95
Figura 4.10	Avaliação da colapsibilidade em campo utilizando o equipamento expansocolapsômetro: a) curvas variação de volume com o tempo, b) curvas de deformação volumétrica com a tensão vertical	96
Figura 4.11	Curvas de deformação volumétrica específica e do potencial de colapso com a tensão vertical aplicada obtidas através de ensaios de laboratório e de campo	97

Figura 4.12	Curvas de variação do índice de vazios versus tensão aplicada: a) solo natural e b) solo compactado	98
Figura 4.13	Variação do potencial de colapso com a tensão aplicada obtidos em campo e em laboratório em solo natural e compactado	98
Figura 4.14	Curvas Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e envoltória de Mohr-Coulomb obtidas através dos ensaios de Cisalhamento Direto: a) e b) umidade natural, c) e d) na umidade de 3% e e) e f) inundado previamente	99
Figura 4.15	Perfil Longitudinal do solo e Variação do N_{SPT} com a profundidade	101
Figura 4.16	Resistência de Ponta com Penetrômetro estático. a) Solo na umidade natural, b) Solo inundado previamente, c) Razão entre a resistência de ponta obtida no solo natural e inundado.	103
Figura 4.17	Resistência de Ponta obtidas com Penetrômetro de Impacto (DPL): a) solo natural, b) solo inundado e c) relação entre a resistência de ponta no solo natural e inundado	104
Figura 4.18	Variação da resistência de ponta com a profundidade obtidos em amostras compactadas em lisímetros: a) $w = 0,20\%$, b) $w = 4,00\%$ obtidas por Verissimo <i>et al.</i> , (2016), c) $w = 7,00\%$ obtidas por Verissimo <i>et al.</i> , (2016)	106
Figura 4.19	Comparação variação da resistência de ponta em campo e laboratório	107
Figura 4.20	Resistência de ponta do solo com diferentes graus de compactação e umidades de moldagens	108
Figura 4.21	Curvas de deflexões individuais para o solo na umidade natural e inundado previamente, ensaio realizado com peso de 10 kgf: a) Solo Natural – Ponto 6 da Área A; e b) Solo previamente inundado – Ponto 5 da Área B	110
Figura 4.22	Deflexões devidas aos pesos de 10 kgf e 15 kgf: a) Área A, solo natural e b) Área B, solo inundado. a) Área A, solo natural. b) Área B, solo inundado	111

Figura 4.23	Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação até a tensão de 10 kPa, 20 kPa e 40 kPa: a) $\sigma_H \times t$ (log) - carregamento, b) $K_0 \times t$ (log) - carregamento, c) $\sigma_H \times t$ (log) – inundação, d) $K_0 \times t$ (log) – inundação	114
Figura 4.24	Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação até a tensão de 80 kPa: a) $\sigma_H \times t$ (log) - carregamento, b) $K_0 \times t$ (log) - carregamento, c) $\sigma_H \times t$ (log) – inundação, d) $K_0 \times t$ (log) – inundação	115
Figura 4.25	Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação até a tensão de 160 kPa: a) 10 kPa, 20 kPa e 40 kPa para $\sigma_H \times t$ (log) - carregamento, b) $K_0 \times t$ (log) - carregamento, c) 10 kPa, 20 kPa e 40 kPa $\sigma_H \times t$ (log) – inundação, d) $K_0 \times t$ (log) – inundação	116
Figura 4.26	Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação até a tensão de 300 kPa: a) $\sigma_H \times t$ (log) - carregamento, b) $K_0 \times t$ (log) - carregamento, c) $\sigma_H \times t$ (log) – inundação, d) $K_0 \times t$ (log) – inundação	117
Figura 4.27	Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de carregamento e inundação na tensão de 10 kPa: a) $e \times t$ (log) - carregamento, b) $e \times t$ (log) – inundação	118
Figura 4.28	Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de carregamento e inundação na tensão de 40 kPa: a) $e \times t$ (log) - carregamento, b) $e \times t$ (log) – inundação	118
Figura 4.29	Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de carregamento e inundação na tensão de 80 kPa: a) $e \times t$ (log) - carregamento, b) $e \times t$ (log) – inundação	118
Figura 4.30	Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de carregamento e inundação na tensão de 160 kPa: a) $e \times t$ (log) - carregamento, b) $e \times t$ (log) – inundação	119

Figura 4.31	Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de carregamento e inundação na tensão de 300 kPa: a) $e \times t$ (log) - carregamento, b) $e \times t$ (log) – inundação	119
Figura 4.32	Relação entre a tensão horizontal e a vertical nas fases de carregamento e inundação na tensão de 10 kPa	120
Figura 4.33	Variação da tensão horizontal, vertical e coeficiente de empuxo no repouso e nas fases de carregamento até a tensão de 40 kPa e inundação na tensão de 40 kPa: a) $\sigma_H \times \sigma_v$ b) $K_0 \times \sigma_v$	121
Figura 4.34	Variação da tensão horizontal, vertical e coeficiente de empuxo no repouso e nas fases de carregamento até a tensão de 80 kPa e inundação na tensão de 80 kPa: a) $\sigma_H \times \sigma_v$ b) $K_0 \times \sigma_v$	121
Figura 4.35	Variação da tensão horizontal, vertical e coeficiente de empuxo no repouso e nas fases de carregamento até a tensão de 160 kPa e inundação na tensão de 160 kPa: a) $\sigma_H \times \sigma_v$ b) $K_0 \times \sigma_v$	121
Figura 4.36	Variação da tensão horizontal, vertical e coeficiente de empuxo no repouso e na fase de carregamento até a tensão de 300 kPa: a) $\sigma_H \times \sigma_v$ b) $K_0 \times \sigma_v$	122

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1	Casos de solos colapsíveis no Mundo	27
TABELA 2.2	Métodos indiretos e diretos de identificação de solos colapsíveis	29
TABELA 2.3	Critérios de identificação do colapso baseados nos índices físicos e limites de Atterberg	30
TABELA 2.4	Granulometria, limites de consistência e classificação unificada de alguns solos colapsíveis do Nordeste	35
TABELA 2.5	Fórmulas para o cálculo da Resistência de Ponta do DPL.....	47
TABELA 2.6	Correlações empíricas do coeficiente de empuxo no repouso, K_0	52
TABELA 2.7	Valores de K_0 obtidos por correlação em solo de Petrolina-PE.....	55
TABELA 3.1	Tipos de Investigação realizados em campo e laboratório.....	60
TABELA 4.1	Frações do solo e coeficientes de uniformidade e curvatura....	85
TABELA 4.2	Caracterização química	86
TABELA 4.3	Resultados do ensaio comparativo de granulometria	87
TABELA 4.4	Potencial de colapso obtido através de ensaios de campo (expansocolapsômetro)	97
TABELA 4.5	Índices físicos iniciais, condições na ruptura, módulo de elasticidade inicial, coesão e ângulo de atrito	100
TABELA 4.6	Valores mínimos, médios e máximos do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) da resistência de ponta obtidos pelos ensaios com os penetrômetros e os obtidos pelos métodos de Velloso-Aoki (1975) e Decourt–Quaresma (1978)	105
TABELA 4.7	Valores de módulo de elasticidade E_{LWD} , deflexão média e s/v para a situação do solo na condição natural e inundado.....	110
TABELA 4.8	Valores de K_{LWD}	112
TABELA 4.9	Valores de K_0 obtidos no final cada estágio de tensão aplicada durante a fase de carregamento	120
TABELA 4.10	Valores de K_0 obtidos no final cada estágio de tensão aplicada durante a fase de carregamento	123

TABELA 4.11 Razões entre potencial de colapso, resistência de ponta, tangente do ângulo de atrito, módulo de elasticidade dinâmico, coeficiente de empuxo no repouso e índice de resistência à penetração (N_{SPT}) na condição natural e inundada	124
QUADRO A-1 Índices físicos do solo em amostras indeformadas no início e término dos ensaios edométricos	141
QUADRO A-2 Índices Físicos das Amostras compactadas dos Ensaios Edométricos com $GC = 85\%$ e $w = 0,22\%$	142
QUADRO A-3 Índices Físicos das Amostras compactadas dos Ensaios Edométricos com $GC = 90\%$ e $w = 0,22\%$	143
QUADRO A-4 Índices Físicos das Amostras compactadas dos Ensaios Edométricos com $GC = 95\%$ e $w = 0,22\%$	144

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ASCE – *American Society of Civil Engineers*.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

CHPV – Conjunto Habitacional Privê Village.

CP – Potencial de Colapso.

CPA – Canal Pontal Azul.

CPRH – Companhia Pernambucana de Recursos Hídricos.

DPL – *Dynamic Petermenter Light*.

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária.

GC – Grau de Compacidade.

LDN – Laboratório de Dispositivos e Nanoestruturas.

LWD – *Light Weight Deflectometer*.

MEV – Microscópio Eletrônico de Varredura.

ND – Não Dispersiva.

N_{SPT} – Índice de Resistência a Penetração.

PE – Penetrômetro Estático.

SM – Areia Siltosa.

SP-SM – Areia Siltosa mal graduada.

SPT – *Standard Penetration Test*

SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos.

S/V – Grau de Compactabilidade.

SW-SM – Areia Siltosa bem graduada.

TRB – *Transportation Research Bord*.

UFPE - Universidade Federal de Pernambuco.

UNICAP – Universidade Católica de Pernambuco.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	21
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	21
1.2	JUSTIFICATIVA	22
1.3	OBJETIVOS	23
1.3.1	Objetivo Geral	23
1.3.2	Objetivos Específicos	23
1.4	ESTRUTURA DA TESE	24
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1	CONCEITOS INICIAIS.	25
2.1.1	Tipos de Solos e Locais de Ocorrência.....	26
2.1.2	Métodos para Identificação dos Solos Colapsíveis	29
2.1.3	Microestrutura de Solos Colapsíveis.....	31
2.1.4	Métodos de Melhoramento de Solos Colapsíveis	33
2.2	CARACTERIZAÇÃO E COMPORTAMENTO DE COLAPSO EM SOLOS DE TEXTURA ARENOSA	34
2.3	UTILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTOS.....	42
2.3.1	Avaliação Devido ao Colapso em Campo por Meio do Expansocolapsômetro	43
2.3.2	Ensaio de Resistência à Penetração por Meio de Penetrômetros	45
2.3.3	Medidas de Deformações do Solo por Meio do Ensaio de Carga com LWD	48
2.3.4	Avaliação de Tensão Horizontal e do Coeficiente de Empuxo no Repouso K_0	52
3	MATERIAIS e MÉTODOS.....	57
3.1	INTRODUÇÃO	57
3.2	DESCRIÇÃO DAS ÁREAS DE ESTUDO	57

3.3	PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	60
3.3.1	Investigação em Campo	61
3.3.1.1	Sondagem de simples reconhecimento.....	62
3.3.1.2	Coleta das amostras deformadas e indeformadas	62
3.3.1.3	Avaliação da Resistência de Ponta	66
3.3.1.3.1	<i>Avaliação da Resistência de Ponta através do uso de Penetrômetros Estático e Dinâmico</i>	66
3.3.1.3.2	<i>Avaliação da Resistência de Ponta obtida através do Penetrômetro Estático em amostras compactadas em Lisímetros</i>	67
3.3.1.3.3	<i>Avaliação da resistência de ponta obtida com o penetrômetro estático em solo compactado inundado em corpos de prova moldados em cilindros do Proctor normal</i>	69
3.3.1.3.4	<i>Avaliação da Resistência de Ponta em campo através do Penetrômetro Dinâmico (DPL)</i>	70
3.3.1.4	Avaliação da Colapsibilidade em Campo	72
3.3.1.5	Avaliação do Módulo de Elasticidade	73
3.3.2	Investigação em Laboratório	75
3.3.2.1	Caracterização Física.....	75
3.3.2.2	Caracterização Química	75
3.3.2.3	Caracterização da Dispersividade	75
3.3.2.4	Caracterização Microestrutural.....	76
3.3.2.5	Caracterização da Colapsibilidade em Laboratório	78
3.3.2.6	Avaliação da Resistência ao Cisalhamento.....	81
3.3.2.7	Avaliação do Coeficiente de Empuxo no Repouso Durante a Inundação.....	82
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	84
4.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA, QUÍMICA, DE DISPERSIVIDADE E MICROESTRUTURAL.....	84

4.1.1	Caracterização Física	84
4.1.2	Caracterização Química	86
4.1.3	Caracterização da Dispersividade	87
4.1.4	Caracterização Microestrutural	89
4.1.5	Considerações Finais sobre caracterização Física, Química, da Dispersividade e Microestrutural	90
4.2	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO: AVALIAÇÃO DA COLAPSIBILIDADE, RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO, RESISTÊNCIA DE PONTA E MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICA.	90
4.2.1	Avaliação da Colapsibilidade	91
4.2.1.1	Avaliação da Colapsibilidade Obtida em Laboratório.	91
4.2.1.2	Análise Microestrutural do Solo Colapsado Após o Ensaio Edométrico Duplo	93
4.2.1.3	Avaliação da Colapsibilidade em Campo	96
4.2.1.4	Avaliação da colapsibilidade em amostras compactadas.....	98
4.2.2	Caracterização da Resistência ao Cisalhamento	99
4.2.3	Perfil de Solo e Avaliação da resistência de ponta no solo na umidade natural e inundado.	100
4.2.3.1	Perfil Geotécnico	100
4.2.3.2	Avaliação da resistência de ponta por meio do Penetrômetro Estático realizado em campo em solo na umidade natural e inundado	102
4.2.3.3	Avaliação da resistência de ponta por meio do penetrômetro DPL em campo no solo na umidade natural e inundado previamente	103
4.2.3.4	Avaliação da resistência de ponta em amostras compactadas em Lisímetros e Cilindros do Proctor com penetrômetro estático.	105
4.2.4	Avaliação do Módulo de Elasticidade Dinâmico Avaliado pelo <i>Light Weight Deflectometer</i> – LWD	109

4.2.5	Avaliação do Coeficiente de Empuxo no Repouso em Amostras Compactadas	113
4.2.6	Razão entre Coeficiente e parâmetros do solo colapsível na condição natural e inundado	123
5	SÍNTESE DOS PRINCIPAIS RESULTADOS, CONCLUSÕES E SUGESTÕES	125
5.1.	SÍNTESE DOS PRINCIPAIS RESULTADOS E CONCLUSÕES...	125
5.2.	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	127
	REFERÊNCIAS	128
	APÊNDICE	141

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Na natureza há solos não saturados, os quais se caracterizam por apresentar estruturas instáveis quando há acréscimo do teor de água em seus vazios. O comportamento geomecânico desses solos pode danificar as obras de Engenharia Geotécnica. Entre eles encontram-se os não saturados porosos, com ligações cimentantes por argilas, coloides e óxidos de ferro, que quando são submetidos, ou não, a um aumento de tensão seguido de acréscimo de umidade sofrem um rearranjo estrutural com a consequente redução de volume. Estes solos são denominados colapsíveis, como citado por Alonso *et al.*, (1990), Vilar e Ferreira (2015) e Vilar *et al.*, (1981).

Os solos colapsíveis podem ter diversas origens, são elas: residuais, eólicas, coluviais, aluviais e saprolíticas, argilas porosas ou mesmo de solos compactados. Sua ocorrência, tanto no Brasil quanto em outras partes do mundo, está associada a regiões onde a evapotranspiração excede a precipitação, comum em climas tropicais, árido e semiárido com déficit de umidade anual (VARGAS, 1985).

As edificações construídas sobre solos colapsíveis sofrem grandes problemas de estabilidade e segurança, quando há mudança de umidade sem que tenha sido realizado um programa de investigação geotécnica adequado. Entre esses problemas encontram-se diversos danos, que vão desde trincas e fissuras até rupturas em casas, edifícios, reservatórios e canais de irrigação, depressões em pavimentos rodoviários e formação de superfície de escorregamento de taludes, esses fatores podem levar as edificações a demolição total ou parcial (MENDONÇA, 1990).

O comportamento do colapso dos solos, devido à inundação, é influenciado por diversos fatores descritos a seguir; A microestrutura antes e após o colapso, a qual foi analisada por Casagrande (1932), Dudley (1970), Clemence e Finbarr (1981), Alonso *et al.*, (1990), Mendonça (1990), Feitosa (2009), Mendonça Neto e Ferreira (2015) e Torres *et al.*, (2014). A tensão de inundação, que influencia

na magnitude do colapso, podendo ocorrer o colapso máximo em alguns solos, avaliada por Lutteneger e Saber (1988), Alonso *et al.*, (1990), Carvalho *et al.*, (1994), Fucale (2000) e Ferreira e Fucale (2014). Gibbs e Bara (1967), Vilar e Rodrigues (2015) e Verissimo *et al.*, (2015) analisaram o efeito da umidade de compactação e da massa específica seca em função da sobrecarga sob o colapso. A influência das propriedades dos fluidos que percola pelos vazios dos solos no colapso foi estudada por Mariz (1993) e Motta e Ferreira (2011). Modelagens numérica foram desenvolvidas e aplicadas na previsão e análise do comportamento geomecânico dos solos por Wheeler e Sivakumar (1995), Gens (1996), Alonso *et al.*, (1990), Costa *et al.*, (2008) e Cezano *et al.*, (2015).

No Brasil solos colapsíveis são encontrados nos estados do Amazonas (DIAS E GONZALES, 1985), Bahia (FERREIRA, 1989; MENDONÇA, 1990), Ceará (GUILHERME *et al.*, 2016), Distrito Federal (BERBERIAN, 1982), Goiás (SOUSA *et al.*, 2016), Minas Gerais (BENVENUTO, 1982; FERREIRA, 1989), Mato Grosso (LIMA E RIBEIRO JÚNIOR, 2012), Paraná (DIAS, 1989), Piauí (RIANI E BARBOSA, 1989; MENDONÇA NETO E FERREIRA, 2015), Rio Grande do Norte (SANTOS JÚNIOR E ARAUJO, 1999), Rio Grande do Sul (DIAS, 1989), São Paulo (VARGAS, 1985; VILAR E RODRIGUES, 2015) e Tocantins (FERREIRA *et al.*, 2002).

Em Pernambuco, onde já foram localizados solos sujeitos ao fenômeno do colapso nos municípios de Carnaíba (FERREIRA E TEIXEIRA, 1989), Gravatá (FERREIRA, 1989), Petrolândia (FERREIRA, 1989; Ferreira, 1995; Souza Neto, 2004; Dourado, 2005), Petrolina (Aragão e Melo, 1982; FUCALÉ 2000) e Santa Maria da Boa Vista (FERREIRA E TEIXEIRA, 1989; FUCALÉ, 2000).

1.2 JUSTIFICATIVA

O município de Petrolina é a maior cidade do Sertão do estado de Pernambuco, bem como um importante centro de desenvolvimento socioeconômico. Nos últimos anos atraiu fortes investimentos do Governo Federal e de empresas Privadas, o que lhe concedeu uma posição de destaque entre os outros municípios da região. Nesta transformação social e econômica, Petrolina tem

vivido um crescimento do setor imobiliário, principalmente após a criação do programa de habitação criado pelo Ministério das Cidades.

Há vários casos de ocorrência de solos colapsíveis em Petrolina-PE, associados as obras de engenharia, incluindo conjuntos habitacionais, canais de irrigação, obras industriais, etc. Aragão e Melo (1982) relataram a ocorrência de solo colapsível na construção do Conjunto Habitacional Massangana (CHM), onde foram construídas 1.200 casas, nas quais cerca de 50% apresentaram problemas de fissuras e trincas nas primeiras chuvas. Fucale (2000) analisou o solo colapsível no local onde foi implantado o Canal Pontal Azul (CPA), com cerca de 35 km de extensão. Silva (2003) estudou o comportamento do solo colapsível em uma área que recebeu a construção do Conjunto Habitacional Privê Village (CHPV), onde foram constituídas quatorze casas geminadas, todas de alto padrão, possuindo estacionamento, piscina e quadra coletiva; Oito dessas casas apresentavam fissuras bastante proeminentes levando os moradores à sensação de desconforto e insegurança.

Diante do encontrado, justifica o estudo, Silva (2003) elaborou um mapa de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis de Petrolina-PE, verificando que 50% dos solos superficiais do município possuem suscetibilidade alta ou média de serem colapsíveis. Recentemente, na área da construção do Conjunto Habitacional Nova Petrolina foi localizado solo colapsível, o qual é material de estudo dessa pesquisa. Durante o desenvolvimento deste trabalho vários artigos foram publicados como produto do programa de investigação geotécnica em congressos e periódicos entre eles: Torres *et al.*, (2015), Santos Neto (2015), Borges *et al.*, (2016), Verissimo *et al.*, (2015) e Verissimo (2016).

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

Analisar o comportamento geomecânico do solo colapsível de Petrolina-PE em campo e em laboratório, em amostras indeformadas e compactadas.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Realizar a caracterização física, química, de dispersividade e microestrutural do solo;

- Adaptar técnicas de ensaios utilizando os penetrômetros estáticos (PE), dinâmico (DPL) e o LWD (*Light Weight Deflectometer*) para caracterizar o solo colapsível;
- Avaliar a variação de resistência de ponta do solo em campo e em laboratório, em amostras compactadas;
- Investigar a colapsibilidade do solo em campo e em laboratório;
- Estimar o módulo de elasticidade do solo colapsível antes e após a inundação, comparando com o LWD (*Light Weight Deflectometer*);
- Analisar o coeficiente de empuxo no repouso no solo colapsível durante a inundação e o comportamento da tensão horizontal e deformação com o tempo, antes e após a inundação e colapso.

1.4 ESTRUTURA DA TESE

O capítulo 1 engloba a apresentação do trabalho com a introdução, citando os problemas dos solos colapsíveis, a ocorrência no Brasil e no mundo; a justificativa e os objetivos do trabalho.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica, na qual constam: conceito e características dos solos colapsíveis; tipos e locais de ocorrência dos solos colapsíveis; critérios de identificação e o comportamento de alguns solos colapsíveis arenosos.

O capítulo 3 integra a apresentação da metodologia de realização dos ensaios de campo e laboratório, através da caracterização física, química, de dispersividade e microestrutura e caracterização geomecânica como: colapsividade, resistência ao cisalhamento, resistência de ponta, e módulo de elasticidade realizadas no solo natural e inundado do município de Petrolina-PE.

O capítulo 4 explana e discute os resultados encontrados.

O capítulo 5 compreende as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

Como finalização da tese são apresentados as referências e o apêndice.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são abordados aspectos relevantes relacionados à pesquisa sobre solos colapsíveis, com destaque para os solos colapsíveis arenosos. Será exposto também o uso de equipamentos na avaliação do comportamento geomecânico do solo como: Expansocolapsômetro, Penetrômetros Estático (PE), Dinâmico (*Dynamic Probing Light* – DPL) e o ensaio em placa (*Light Weight Deflectometer* – LWD). Por fim será apresentado o uso de células para avaliar o coeficiente de empuxo no repouso (K_0).

2.1 CONCEITOS INICIAIS.

Alguns solos não saturados, ao se aumentar o teor de água em seus vazios ou ao serem carregados e posteriormente umedecidos, experimentam uma variação de volume. Quando há redução do volume o solo chama-se de solo colapsível.

Reginatto e Ferrero (1973) subdividiram os solos colapsíveis em solos condicionados ao colapso e os verdadeiramente colapsíveis. Os solos condicionados ao colapso são aqueles capazes de suportar certos níveis de tensões quando inundados, mas ao serem ultrapassados resultam em colapso, dependendo do estado de tensões em que se encontram e aqueles aos quais foram submetidos. Já os solos verdadeiramente colapsíveis são aqueles que não suportam o próprio peso quando inundados e colapsam.

Núñez (1975) define solo colapsível como aquele com uma sensível modificação no comportamento tensão-deformação após atingir um valor limite de tensão, sendo este menor que o valor da tensão de ruptura do solo. Além disso considera este fenômeno como não sendo necessariamente acompanhado de uma modificação substancial na estrutura das partículas que determine a quebra nem de uma significativa redução de volume. Outra definição de Núñez (1975) é de que estes solos ao atingir uma certa tensão há um incremento no conteúdo de água nos vazios, exibindo o colapso da estrutura do esqueleto das partículas, representado pela redução brusca dos vazios.

Na convenção anual da *American Society of Civil Engineers* – ASCE em 1976, apresentada por Clemence e Fibarr (1981), foi exposto o conceito de solos colapsíveis como solos não saturados que experimentam um rearranjo radical de partículas seguido de uma redução de volume quando inundados, com acréscimo ou não de sobrecarga. Na presente pesquisa esta é a definição que foi considerada para solos colapsíveis.

2.1.1 Tipos de Solos e Locais de Ocorrência.

Quatro condições básicas favorecem a ocorrência de solos colapsíveis: estrutura porosa potencialmente instável; solo não saturado; presença de agentes cimentantes, que são enfraquecidos quando do umedecimento; e instabilidade na presença de tensão externa aplicada. Rodrigues e Lollo (2008) agrupam quatro processos para a formação de solos colapsíveis: alteração da rocha matriz (residual), ação dos ventos (eólico), ação da água com transporte de grandes massas (aluviões e coluviões) e compactação do material.

Os solos colapsíveis têm sua origem relacionada à fatores climáticos e ao ambiente geológico. Clima árido e semiárido favorecem a ocorrência deste tipo de solo, devido ao longo período de seca e as fortes chuvas em um curto período. As regiões tropicais favorecem o desenvolvimento desses solos, pois apresentam lixiviação de finos nos horizontes superficiais nas regiões onde se alternam estações de relativa seca e de precipitações intensas (VILAR *et al.*, 1981; FERREIRA, 1995).

Os solos ao serem transportados pela ação do vento favorece a formação dos solos colapsíveis, pois ele carrega as partículas de pequena dimensão, como os grãos de silte e argilas, formando um solo com baixo peso específico, elevado índice de vazios, baixa coesão e alta permeabilidade, gerando o comportamento colapsível quando em contato com a água. O *loess* é o principal representante de solo colapsível de origem eólica, sendo constituído por partículas originalmente transportadas pelo vento e redepositadas pela ação da água, (DUDLEY, 1970).

Os solos colapsíveis originaram-se de evoluções pedogenéticas de solos superficiais residuais ou transportados (VARGAS, 1978). Estes solos residuais são formados da desagregação e alteração da rocha sã, devido ao intemperismo, o que causa a lixiviação das camadas mais superficiais, levando a uma estrutura potencialmente porosa e de baixo peso específico, sendo aparentemente secos. A Tabela 2.1 a seguir reúne os tipos de solos colapsíveis e os locais de ocorrência.

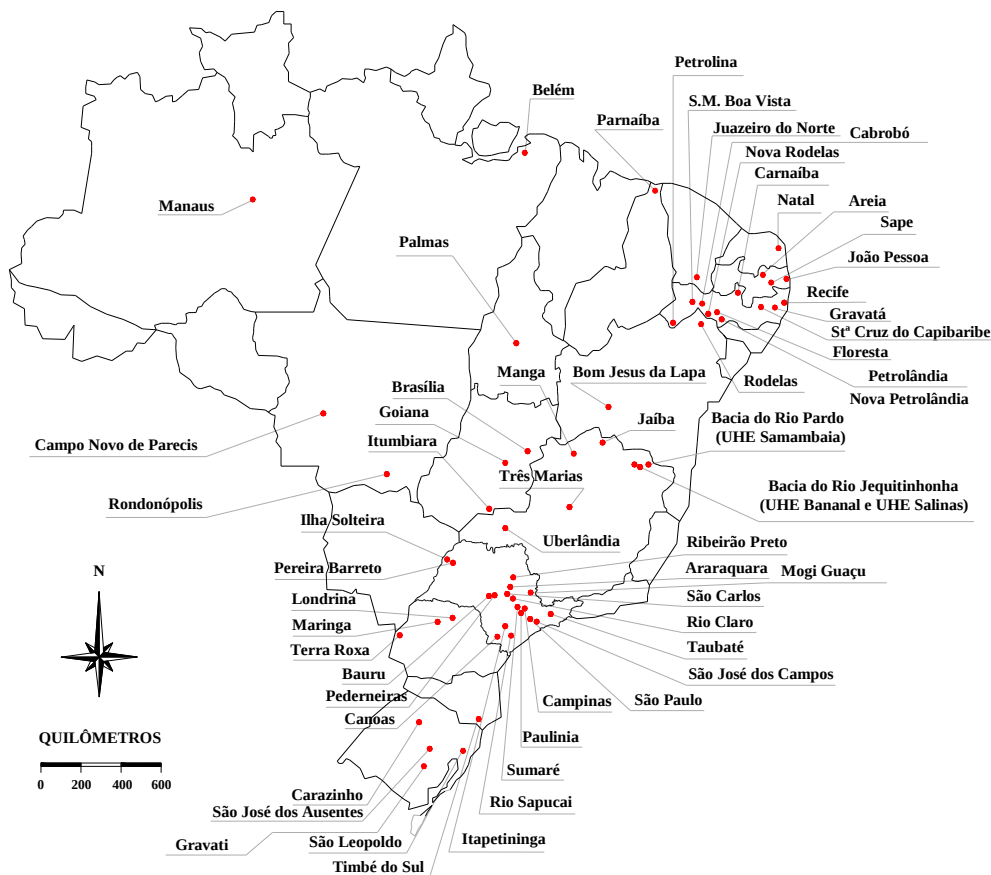
Tabela 2.1 – Casos de solos colapsíveis no Mundo

Local Ocorrência	Tipo de Solo	Referência
África do Sul	Eólico (areia vermelha)	BARDEN <i>et al.</i> , COLLINS (1973)
	Silte argiloso	JENNINGS e KNIGHT (1957)
	Silte arenoso	BRINK e KANTLEY (1961)
	Eólico	DUDLEY (1970)
Alemanha	Loess de cor avermelhada e bruno-amarela	DUDLEY (1970)
Angola	Maceque (solo ferruginoso com caulinita)	DUDLEY (1970)
Argentina	Siltes ou argilas com carbonatos; Loess	REGINATTO e FERRERO (1973) NUÑES (1975)
Austrália	Argila arenosa	AITICHISON (1973)
China	Loess de cor avermelhada e bruno-amarela	DUDLEY (1970)
	Loess	DERBYSHIRE/ MELLORS (1988)
Espanha	Siltes e Argilas gipsíferos	AITICHISON (1973)
	Loess	GIBBS e BARA (1967)
	Aluvião	BARDEN <i>et al.</i> , (1973) e KNODEL (1981)
EUA	Loess de cor avermelhada e bruno-amarela	DUDLEY (1970)
	Loess	HOLTZ e HILF (1961)
	Solo aluvial bem graduado	DUDLEY (1970)
	Aluvião	DAY (1990)
França	Loess de cor avermelhada e bruno-amarela	DUDLEY (1970)
Inglaterra	Loess	DERBYSHIRE/MELLORS (1988)
Israel	Loess	KASSIF (1967)
	Areia argilosa	AITICHISON (1973)
Quênia	Solo argiloso avermelhado	AITICHISON (1973)
Romênia	Loess	POPESCU (1986)
Rússia e Sibéria	Loess de cor avermelhada e bruno-amarela	DUDLEY (1970)
Tailândia	Argila	PHIEN-WEJ <i>et al.</i> , (1992)
Ucrânia	Loess	ABELEV (1948), REZENIK (1995), ABELEV (1931)
Zimbábue	Solo residual de granito	DUDLEY (1970)

Fonte: Adaptado de Mendonça Neto (2010).

No Brasil os solos colapsíveis são geralmente oriundos de solos aluvionares, coluvionares e residuais. A ocorrência vem sendo verificada em todas as regiões do Brasil, os estados onde são encontrados são: Amazonas, Pará, Tocantins, Piauí, Pernambuco, Paraíba, Bahia, Brasília, Goiás, Minas Gerais, São Paulo, Santa Catarina, Paraná e Rio Grande do Sul (FERREIRA, 2008; RODRIGUES e VILAR, 2013). A Figura 2.1 ilustra os locais de ocorrências de solos colapsíveis no país, citados da literatura.

Figura 2.1 - Solos Colapsíveis no Brasil



Região Norte: Manaus-AM, (DIAS e GONZALES, 1985), Belém-PA, Palmas-TO, (FERREIRA *et al.*, 2002). **Região Nordeste:** Parnaíba-PI (RIANI E BARBOSA, 1989), Natal-RN (SANTOS JÚNIOR e ARAÚJO, 1999), João Pessoa-PB, Sape-PB, Areia-PB, Recife-PE (FERREIRA, 1997), Gravatá-PE, Carnaíba-PE e Petrolândia-PE (FERREIRA, 1989), Cabrobó-PE, Sta. M B Vista-PE, Petrolina-PE, Rodelas-BA (FERREIRA, 1989), Bom Jesus da Lapa-BA (MENDONÇA, 1990). **Região Centro Oeste:** Brasília-DF, Goiânia-GO (Moraes *et al.*, 1994), Itumbiara-GO (FERREIRA *et al.*, 1989). **Região Sudeste:** Jaíba-MG (FERREIRA *et al.*, 1989), Manga-MG (BENVENUTO, 1982), Três Marias-MG, Uberlândia-MG (FERREIRA *et al.*, 1989), e Ilha Solteira-SP (FERREIRA *et al.*, 1989 e RODRIGUES e LOLLO, 2008), Pereira Barreto-SP (FERREIRA *et al.*, 1989), Bauru-SP (FERREIRA *et al.*, 1989), São Carlos-SP (VILAR *et al.*, 1981, FERREIRA *et al.*, 1989), Sumaré e Paulínia-SP, Mogi Guaçu-SP (FERREIRA *et al.*, 1989), Campinas-SP, Itapetininga-SP, Canoas-SP, Rio Sapucaí-SP e São J. dos Campos-SP (FERREIRA *et al.*, 1989); São Paulo-SP, (FERREIRA *et al.*, 1989). **Região Sul:** Maringá-PR, Londrina-PR, Timbé do Sul-SC (FEUERHAUMEL *et al.*, 2003), São Leopoldo-RS, São José dos Ausentes-RS (FEUERHAUMEL *et al.*, 2003) e Gravati-RS (DIAS, 1989).

Fonte: Adaptado de Ferreira (2008), Rodrigues e Vilar (2013).

2.1.2 Métodos para Identificação dos Solos Colapsíveis

Os métodos existentes para identificação dos solos colapsíveis geralmente se baseiam em alguns princípios básicos: a) métodos regionais desenvolvidos a partir de conceitos empíricos e ensaios, tais como os métodos baseados em limites de consistência e Índices (DENISOV, 1951; FEDA, 1966; GIBBS e BARA, 1967); b) métodos baseados em ensaios edométricos com inundação (DENISOV, 1951; JENNINGS e KNIGHT, 1957; REGINATTO e FERRERO, 1973) e c) métodos baseados em ensaios de campo, ensaios de penetração de cone ou ensaios de carga de placas (FERREIRA *et al.*, 1989; HOUSTON *et al.*, 1989; FERREIRA, 1993).

Ferreira (1995) classifica os métodos de identificação e classificação em identificativos, orientativos e qualitativos, como exemplificado na Tabela 2.2. Mendonça Neto (2011) reúne os critérios dos métodos qualitativos baseados nos índices físicos e limites de Atterberg, expostos na Tabela 2.3.

Tabela 2.2 - Métodos indiretos e diretos de identificação de solos colapsíveis

Métodos	Subdivisões	Base para Definição do Critério	Referências Bibliográficas
Indiretos	Identificativos	Microscopia eletrônica de Varredura	MCGOW e COLLINS (1975); WOLLE <i>et al.</i> , (1978); DERBYSHIRE E MELLORS (1988).
	Orientativos	Pedologia	FERREIRA (1990); FERREIRA (1993).
		Ensaio expedidos	ARMAN e THORNTON (1973); JENNINGS e KNIGHT (1975).
	Qualitativos	Índices Físicos	DENISOV (1951); PRIKLONSKIJ (1952); GIBBS e BARA (1962 E 1967); FEDA (1966); KASSIK e HENKIN (1967);
Diretos	Avaliativos	Ensaio edométricos duplos	REGINATTO e FERRERO (1973).
	Quantitativos	Ensaio edométricos duplos	JENNINGS e KNIGHT (1975); VARGAS (1978); LUTTENEGGER e SABER (1988).
		Ensaio de Campo	FERREIRA e LACERDA (1993).

Fonte: Adaptado por Neto (2011) e Ferreira (2008).

Tabela 2.3 - Critérios de identificação do colapso baseados nos índices físicos e limites de Atterberg.

Referência	Expressão	Limites
Denisov (1951) citado por Reginatto e Ferrero (1973)	$K = \frac{e_1}{e_0}$	• $0,5 < K < 0,75$, altamente colapsível; • $K=1$, não colapsível; • $1,5 < K < 2$, não colapsível.
Feda (1966)	$KI = \frac{\left(\frac{w_0}{S_0}\right) - w_p}{w_l - w_p}$	Se $S_0 > 80\%$ e $KI > 0,85$, o solo é colapsível.
Código de obras da URSS (1962), citado por Reginatto e Ferrero (1973)	$\lambda = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$	$\lambda \geq -0,1$, o solo é colapsível.
Prikonskij (1952) citado por Feda (1966)	$Kd = \frac{w_l - w_0}{w_l - w_p}$	• $Kd < 0$, altamente colapsível; • $Kd > 0,5$, colapsível; • $Kd > 1$, expansivo.
Gibbs e Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_l}$	$R > 1$, colapsível.
Kassif e Henkin (1967)	$K = \gamma_d \cdot w$	$K < 15$, colapsível.
Jennings e Knight (1975)	Cascalho fino	$S_r < 6\%$, colapsível; $S_r > 10\%$, não colapsível;
	Areia fina	$S_r < 50\%$, colapsível; $S_r > 60\%$, não colapsível;
	Silte argiloso	$S_r < 90\%$, colapsível; $S_r > 95\%$, não colapsível.
Código de obras da URSS (1977) citado por Resnik (1989)	$CI = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$ $S_r < 80\%$	Ocorre colapso para: • $1\% \leq w_p \leq 10\%$, $CI < 0,1$; • $10\% \leq w_p \leq 14\%$, $CI < 0,17$; • $14\% \leq w_p \leq 22\%$, $CI < 0,24$.
Handy (1973) citado por Lutteneger e Saber (1988)	Teor de finos ($< 0,002$ mm)	
	$< 16\%$	Alta probabilidade colapso;
	16 a 24%	Provavelmente Colapsível;
	24 a 32%	Probabilidade Colapso $< 50\%$
Basma e Tuncer (1992)	$> 32\%$	Geralmente não colapsível
	$PC = 48,496 + 0,102 \cdot C_u - 0,457 \cdot w_0 - 3,533 \cdot \gamma_s + 2,85 \cdot \ln \sigma_{vi}$	
	$PC = 48,506 + 0,072 \cdot (S - C) - 0,439 \cdot w_0 - 3,123 \cdot \gamma_s + 2,85 \cdot \ln \sigma_{vi}$	
		O resultado corresponde ao potencial de colapso.
Futai (2000)	$\Delta \varepsilon_{cmáx} ou PC_{máx} = 4,2 \cdot \left[\frac{e \sqrt{S_r}}{A(1 + IP)} \right]^{0,6}$	O resultado corresponde ao potencial de colapso máximo.

σ_{vi} - tensão de inundação no ensaio edométrico; (S-C), diferença entre teores de areia e argila; e_1 - índice de vazios (amolgado) correspondente ao limite de liquidez; S_r - grau de saturação; e_0 - índice de vazios natural; γ_d - peso específico seco; w , w_0 - umidade natural; w_p - limite de plasticidade; w_L - limite de liquidez; K - coeficiente de subsidência; K_I - coeficiente de colapsividade; PC - potencial de colapso; C_u - coeficiente de uniformidade.

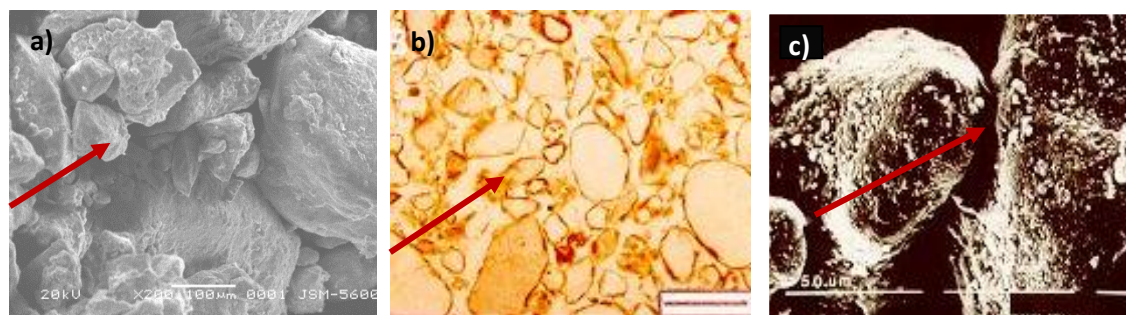
Fonte: Adaptado por Mendonça Neto (2011).

2.1.3 Microestrutura de Solos Colapsíveis

O conhecimento da microestrutura do solo não saturado ajuda na compreensão do comportamento mecânico, na previsão qualitativa dos efeitos ambientais, e ainda, controla as condições da água de sucção. Casagrande (1932) apresentou de forma esquemática a microestrutura de um solo colapsível (silte argiloso), previamente carregado, antes e após a inundação. Dudley (1970) e Clemence e Finbarr (1981) propuseram, de uma forma esquemática, uma série de modelos de estrutura instável para solos. Ferreira (2010) apresentou através de microscopia eletrônica de varredura e microscopia ótica, exemplos reais de algumas destas estruturas podem ser observados em solos de Petrolândia-PE e de Parnaíba-PI, como mostra a Figura 2.2.

Foi verificado que os arranjos dos grãos de areia são mantidos por tensão capilar, atuando nos contatos areia-areia, areia-silte e silte-silte, como exemplificado na Figura 2.2.a; partículas de areias com vínculos de argilas dispersas e revestidas por uma fina camada de argila sob baixa umidade, mostradas na Figura 2.2.b; grãos de areia são ligados por partículas de argila, mantidos no local por contrafortes formados de argilas e/ou tensões capilares; agregados de argilas formam grãos que se conectam entre si por pontes de argila, que também encontram-se ligadas a grãos de siltes e argilas, expostos na Figura 2.2.c.

Figura 2.2 - Estruturas de solos colapsíveis. a) Macro Poro – Solo de Parnaíba-PI. b) Grãos de Areia Revestidos por Argila – Petrolina-PE.



a) Macro Poro – Solo de Parnaíba-PI.

b) Grãos de Areia Revestidos por Argila – Petrolina-PE.

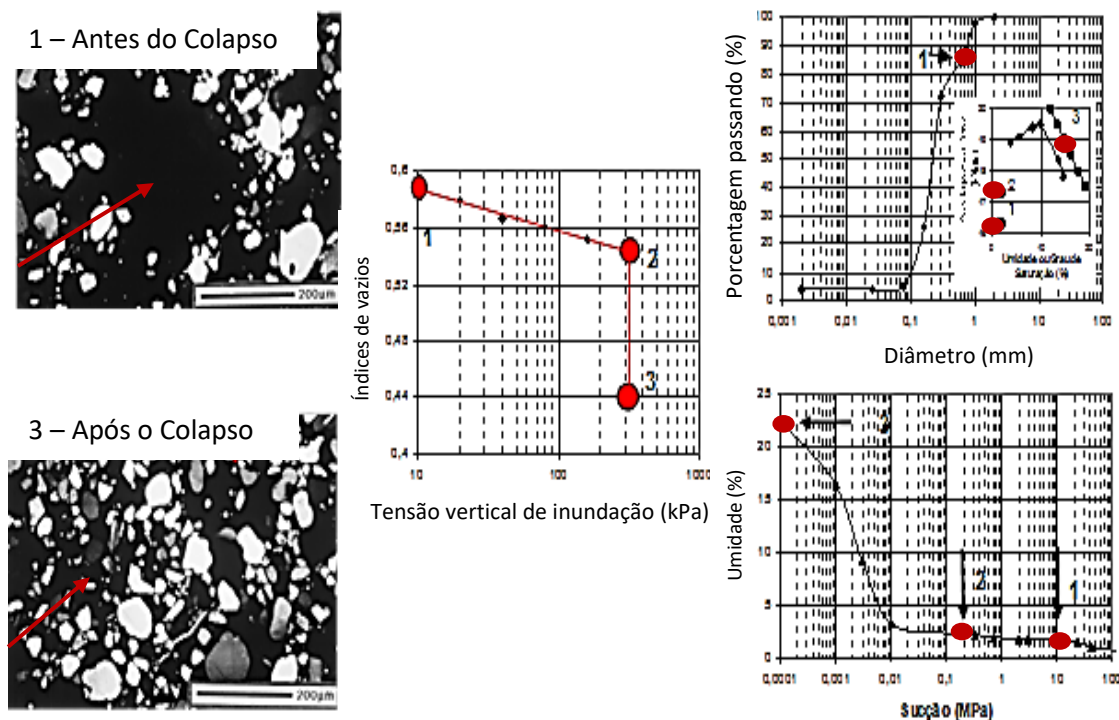
c) Grãos de Areia Ligados por Ponte Argila – Petrolina-PE.

Fonte: Ferreira (2010).

As microestruturas antes e após o colapso do solo de Petrolândia-PE são apresentadas por Ferreira (2010), de forma integrada com o comportamento de variação de volume do solo submetido a tensão de 320 kPa e ao aumento da umidade, exemplificadas na Figura 2.3. O autor também relaciona a distribuição dos grãos do solo com o estado de compactidade e microestrutura antes e após o colapso.

Ferreira (2010), relata que o solo colapsível de Petrolândia-PE é uma areia com fração superior a 87% umidade inicial de 1,70%, grau de saturação de 7,61%, índice de vazios de 0,590, peso específico natural de 16,25 kN/m³ e uma sucção inicial de 10 MPa. A condição inicial é indicada pelo algarismo 1 na Figura 2.3. Devido à aplicação da tensão de 320 kPa o solo comprime 2,26% na mesma umidade inicial, porém, com índice de vazios de 0,538, grau de saturação de 8,63% e peso específico aparente seco de 17,40 kN/m³, esta condição é indicada pelo algarismo 2 na Figura 2.3. Após a inundação, a sucção diminui, a umidade cresce, o solo colapsa e a estrutura torna-se mais compacta, porém ainda instável, esta condição é indicada com o algarismo 3 na Figura 2.3.

Figura 2.3 - Comportamento integrado da variação de volume, com a variação de tensão e microestrutura antes e após a variação de umidade em solo de Petrolândia-PE.



1 – Condição inicial; 2- Carregamento; 3 – Inundação e Colapso.

Fonte: Ferreira (2010).

2.1.4 Métodos de Melhoramento de Solos Colapsíveis

Os métodos de Engenharia de Fundações adotados frequentemente em solos colapsíveis podem ser divididos em três grupos, segundo Ferreira (2008) e Mendonça Neto (2011): a) ações antes da construção; b) evitar um solo ruim; c) modificar a estrutura do solo após construção.

As soluções antes da construção, evitando o solo colapsível ou preparando a estrutura para conviver com o mesmo, podem ser realizadas de quatro formas: retirada total ou parcial do solo colapsível com substituição por material adequado, utilização de fundações profundas apoiadas abaixo do extrato colapsível, emprego de fundações flutuantes e uso de sistema de fundação corrida de maior rigidez de modo a minimizar os efeitos dos recalques diferenciais.

A realização da modificação das propriedades dos solos colapsíveis pode ocorrer das seguintes maneiras: promover o colapso forçado da estrutura do solo por umedecimento prévio com sobrecarga; compactar de forma total ou parcial o solo, reduzindo a permeabilidade e aumentando a capacidade de suporte tornando a estrutura estável; melhorar o arranjo das partículas do solo através da criação de uma nova estrutura, através colocação de ligantes ou agentes químicos.

Após a construção, com aparecimento de danos, é recomendado minimizar os efeitos, evitando mais sobrecarga ao solo e diminuindo suficientemente a infiltração da água, através da utilização de drenagens adequadas, controle de vazamentos de condutos de água e esgoto e impermeabilização da área não coberta. Em muitos casos há necessidades de medidas corretivas ou de manutenção com reforços de fundações, aumentando as dimensões da peça de fundação ou utilizando estacas Megas.

2.2 CARACTERIZAÇÃO E COMPORTAMENTO DE COLAPSO EM SOLOS DE TEXTURA ARENOSA

Na literatura são muito frequentes citações acerca do comportamento dos solos colapsíveis com textura arenosa. Para Barden *et al.*, (1973) e Popescu (1986), estes solos possuem uma “estrutura aberta”, com grãos arredondados e unidos por materiais de ligação ou forças que, com adição de água, possibilitam sua remoção. Estes materiais de ligação podem ser: argila, carbonatos de cálcio ou óxidos de ferro. (Popescu, 1986). Em contrapartida, Clemence e Finbarr (1981) postulam que estas ligações acontecem por vínculo com partículas de silte, de argilas dispersas e de argilas floculadas e em solos formados após corridas de lama, através de pontes de argila e por capilaridade.

O colapso tende a aumentar com a umidade do solo devido a redução da sucção, sendo a estação de seca o período mais crítico para se construir uma obra (SOUZA NETO, 2004). Desta forma, o colapso acontece ou na elevação da umidade, até um certo valor limite, ou na atuação de um estado de tensão crítico. Vários autores como Lutteneger & Saber (1988), Phien-Wej *et al.*, (1992), Ferreira (1995), Futai (1998), Souza Neto (2004) têm apresentado que o potencial de colapso aumenta, até um certo valor, com a tensão de inundação.

Fazendo uma análise dos dados levantados por Vilar e Rodrigues (2015), acerca das propriedades de solos colapsíveis encontrados em todo o mundo, constata-se que 36% são arenosos, 38% siltosos e 26% argilosos. É importante destacar que nessa abordagem foram considerados 24 solos siltosos de um único local na Lusitânia, dado publicado por Arman e Thornton (1973). Se este for considerado apenas como um único local, as porcentagens passam a ser: 47% arenosos, 18% siltosos e 35% argilosos, próximo de 50%.

Observa-se que a maioria dos solos colapsíveis estudados no Brasil encontram-se nos estados do Nordeste, especialmente em Pernambuco, mas também em São Paulo (Figura 2.1), onde os comportamentos desses solos são descritos com maior propriedade.

Verifica-se que os solos colapsíveis são predominantemente arenosos com fração de areia variando de 41% a 92%, fração de silte de 5% a 35% e fração de argila de 3% a 29%. Os valores dos limites de Atterberg situam-se ligeiramente acima da Linha A na Carta de Plasticidade e alguns solos encontrados são não plásticos. A Tabela 2.4 exemplifica os índices físicos de alguns solos colapsíveis do Nordeste brasileiro.

Tabela 2.4 - Granulometria, Limites de Consistência e Classificação Unificada de alguns solos colapsíveis do Nordeste.

Local	Granulometria (%)				Limites de Consistência (%)			Classificação Unificada
	Areia	Silte	Argila	<2 μ	WL	WP	IP	
Parnaíba-PI	78-92	05-07	3-14	2-13	20	NP	-	SM-SC
Natal-RN	85	05	10	-	40	35	05	SM-SC
Recife-PE	64	06	29	28	41	25	16	SC
Carnaíba-PE	63	07	29	33	40	22	18	SC
Petrolândia-PE (1)	91	05	03	-	NL	NP	-	SM
Petrolândia-PE (2)	77	15	08	-	23	18	05	SC
Sta. M ^a da Boa Vista-PE (1)	70	22	07	05	23	14	09	SC
Sta. M ^a da Boa Vista-PE (2)	72	07	20	-	19	12	07	SC
Petrolina-PE	41	35	24	13	28	18	10	SC
Rodelas-BA	75	19	03	03	18	13	05	SM-SC
Bom Jesus da Lapa-BA	71	13	16	16	17	13	04	SC

(1)Casas (2) Irrigação NP – Não Plástico

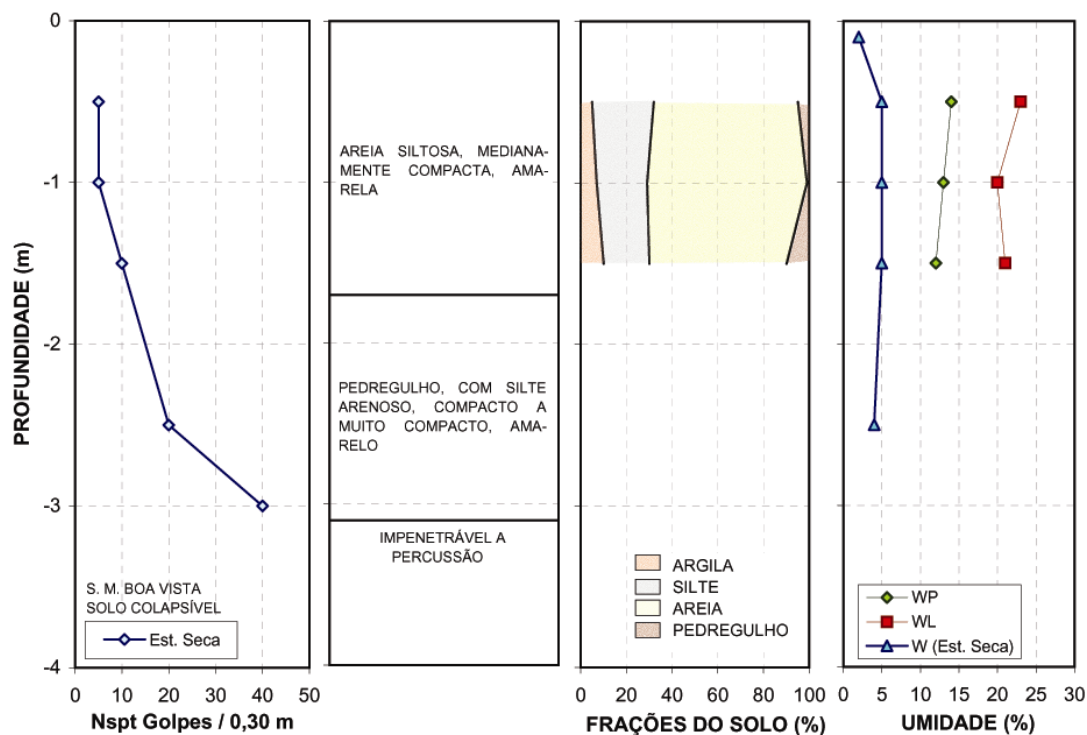
Fonte: Ferreira e Fucale (2014).

Três perfis geotécnicos típicos de solos colapsíveis dos municípios de Santa Maria da Boa Vista, Petrolândia e Petrolina, localizados no semiárido de Pernambuco, são apresentados, além de dois perfis em São Paulo e um em Tocantins.

Em Santa Maria da Boa Vista-PE, Ferreira e Teixeira (1989) mostraram que o solo é constituído por duas camadas antes de atingir o impenetrável à percussão. A primeira camada é uma areia siltosa de cor amarela, pouco compacta, com índice de resistência à penetração (N_{SPT}) variando de 5 a 10 golpes / 0,3 m, e espessura da camada variando de 0,50 m a 2,0 m. A segunda, é um pedregulho areno siltoso, com espessura variando de 0 a 2,0 m, de cor amarela, com compacidade média a alta e N_{SPT} de 10 golpes até a camada impenetrável. A

umidade na superfície é 3,5%, e em profundidades maiores chega a atingir 6,9%, já o grau de saturação varia de 7% a 19%, como mostra a Figura 2.4.

Figura 2.4 - Perfil geotécnico do solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista-PE.

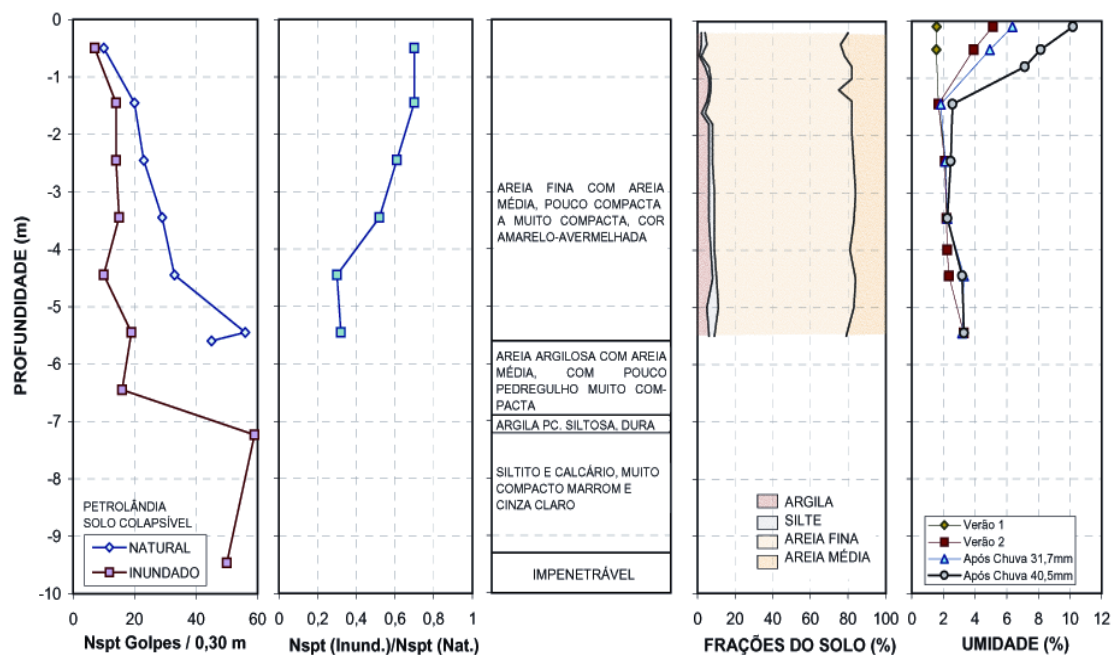


Fonte: Ferreira e Teixeira (1989).

Em Petrolândia-PE, Ferreira (1995) realizou dois tipos de sondagens de simples reconhecimento com determinação do N_{SPT} . A do Tipo A foi realizada no solo em seu estado natural sem circulação de água, e a do Tipo B realizada próxima a primeira com o solo inundado previamente. Há uma redução nos valores do N_{SPT} devido a inundação variando de 30% nas profundidades mais superficiais a 70% no fim da camada, este fato ocorre devido à diminuição da sucção causada pelo aumento do teor de umidade, como exemplificado na Figura 2.5.

O perfil de solo é constituído de uma camada de areia fina, com pouca areia média, de cor amarelada, com compactidade variando de pouco a muito compacta. Na profundidade de 5,50 m há uma camada de alta resistência à penetração do amostrador padrão (45 golpes para 0,10 m). O limite de sondagem foi considerado na profundidade de 5,60 m e não foi observado nível d'água.

Figura 2.5 - Perfil geotécnico do solo colapsível de Petrolândia-PE.

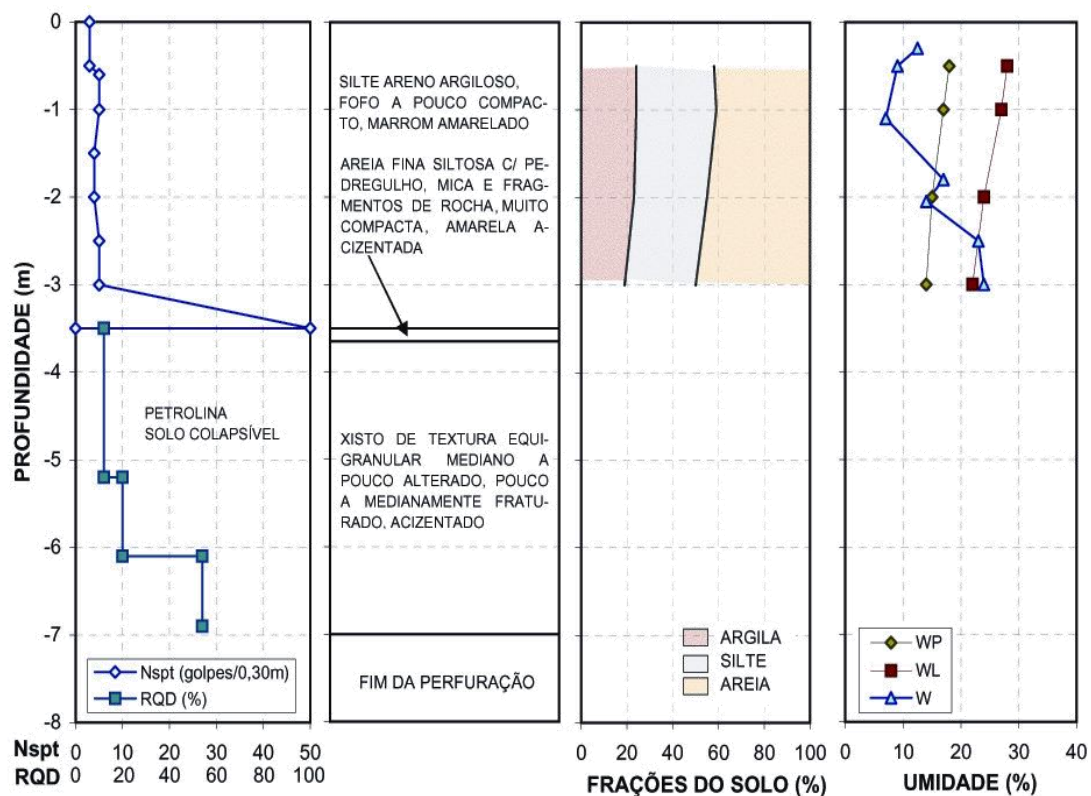


Fonte: Ferreira (1995).

O perfil do solo de Petrolina apresentado por Fucale (2000) é constituído de duas camadas antes de se atingir a camada impenetrável à percussão, como mostra a Figura 2.6. A primeira camada consiste um silte areno-argiloso, fofo a pouco compacto, de cor marrom amarelado e com espessura de 3,50 m. A segunda é uma areia fina siltosa com pedregulho, mica e fragmento de rocha, muito compacta, de cor amarelo acinzentada, com espessura de 0,15 m. A camada impenetrável é composta por um Xisto de textura equigranular, medianamente a pouco alterado a medianamente fraturado com inclinação sub-horizontal, pouco oxidação nas fraturas, com presença de pequenos veios de Quartzo e de cor acinzentada. Foi encontrado o nível d'água a 2,90 m de profundidade.

Os valores do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) do mostrador padrão são praticamente constantes com a profundidade, apresentando valor médio de 4 golpes/0,30 m. Os valores do N_{SPT} deste solo são baixos, por causa da proximidade do furo de sondagem do Rio São Francisco, aproximadamente 15 m. Os valores médios são de 40% de areia, 40% de silte e 20% de argila, os limites de liquidez e plasticidade decrescem com a profundidade e a umidade decresce até um metro de profundidade e depois cresce devido ao nível d'água a 3,0 m.

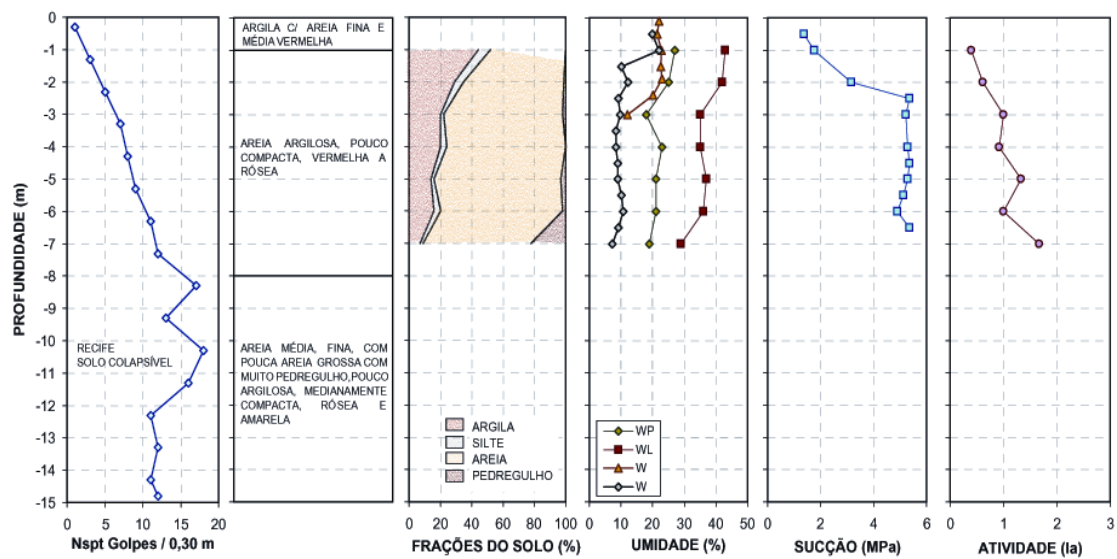
Figura 2.6 - Perfil geotécnico do solo colapsível de Petrolina-PE.



Fonte: Fucale (2000).

O perfil do solo colapsível localizado na zona da mata de Pernambuco estudado por Lafayette (2000) é constituído de três camadas de solo, como pode se observar na Figura 2.7. A camada inicial é uma argila com areia fina e média, de cor vermelhada e com espessura de 2,0 m. A segunda camada, com espessura variando de 6,0 a 7,0 m, é formada de areia argilosa, de cor bruno avermelhada clara e fofa a medianamente compacta, e finalmente a terceira camada é uma areia média e fina e fina e média, de cor bruno avermelhado clara, com compactidade média e de espessura 7,0 m até o limite de sondagem. Foi ainda verificado que em algumas profundidades havia a presença de uma linha de seixos de quartzo com diâmetro em geral inferior a 25 mm. O índice de resistência à penetração (N_{SPT}) cresce linearmente com a profundidade, chegando a atingir 17 golpes / 0,3 m na profundidade de 8,0 m, 17 golpes (valor médio) entre 8,0 e 10,0 m e a partir de 11,0 m decresce de 17 a 11 golpes, até o limite de sondagem (15,0 m).

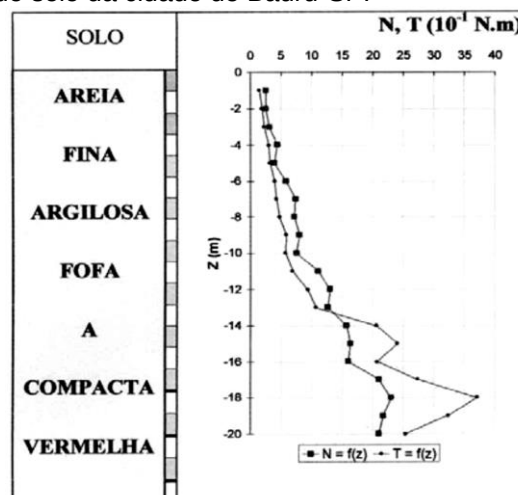
Figura 2.7 - Perfil geotécnico do solo colapsível da zona da mata do Recife-PE.



Fonte: Lafayette (2000).

O solo colapsível da cidade de Bauru-SP, estudado por Ferreira *et al.*, (2003), é apresentado na Figura 2.8. O solo superficial é composto por areia fina argilosa vermelha, com alta porosidade, de fofa a compacta e com partículas finas da areia interligadas a grumos de argila coloidal e óxido de ferro, sua coesão é provocada pela sucção. Tal solo, na presença de aumento da umidade, tem seus agentes cimentantes enfraquecidos pela tensão de sucção, provocando redução da resistência ao cisalhamento e diminuição do volume do solo.

Figura 2.8 – Perfil típico do solo da cidade de Bauru-SP.

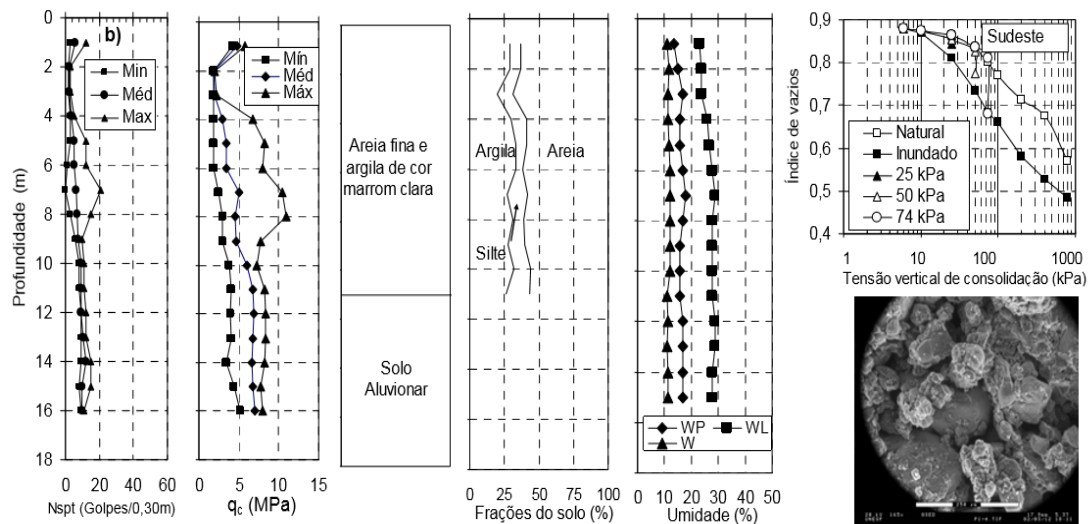


Fonte: Ferreira *et al.*, (2003).

No caso do estado de São Paulo, o perfil do solo colapsível de Ilha Solteira-SP é apresentado na Figura 2.9 e foi investigado por Cavalcante *et al.*, (2005). O clima desta região é sub-tropical, contraste com verão quente e úmido e o

inverno frio e seco, e a precipitação anual é em torno de 2.000 mm. O solo é uma areia argilosa com pouco silte, a estrutura do solo é formada por partículas de areia, de forma predominante subarredondadas e algumas sub-angulares, circundadas e, às vezes, cimentantes por partículas de argila e siltes em estado agregado.

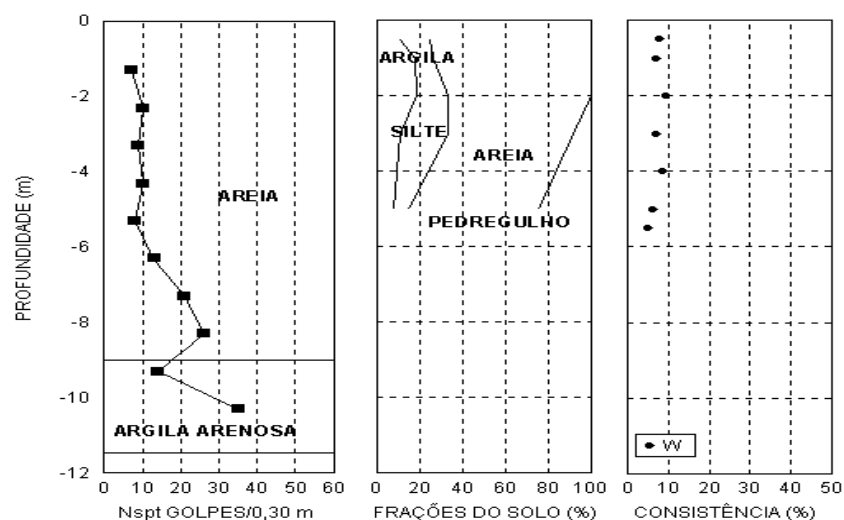
Figura 2.9 - Perfil geotécnico do solo colapsível de Ilha-Solteira-SP.



Fonte: Cavalcante *et al.*, (2005).

Em Tocantins, o perfil do solo colapsível de Palmas é apresentado na Figura 2.10 e foi investigado por Ferreira e Fucale (2007). O solo é constituído de duas camadas, uma areia siltosa e a outra argila arenosa, a umidade decresce com a profundidade.

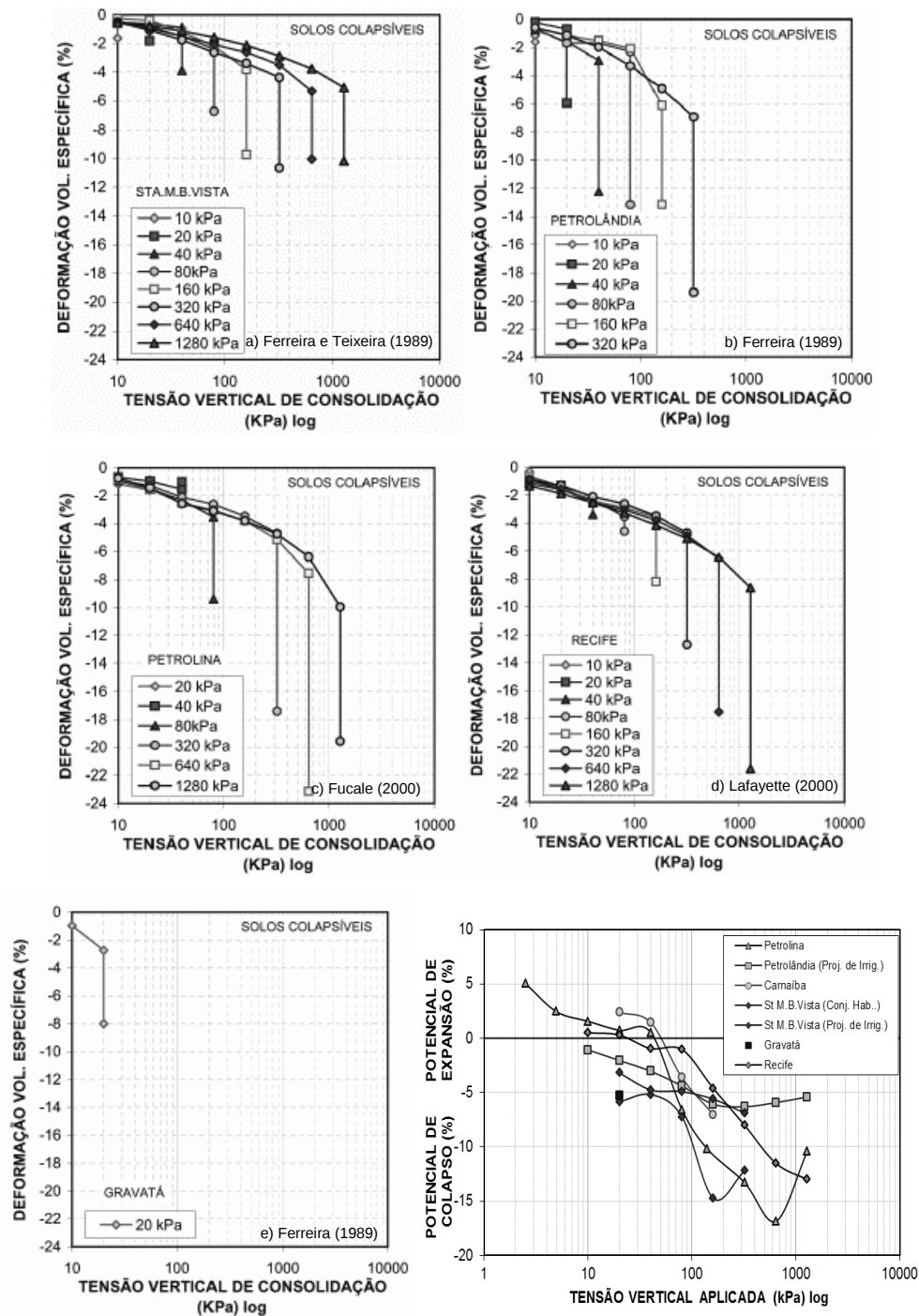
Figura 2.10 - Perfil geotécnico do solo colapsível de Palmas-TO.



Fonte: Ferreira e Fucale (2007)

Resultados típicos de ensaios edométricos simples realizados em amostras indeformadas dos solos colapsíveis dos municípios de Petrolina, Petrolândia, Santa Maria da Boa Vista e Recife foram apresentados por Amorim (2004), citando Ferreira (1999), como exemplificado na Figura 2.11.

Figura 2.11 - Cuvas típicas de ensaios edométricos simples em solos colapsíveis arenosos.



Fonte: Amorim (2004).

Na mesma figura foram também apresentados os valores dos potenciais de colapso com a tensão vertical aplicada. Verifica-se que há uma tensão para o colapso máximo na maioria dos solos analisados.

Segundo Ferreira e Fucale (2007), no Brasil são encontrados solos colapsíveis de origem residuais e coluviais em maior proporção do que em solos aluviais e eólicos. Os solos colapsíveis arenosos se enquadram no critério de Handy (1973) e são solos condicionados ao colapso, que apresentam problemas moderados a sérios, segundo o critério de Jennings e Knight (1975). Os valores altos ou baixos do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) não indicam se o solo é ou não potencialmente colapsível. Critérios de identificação baseados em índices físicos e sondagens convencionais também não são capazes de identificar com exatidão se um solo é, ou não, colapsível. Os maiores valores dos potenciais de colapso ocorrem em solos com graus de saturação menores que 30% e associados as tensões de 160 kPa e 320 kPa.

2.3 UTILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTOS

Vários ensaios permitem quantificar a deformação do solo, eles podem ser com carregamento estático (ensaio de carga com placa, Expansocolapsômetro, etc.), com carregamento dinâmico (FWD – *Falling Weight Deflectometer*), com carregamento quase-estático (Viga de Benkleman) e com carregamento vibratório (*Dynaflect*; ensaio de placa com LWD – *Light Weight Deflectometer*, ensaio com “*Soil Stiffness Gauge*” e ensaio com “*Dynamic Cone Penetrometer*”). Dentre os equipamentos citados acima será dado destaque aos ensaios com o Expansocolapsômetro, Penetrômetro Dinâmico e ensaio de placa com LWD, os quais foram utilizados neste trabalho. Metodologias utilizadas nesses ensaios podem ser adaptadas para aferir as deformações de colapso, a resistência de ponta por meio da penetração do cone e módulo de elasticidade dinâmico em solos colapsíveis, como está descrito no Capítulo 3.

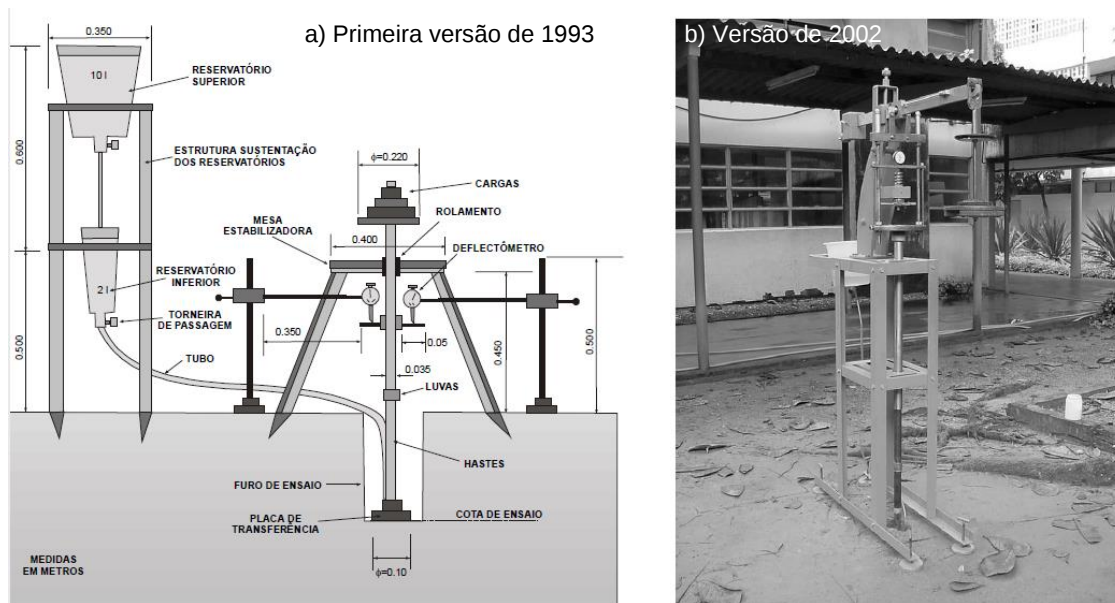
2.3.1 Avaliação Devido ao Colapso em Campo por Meio do Expansocolapsômetro

As avaliações do colapso do solo em campo podem ser obtidas de forma direta por meio de prova de carga superficial e profunda (FERREIRA E TEIXEIRA, 1989; CONCIANI, 1997), de ensaios de placa (FUCALE, 2000) e de ensaios de placas de menor dimensão com sistema integrado de inundação (FERREIRA e LACERDA, 1993; MAHMOUD *et al.*, 1995, FUCALE, 2000; FERREIRA *et al.*, 2002, SOUZA NETO, 2004; GUILHERME *et al.*, 2016, LOURO *et al.*, 2016, BARBOSA *et al.*, 2016). Neste item será abordada a técnica que avalia o processo de colapso com placa de menor dimensão com sistema integrado de inundação.

Ferreira e Lacerda (1993) desenvolveram o Expansocolapsômetro para avaliar a variação de volume dos solos em campo e em diferentes profundidades do perfil geotécnico. O equipamento é composto de duas partes: uma similar ao ensaio de placa e outra de controle de vazão para a inundação. A primeira é composta por placa, hastes metálicas, mesa estabilizadora, rolamento vertical, deflectômetros e pesos para transferência de carga e aplicação da tensão. A segunda é formada por dois reservatórios de água interligados, com torneiras de passagem que permitem regular a vazão de saída d'água.

Os ensaios são realizados em um furo de sondagem aberto a trado. Já o carregamento é feito por estágios, até alcançar uma tensão específica, similar aos ensaios edométricos simples onde é feita a inundação. Na Figura 2.12.a está exemplificada a primeira versão do equipamento. Ferreira *et al.*, (2002) apresentaram uma nova versão do expansocolapsômetro, similar a uma prensa tipo Bishop utilizada nos ensaios edométricos (Figura 2.12.b). Esta versão permite a realização de ensaios com tensões de até 640 kPa, atingindo maiores profundidades, e a avaliação da tensão de ruptura das camadas do solo. Os valores dos potenciais de colapso ou de expansão podem ser obtidos pela Equação 2.1.

Figura 2.12 - Equipamento Expansocolapsômetro: a) Primeira versão de 1993 b) Versão de 2002.



Fonte: Ferreira *et al.*, (2002)

O carregamento através dos pesos é feito em estágios até atingir uma tensão específica e, após todos os carregamentos pré-definidos, é feita a inundação. Os recalques são medidos até a estabilização e o potencial de colapso é definido segundo a expressão a seguir.

$$CP = \left(\frac{\Delta H}{H} \right) \times 100\%$$

Equação 2.1

Onde:

CP – Potencial de Colapso;

ΔH – É a variação de altura (recalque) devido à inundação;

H – Espessura inicial da camada comprometida com o processo do colapso antes da inundação.

O expansocolapsômetro foi utilizado para avaliar os potenciais de colapso dos solos colapsíveis de Petrolândia-PE (FERREIRA e Lacerda, 1993), Petrolina-PE (FUCALE, 2000), Palmas-TO (FERREIRA *et al.*, 2002), Petrolândia-PE (SOUZA NETO, 2004), Barbalho-CE (GUILHERME *et al.*, 2016), Rondonópolis-MT (LOURO *et al.*, 2016) e no Cariri-CE (BARBOSA *et al.*, 2016). Similar à proposta de Ferreira e Lacerda (1993), Mahmoud *et al.*, (1995) e Souza Neto (2004)

construíram equipamentos para realização de ensaios de colapso com placa de pequeno tamanho.

A relação entre o valor do potencial de colapso obtido em campo, através do Expansocolapsômetro, com o obtido em laboratório a partir do ensaio edométrico simples ($CP_{\text{campo}}/CP_{\text{Laboratório}}$) foi de 0,89 para o solo de Petrolândia-PE. (FERREIRA e LACERDA, 1993). O valor da relação passou a ser de 0,83, quando foram adicionados outros solos colapsíveis arenosos de Petrolina-PE e Palmas-TO. (FERREIRA *et al.*, 2002). O tempo para ocorrer o processo de estabilização das deformações devido a inundação (colapso) em campo é maior dos obtidos em laboratório (FERREIRA e LACERDA, 1993; CONCIANI, 1997; FUCALÉ, 2000; FERREIRA *et al.*, 2002).

As diferenças obtidas entre os valores dos potenciais de colapso e do tempo de estabilização das deformações e entre os ensaios de campo e os de laboratório se deve a alguns fatores: a) o caminho de percolação em campo é maior que o de laboratório, b) a distribuição de tensão em campo varia com a profundidade, quando em laboratório passa a ser uniforme e constante (FERREIRA *et al.*, 2002).

2.3.2 Ensaios de Resistência à Penetração por Meio de Penetrômetros

Penetrômetros são aparelhos que avaliam a resistência do solo no meio da penetração de um cone (ponta, ponta e lateral, ponta, lateral e poro-pressão e ponta, lateral, poro-pressão e velocidade de propagação de onda na cravação). Em função do princípio de penetração, estes aparelhos encontram-se divididos em estáticos, quando o conjunto é pressionado estaticamente contra o solo e a resistência a penetração é aferida por meio de um dinamômetro ou célula de carga, e em dinâmicos, quando a haste penetra no solo em decorrência do impacto de um peso que cai em queda livre de uma altura constante. (Stolf, 1991) A seguir será abordado o penetrômetro dinâmico, *Dynamic Probing Light* – DPL.

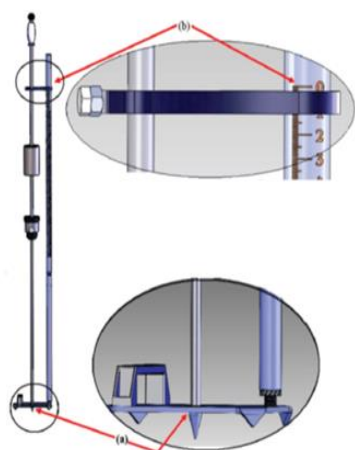
O ensaio de penetração dinâmica (DPL) foi proposto em 1956 por Scala, na Austrália (PEREIRA, 2010). A primeira versão foi modificada por Van Vuuren em 1969. Na África do Sul, desde 1973, o DPL tem sido usado para medições de

resistência dos solos *in situ* e em camadas de pavimentos, no âmbito das infraestruturas rodoviárias. Na década de oitenta o DPL foi utilizado em muitas aplicações, por Kleyn *et al.*, (1982), Harison (1986) e Livneh (1987), e citado por Pereira (2010). No Brasil, esta técnica de investigação é bastante utilizada em estudos agrônômicos. Stolf (2014) cita cinquenta artigos, publicados no período de 2010 a 2012, que realizaram diversos estudos, tais como: mapeamento da resistência do solo, avaliação da compactação e de controle de tráfego, variabilidade espacial de propriedades do solo, etc. Em Pernambuco, na área de geotecnia, esse equipamento foi utilizado para avaliar em campo a camada compactada do aterro em Goiana-PE, por Claus (2014), e camada de cobertura da célula experimental do Aterro da Muribeca, localizado no grande Recife-PE, por Santos (2015).

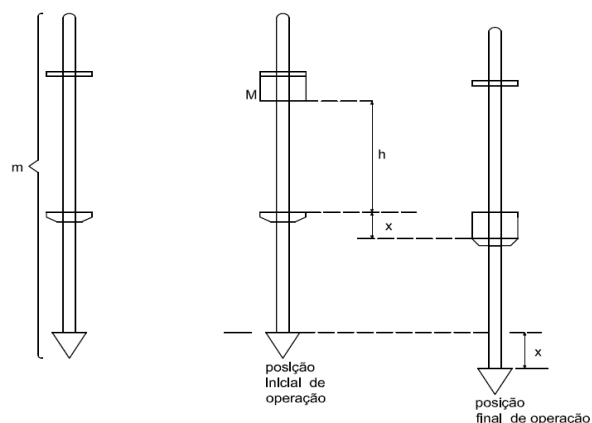
O princípio de funcionamento do penetrômetro dinâmico (Figura 2.13.a) é baseado na resistência que o solo apresenta à penetração de uma haste. Consiste em determinar o número de impactos aplicados sobre uma ponteira, a qual conduz à penetração de um determinado comprimento. Os impactos são causados pela queda livre de um peso, a uma determinada altura constante sobre um batente, associado a uma haste com ponta cônica que penetra no solo. A Figura 2.13.b exibe os componentes do penetrômetro, assim como o esquema da variação da posição dos mesmos após o impacto.

Figura 2.13 – Penetrômetro Dinâmico: a) *Dynamic Probing Light* – DPL, b) variação da posição dos componentes do Penetrômetro.

a) *Dynamic Probing Light*



b) Variação da posição dos componentes do Penetrômetro



Fonte: Stolf (1991).

O equipamento fornece uma indicação da resistência à penetração em função da profundidade, sendo de simples utilização, com tempo de duração do ensaio rápido e baixo custo de operação, não necessitando de calibração frequente e os resultados independem do operador.

Stolf (1991) apresentou três fórmulas para calcular a resistência de ponta do DPL, a Fórmula de Sanders, a Fórmula dos Holandeses e a Fórmula de Brix. A Tabela 2.5 apresenta um resumo destas fórmulas.

Tabela 2.5 - Fórmulas para o cálculo da Resistência de Ponta do DPL.

Fórmula	Considerações	Equações
Sanders	Choque perfeitamente elástico, sem perdas de energia.	$q_c = \frac{F}{A} = \frac{Mg + mg + \frac{Mgh}{x}}{A}$
Holandeses	Choque totalmente inelástico, sem deformações permanentes.	$q_c = \frac{F}{A} = \frac{Mg + mg + \left(\frac{M}{M+m}\right) \frac{Mgh}{x}}{A}$
Brix	Incorpora perda devido à frenagem de M.	$q_c = \frac{F}{A} = \frac{mg + \left(\frac{M}{M+m}\right) \left(\frac{m}{M+m}\right) \frac{Mgh}{x}}{A}$

Simbologia: q_c : Resistência de Ponta; F: força de resistência do solo (kgf); A: área da base do cone (cm²); M: massa que provoca impacto (kg); m: massa dos demais componentes do penetrômetro, excluída a de impacto (kg); M + m: massa total (kg); g: aceleração da gravidade; Mg e mg: pesos das massas consideradas; h: altura de queda da massa que provoca o impacto (cm); x: penetração unitária ocasionada por um impacto (cm/impacto).

Fonte: Claus (2014).

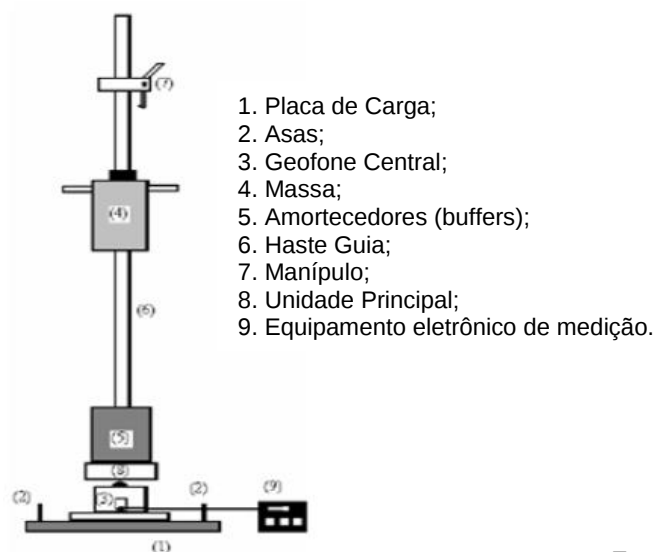
Stolf (1991) realizou diversos ensaios com o DPL com diferentes massas de impacto (M), variando de 2 até 6 kg, verificando que a fórmula com melhor desempenho foi a dos Holandeses, a qual obteve o menor coeficiente de variação e mais se aproximou do resultado obtido com o penetrômetro estático. A fórmula de Sanders superestimou a resistência, enquanto a de Brix subestimou. É importante destacar que quando se utiliza a equação dos holandeses o fator de segurança recomendado é igual a 10 (MAIA *et al.*, 1998), pois a mesma considera uma série de simplificações na forma em que o choque ocorre.

2.3.3 Medidas de Deformações do Solo por Meio do Ensaio de Carga com LWD

O *Light Weight Deflectometer* – LWD é um ensaio de carga dinâmico com placa, no qual a força de impacto é gerada pela queda de uma massa sobre um sistema de amortecedores, transmitindo impulso ao solo através de uma placa de carga. Trata-se de um equipamento portátil que visa à realização de um ensaio dinâmico, fornecendo diretamente o módulo de elasticidade. O ensaio pode ser utilizado em solos granulares, não invalidando a análise de solos finos e coesivos. Também pode ser aplicado para determinar o módulo de elasticidade (E) com valores tipicamente entre 10, 15 e 70, 80 MPa, podendo ser possíveis medições de módulos superiores a 120 MPa.

De acordo com o Cost 324 (1997), o desenvolvimento no uso de LWD ocorreu na França nos anos de 1960 e mais tarde na Holanda e Dinamarca, já Lopes (2010) comenta que a primeira versão do LWD foi por volta dos anos 70, sendo nos anos 90 desenvolvido na Alemanha o *German Dynamic Plate Bearing Test* e, na Finlândia, o Loadman. Na Inglaterra em 1992, a Loughborough University desenvolveu um protótipo do atual *Light Weight Deflectometer*, o *TRL Foundation Tester* – TFT, que se trata de um equipamento de forma idêntica aos deflectômetros atuais, apresentando apenas diferença na massa mais elevada da placa de carga, Figura 2.14.

Figura 2.14 – Elementos constituintes do LWD.



Fonte: Lopes (2010).

Santos (2014) descreve o LWD como um equipamento portátil de precisão que visa fornecer dados impressos diretamente de deflexões e módulo de resiliência (MR), podendo atingir até 2.000 MPa. A deflexão avaliada é a recuperável, provocada através do golpe de uma massa de 10, 15 ou 20 kg, dependendo do modelo do equipamento, que cai de uma altura constante sobre uma placa de 0,10; 0,20; ou 0,30 m de diâmetro, gerando deflexões na superfície em estudo. As propriedades avaliadas são a curva e o comprimento da deflexão, sendo detalhadas e mostradas através de um gráfico, o qual pode ser impresso *in loco*, com resultados em mm. Todos os dados são processados em uma caixa de datalog conectada com um fio ao equipamento LWD. A determinação das deflexões de pontos à superfície é realizada por um sistema de três geofones, medindo as velocidades que, por integração no tempo, fornecem as deflexões ocorridas na superfície ensaiada. O registro da força aplicada e a deflexão dos pontos na superfície da camada se dão através de uma célula de carga e geofones que transmitem as informações a um computador portátil.

Os resultados dos ensaios são interpretados utilizando recurso da equação da deflexão num semi-espaço sujeito a uma carga, derivada da teoria de Boussinesq, obtendo-se assim um módulo equivalente de superfície. A Equação 2.2 é utilizada para o cálculo do módulo de elasticidade (E_{LWD}) da camada (PREUSSLER, 2007).

$$E_{LWD} = \frac{F(1-\mu^2)\sigma \times R}{Df} \quad \text{Equação 2.2}$$

Onde:

F = Fator que depende da distribuição das tensões, e assume valores de: F = 2 para distribuição uniforme, F = $\pi/2$ para placa rígida; F = 8/3 para distribuição parabólica (solo granular) e F = 4/3 para distribuição parabólica (solo coesivo);

μ = Coeficiente de Poisson;

σ = Tensão aplicada (kPa);

R = Raio da placa de carga (mm);

Df = Deflexão (μm);

E = Módulo de Elasticidade (MPa).

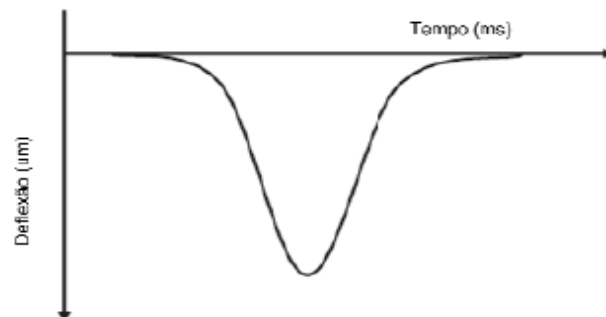
Os principais dados fornecidos pelo equipamento são o módulo de deflexão dinâmica em MPa (E_{LWD}), a deflexão média em mm (s_m) obtida através da média de 3 leituras, ou seja, 3 quedas do peso, e a relação s/v , que é o grau de compactabilidade, com o qual é possível constatar se o material precisa ou não ser novamente compactado. De um modo geral, se a relação $s/v > 3,5$ indica que o local necessita de compactações adicionais, com valores menores o solo não precisa sofrer nova compactação (SANTOS, 2014).

A interpretação dos resultados com base nos dados da bacia de deflexão tem grande relevância na avaliação estrutural (FERRI, 2013). A deflexão recuperável máxima (D_r) medida no ponto de aplicação de carga é um dado importante para a avaliação estrutural, o que reflete o comportamento estrutural de toda camada. Quanto maior seu valor, mais elástica ou resiliente é a estrutura, e maior o potencial de danos às camadas em estruturas de pavimento convencionais.

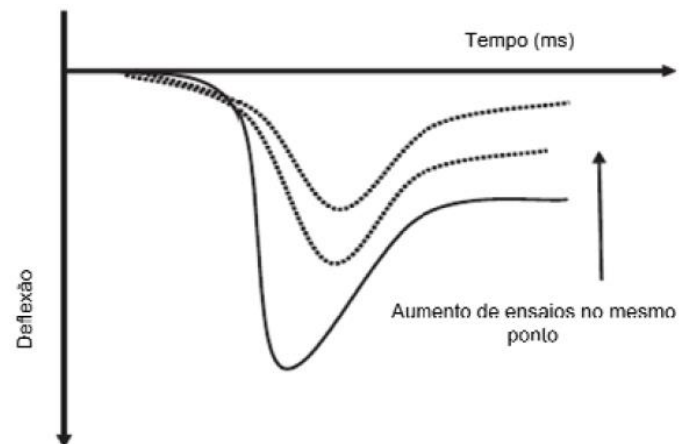
A Figura 2.15, mostra exemplos de bacias de deflexão. A análise das curvas, é possível considerar que o impulso da carga aplicada e a resposta dos transdutores têm a forma de sino, sendo o tempo de carga decorrido entre o início e o final do impulso. A Figura 2.15.a apresenta uma bacia de deflexão perfeita. No caso de ensaios de repetitividade e dependendo do material em análise, poderá ocorrer uma compactação do solo com a energia do ensaio, diminuindo a deformação registrada ao longo das sucessivas aplicações de tensão. Esse comportamento terá, a princípio, uma sequência de bacias de deflexão, com diminuição da deformação registrada, apresentadas na Figura 2.15.b. Há possibilidade da bacia de deflexão se apresentar como na Figura 2.15.c, em resultado a um ressalto da placa de carga no momento da queda do peso ou, eventualmente no caso de solos muito saturados, onde ocorre o fenômeno do seu levantamento. É importante registrar que um posicionamento errado da placa de carga ou do geofone pode traduzir-se em medições não qualificadas, tratando-se de erros associados a uma utilização incorreta do equipamento, o que pode ser evitados (LOPES, 2010).

Figura 2.15 - Bacia de deflexão: a) perfeita, b) com diminuição da deformação registrada e c) com ressalto da placa de carga.

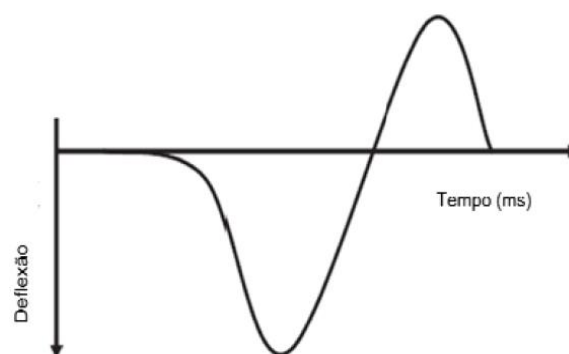
a) Perfeita.



b) Com diminuição da deformação registrada.



c) Com ressalto da placa de carga.



Fonte: Adaptado por Lopes (2010) de Fleming *et al.*, (2009).

2.3.4 Avaliação de Tensão Horizontal e do Coeficiente de Empuxo no Repouso K_0

O solo é um meio anisotrópico em relação ao estado de tensão, à permeabilidade, à expansão, à resistência, ao cisalhamento e etc. A tensão geostática na vertical é diferente da horizontal, sendo a razão entre a tensão efetiva horizontal (σ_H) e vertical (σ_V) resultante da aplicação de um carregamento vertical sob a condição de deformação lateral nula, o que se define como o coeficiente de empuxo no repouso (K_0). A condição de deformação horizontal nula é utilizada em projeto na previsão das tensões atuantes contra os muros de contenção, na previsão de poropressões de barragens de terra e na análise de escorregamentos progressivos em taludes.

A determinação do K_0 pode ser obtida por fórmulas teóricas ($K_0 = \mu / 1 - \mu$), com base na teoria da elasticidade, em fórmulas empíricas (exemplos na Tabela 2.6), em ensaios de experimentais de campo (por meio do dilatômetro de Marchetti) e em laboratório utilizando células triaxiais (BARBOSA, 1990; FANECO, 2012; PESSOA, 2015) e células edométricas com anel confinante semirrígido, anel confinante do tipo nulo e arcos semirrígidos (SANTA MARIA, 2002). Na presente pesquisa será abordada apenas técnicas de laboratório que utilizam células edométricas.

Tabela 2.6 Correlações empíricas do coeficiente de empuxo no repouso, K_0 .

Fórmula	Referência
$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') / (1 + \text{sen}\phi')$	Terzagui (1923)
$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') (1 + 2/3 \text{sen}\phi') / (1 + \text{sen}\phi')$	Jaky (1944)
$K_0 = 0,9 (1 - \text{sen}\phi')$	Fraser (1957)
$K_0 = \text{tg}^2 [(45^\circ - 1,15 (\phi' - 9^\circ)) / 2]$	Rowe (1957)
$K_0 = 1 - 1,2 \text{sen}\phi'$	Schmidt (1967)
$K_0 = 1 / (1 + 2 \text{sen}\phi')$	Matsuoka e Sakakibara (1987)
$K_0 = (1 - \text{sen}^2\phi') / (1 + \text{sen}^2\phi')$	Moroto e Muramatsu (1987)

Fonte: Adaptada de Santa Maria (2002).

Na técnica com a célula edométrica com anel confinante do tipo nulo, utiliza-se um anel de parede delgada com extensômetros elétricos acoplados ao anel. O anel confinante é envolvido por uma câmara e, quando a tensão lateral cresce

devido à aplicação do carregamento, observa-se a resposta nos extensômetros elétricos acoplados. Neste momento eleva-se a pressão na câmara até a leitura dos extensômetros retornarem à condição de deformação nula, neste momento a pressão aplicada na câmara é a tensão lateral necessária para garantir a deformação nula devido ao carregamento aplicado.

A técnica que usa arcos semirrígidos envolve o corpo de prova com uma membrana impermeável flexível, antes de ser confinado por uma série de arcos semirrígidos de deformação calibrada previamente, que são separados por pequenos espaços anelares, permitindo avaliar a tensão lateral em vários pontos ao longo da altura do corpo-de-prova. Nessa técnica há redução do atrito entre o solo e as paredes dos anéis, mas permite que ocorra pequenas deformações verticais do corpo-de-prova devido os pequenos espaços entre os arcos. São necessárias pequenas deformações laterais para que os medidores de deformação sejam ativados.

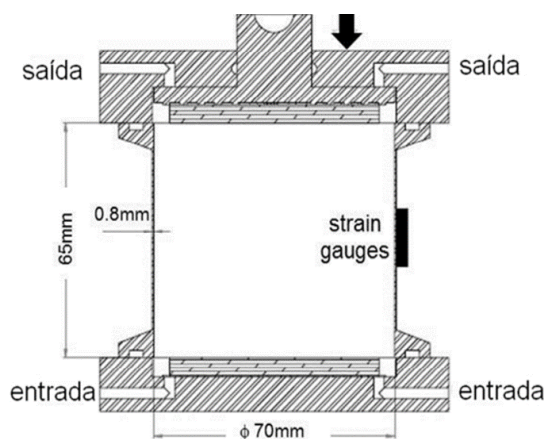
Na técnica que utiliza célula edométrica com anel confinante semirrígido de parede delgada para confinamento da amostra, a tensão lateral é avaliada por um sistema de medição de deformação através de extensômetros elétricos de resistência acoplados ao anel. A tensão horizontal é calculada através da teoria dos reservatórios de pressão de parede fina e as propriedades mecânicas do anel são previamente calibradas. O procedimento do ensaio é similar ao do edométrico convencional e o valor de K_0 é determinado a partir da relação entre as tensões lateral e vertical em cada estágio de carregamento. Como se trata de um ensaio edométrico é necessário minimizar o atrito lateral entre o anel e o solo, pois produz um aumento da tensão lateral, por outro lado são necessárias pequenas deformações para se ativar o sistema de medição de deformação lateral no anel, fazendo com que a amostra perca a condição verdadeira de deformação lateral nula.

Células edométricas para medição da tensão horizontal foram desenvolvidas por Santa Maria (2002) para estudar o comportamento reológico de argilas saturadas; por Castellanza e Nova (2004), para avaliar os efeitos mecânicos causados pela dissolução química em de rocha calcárias brandas; e por Shin e Santamarina (2009) para avaliar a evolução do K_0 durante a dissolução dos

minerais. Lins (2014) desenvolveu uma célula com algumas semelhanças com a célula desenvolvida por Castellanza e Nova (2004) para avaliar a evolução da tensão horizontal, da deformação e da trajetória de tensões do meio poroso sintético durante o processo de dissolução dos minerais.

A Figura 2.16 apresenta de forma esquemática a célula edométrica de anel confinante de parede delgada construída por Lins (2014), a partir das especificações definidas por Castellanza e Nova (2004), a qual foi utilizada no presente trabalho para avaliar a variação da tensão horizontal durante o carregamento e durante a inundação. O equipamento foi desenvolvido e instrumentado na Universidade Federal de Pernambuco/Brasil e na Universidade Politécnica de Cataluña/Espanha. A célula é constituída por uma liga de alumínio-bronze, composta por um anel de 70 mm de diâmetro, 65 mm de altura, 0,8 mm de espessura, e válvulas de entrada e saída para percolação do fluido localizadas na base e no topo da célula. O anel, com uma espessura muito fina, permite uma deformação horizontal muito pequena, assegurando com isto uma condição quase edométrica, mesmo com deformação lateral. A tensão horizontal é obtida através da medição da deformação da parede do anel usando os *strain gauges*, devidamente calibrados para leitura desta tensão. O conjunto, a amostra e duas pedras porosas no interior do anel são fixados por tampas de topo e de fundo. A entrada e saída do fluido são realizadas a partir de válvulas localizadas nas extremidades da célula. Os deslocamentos verticais são aferidos pelo LVDT e a tensão horizontal, pelo strain gauges devidamente calibrados.

Figura 2.16 - Esquema da célula edométrica.



Fonte: Desenvolvida por Lins (2014) de Castellanza e Nova (2004)

A Tabela 2.7 apresenta valores K_0 estimados no solo de Petrolina-PE por Santos *et al.*, (2016), calculados a partir dos ensaios de campo apresentados por Torres *et al.*, (2015), dos dados de ângulo de atrito de ensaio de laboratório obtidos na presente pesquisa, e as correlações listadas na Tabela 2.6. Os autores concluíram que o valor de K_0 calculado através das correlações empíricas apresentou significativa variação nos valores. Dentre os métodos analisados, o proposto por Jaky (1944) foi o que apresentou menor variação em relação à média de todos dos métodos, ratificando sua maior indicação, seguido pelo método de Fraser (1957). O método proposto por Moroto e Muramatsu (1987) apresentou maior discrepância, sendo assim o menos indicado para este tipo de solo.

Tabela 2.7 - Valores de K_0 obtidos por correlação em solo de Petrolina-PE.

Correlações	K_0 - Natural			K_0 - Inundado		
	Campo	Laboratório	Campo x Laboratório	Campo	Laboratório	Campo x Laboratório
TERZAGHI (1993)	0,2733	0,2827	3,33%	0,3010	0,3073	2,04%
JAKY (1994)	0,3773	0,3881	2,79%	0,4088	0,4158	1,69%
FRASER (1957)	0,3864	0,3967	2,61%	0,4163	0,4231	1,57%
ROWE (1957)	0,3378	0,3504	3,61%	0,3752	0,3837	2,22%
SCHMIDT (1967)	0,3151	0,3290	4,20%	0,3552	0,3641	2,43%
MATSUOKA e SAKAKUBARA (1987)	0,4670	0,4721	1,08%	0,4820	0,4855	0,71%
MOROTO e MURAMATSU (1987)	0,5086	0,5236	2,86%	0,5520	0,5615	1,70%
MÉDIA	0,3808	0,3918	2,81%	0,4129	0,4201	0,00%

Fonte: Santos *et al.*, (2016).

Na literatura é muito raro encontrar referências de medidas de tensão horizontal e do coeficiente de empuxo no repouso durante o processo de colapso, sendo um dos objetivos da presente pesquisa. Pessoa (2015) utilizou uma célula triaxial que possibilita a aplicação de tensões ou deformações controladas. A metodologia utilizada estima a tensão lateral através da comparação das curvas tensão-deformação axial entre o ensaio edométrico convencional e ensaios de adensamento triaxiais sob diferentes caminhos de tensões, com a relação

constante entre os incrementos axial e radial previamente definidos. Assim é prefixado o valor de K_0 que correspondente à trajetória constante na qual a curva do ensaio triaxial se sobrepõe a curva do ensaio edométrico em termos de tensões e deformações axiais. Pessoa (2015) também estudou a variação da tensão horizontal durante o colapso por inundação em condições edométricas com um K_0 constante, verificando que durante o colapso a tensão horizontal pode permanecer praticamente constante ou até mesmo diminuir.

3 MATERIAIS e MÉTODOS

3.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo é destinado à apresentação dos materiais e os métodos utilizados no programa de investigação geotécnica de um solo colapsível, localizado em uma área no município de Petrolina-PE onde foi edificado um conjunto habitacional. Em campo, o programa de investigação foi realizado em janeiro de 2013 e em agosto de 2015. Em laboratório, os ensaios foram realizados nos Laboratórios de Solos e Instrumentação e Laboratório de Dispositivos e Nanoestruturas da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) e nos Laboratórios de Geotecnia e de Química da Universidade Católica de Pernambuco (UNICAP).

3.2 DESCRIÇÃO DAS ÁREAS DE ESTUDO

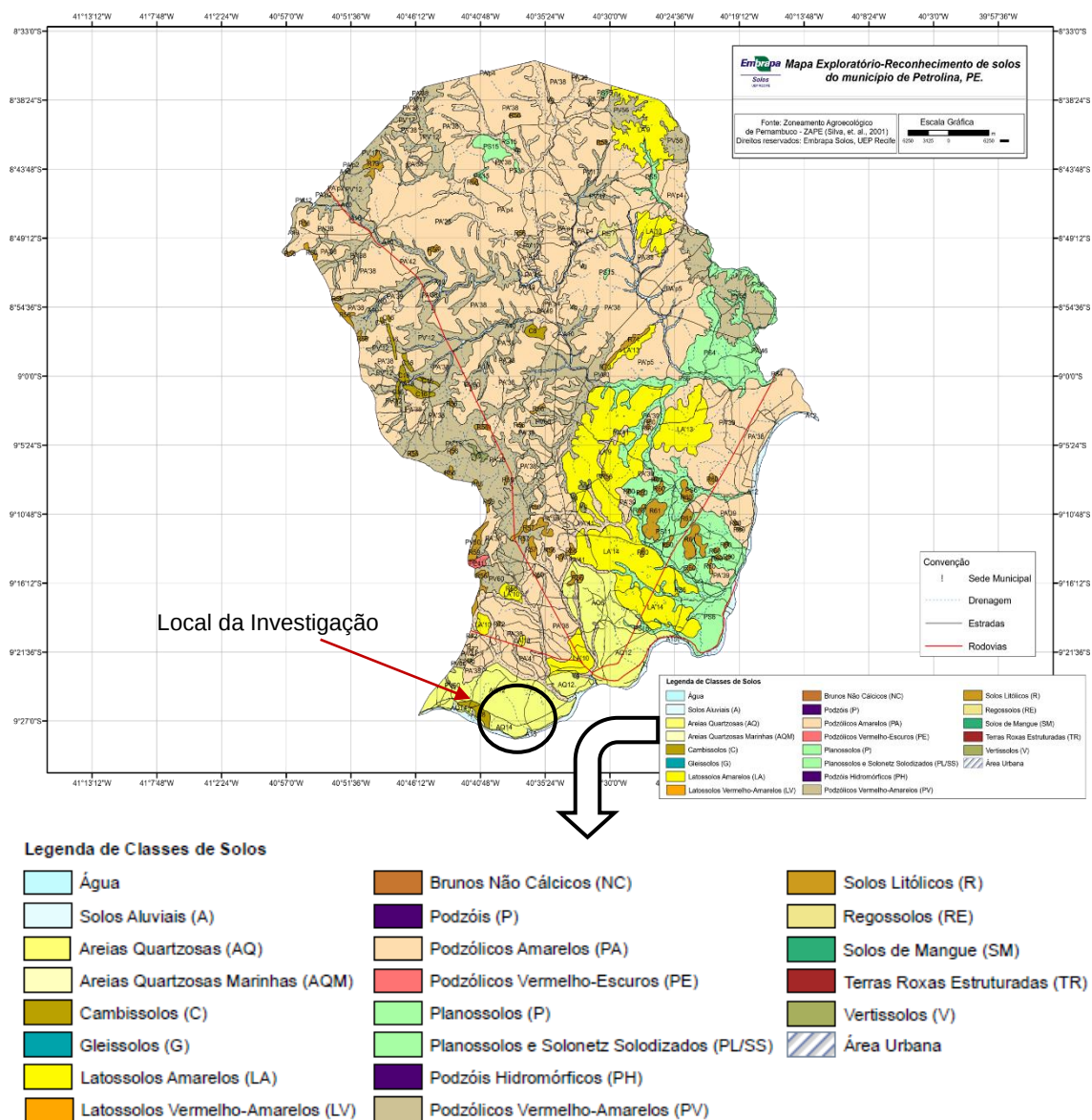
O local de estudo é próximo ao Residencial Nova Petrolina encontra-se na mesorregião do São Francisco em Pernambucano e na microrregião de Petrolina no estado de Pernambuco, distando da capital Recife em 712 km.

Petrolina está inserida na unidade geoambiental da Depressão Sertaneja, a qual possui uma paisagem típica do semiárido nordestino. O relevo da região sofre ciclos intensos de erosão que atingiram grande parte do sertão nordestino. A vegetação é composta por Caatinga arbustivo-arbórea, hiperxerófila, com trechos de Floresta Caducifólia. O clima é do tipo Tropical semiárido, com um período chuvoso que se inicia em novembro e termina em abril. A precipitação pluviométrica média anual é de 431,8 mm (CPRH, 2001).

A Pedologia local é caracterizada pela ocorrência principalmente de Podzólico Vermelho-Amarelo eutrófico, com drenagem moderada, não pedregoso e não rochoso; Podzólico Amarelo eutrófico “concrecionário”, com drenagem moderada, muito pedregoso e não rochoso; Solo Litólico eutrófico, bem drenado, com pedregosidade comum e pouco rochoso; Latossolo Vermelho-Amarelo abrupto, com drenagem moderada, pedregosidade e rochosidade ausentes; Planossolo Solodizado, imperfeitamente drenado, não pedregoso e ligeiramente rochoso; Vertissolo endosalino, imperfeitamente drenado, não pedregoso e

ligeiramente rochoso; Areias Quartzosas distróficas, excessivamente drenadas, com pedregosidade e rochosidade ausentes; entre outros tipos de solo, conforme demonstrado na Figura 3.1 (EMBRAPA, 2005). No local do estudo está presente a Areia Quartzosa.

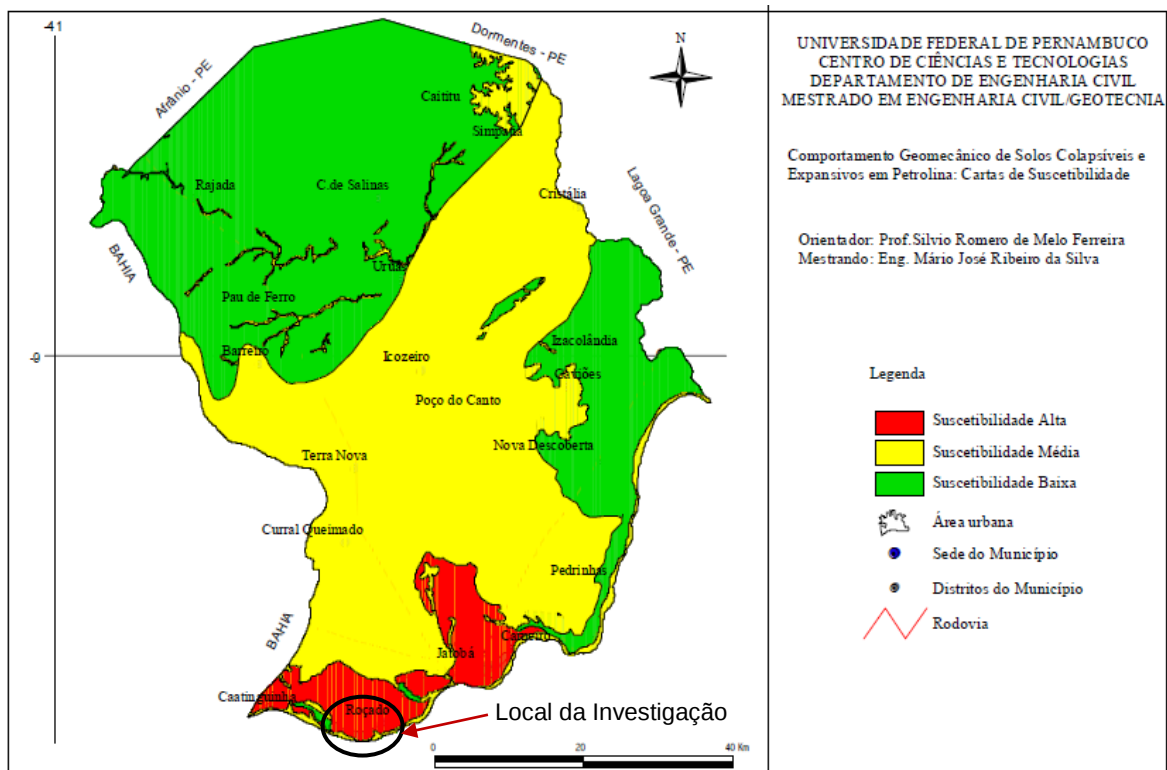
Figura 3.1 – Mapa Pedológico do Município de Petrolina.



Fonte: EMBRAPA 2005.

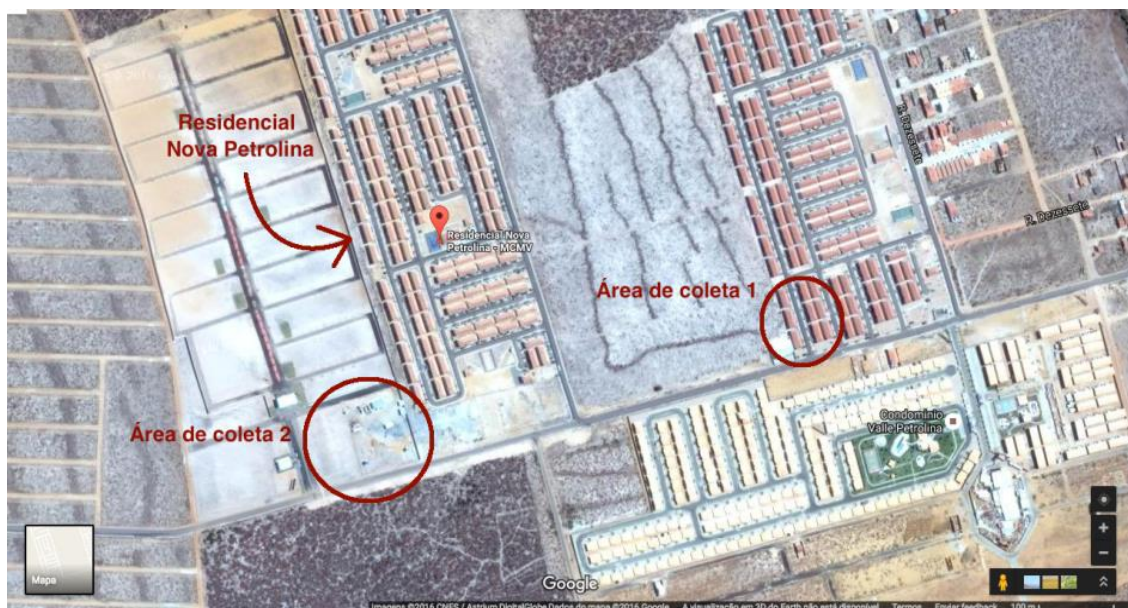
Silva (2003) elaborou uma carta de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis do município de Petrolina (Figura 3.2). Na Figura 3.3 estão identificadas as áreas de coletas dos ensaios.

Figura 3.2 – Carta de Suscetibilidade de Ocorrência de Solos Colapsíveis com Base na Geologia, Pedologia e Clima, do município de Petrolina.



Fonte: Silva 2003.

Figura 3.3 – Localização das áreas de coleta das amostras de campo.



Fonte: Google Earth (acesso em 22/10/2016).

3.3 PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A primeira etapa foi realizada em janeiro de 2013, quando foram analisados os dados de 12 Furos de Sondagens de Reconhecimento (tipo SPT), fornecidas pela construtora do empreendimento, com determinação do N_{SPT} (Figura 3.5).

Coletaram-se amostras deformadas e indeformadas, e foram realizados os ensaios de umidade, penetrômetros dinâmico DPL (*Dynamic Petermeter Light*), estático (Cone) e ensaios com expansocolapsômetro para o solo natural e inundado. Na segunda etapa, em agosto de 2015, foram feitos ensaios de placa com o equipamento LWD, no solo natural e inundado, além da coleta de amostras deformadas e ensaios de umidade.

Em campo, foram coletadas amostras indeformadas, do tipo blocos, e deformadas. Foram realizados ensaios para avaliação da umidade, peso específico natural e da resistência de ponta no solo natural e inundado previamente, por meio dos penetrômetros estático (PE) e penetrômetros dinâmico (DPL), já a avaliação de colapsividade foi realizada do meio do Expansocolapsômetro. Esses ensaios foram realizados na área 1 de investigação. Ainda em campo foi avaliado o módulo de elasticidade por meio da placa com carga por impacto (LWD), realizada na área 2 de investigação. A Tabela 3.1 indica os tipos de investigação realizados em campo e laboratório e os tipos de amostras realizadas.

Tabela 3.1 – Tipos de Investigação realizados em campo e laboratório.

Investigação (Coleta de Amostras)	Campo (Blocos/Deformadas)	Laboratório (Ensaio)
Umidade	Speedy	Estufa
Peso Específico Natural	Frasco de Areia	X
Caracterização Físicas, Químicas, Microestrutural e de Dispersividade	-	X
Colapsividade	Expansocolapsômetro	Edométricos simples e duplos em amostras indeformadas e compactadas estaticamente
Resistência de Ponta	Penetrômetro Estático (PE) e Dinâmico (DPL)	Penetrômetro PE e DPL em amostras compactadas em Lisímetros e Cilindro Proctor
Módulo de Elasticidade	LWD	
Avaliação de K_0 na compressão e inundação	-	Amostras compactadas

Fonte: Autora

Em Laboratório foram executados ensaios de caracterização física (granulométrica, densidade real dos grãos, umidade, peso específico natural, densidade do solo, limites de consistência, limite de liquidez, limite de plasticidade e compactação), caracterização química (pH, capacidade de troca de cátions, condutividade elétrica); caracterização microestrutural e ensaios para analisar a dispersividade do solo (*Crumb Test*, *Pinhole* e *Comparativo de Granulometria*). A colapsibilidade do solo foi analisada por meio de ensaios edométricos simples e duplos e a resistência ao cisalhamento através de ensaios de cisalhamento direto na umidade natural a 3% e inundado previamente em amostras indeformadas. Também foi realizada a avaliação do coeficiente de empuxo no repouso, com aplicação de carga e inundação, utilizando uma célula edométrica com anel de paredes finas, construída por Lins (2004).

Ainda em laboratório foi avaliada a resistência de ponta em amostras compactadas próximas as condições de campo (umidade, peso específico aparente natural e condição ótima) em Lisímetros de 0,10 m de diâmetro e 0,50 m de altura e em cilindros Procton, com Penetrômetro Estático (cone) e com Penetrômetro Dinâmico (*Dynamic Penetration Light – DPL*).

É importante destacar a utilização desses equipamentos em outras áreas da Geotecnia, Estradas e Agronomia, como os Penetrômetros Dinâmicos (DPL) e Penetrômetros Estático (PE) e o *Light Weight Deflectometer* (LWD), além das células edométricas com anel de paredes finas para avaliar o coeficiente de empuxo no repouso.

3.3.1 Investigação em Campo

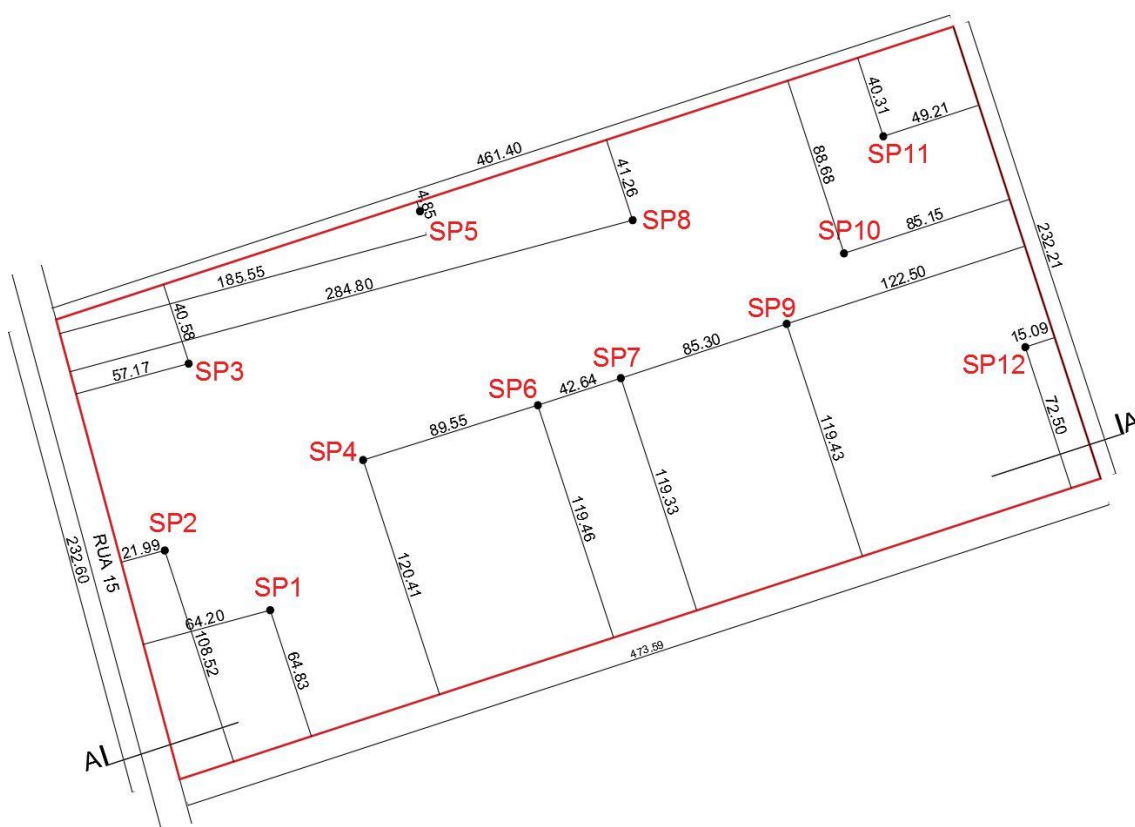
As investigações geotécnicas apresentadas a seguir foram realizadas em ensaios de campo e em laboratório, com amostras indeformadas e deformadas, são elas: sondagem de simples reconhecimento (N_{SPT}), coleta das amostras deformadas e indeformadas, avaliação da resistência com os penetrômetros estáticos e dinâmicos, colapsividade com o expansocolapsômetro e avaliação do módulo de elasticidade por meio de ensaio de placa LWD.

3.3.1.1 Sondagem de simples reconhecimento

As sondagens de simples reconhecimento foram fornecidas pela construtora, através dos boletins de sondagem geotécnica. Em toda a área de implantação do conjunto residencial, foram realizados 12 furos de investigação (Figura 3.4), com determinação do índice de resistência a penetração (N_{SPT}).

A Figura 3.4, mostra a localização dos furos de sondagem do tipo SPT na área que foi destinada ao conjunto residencial do programa do governo, minha casa minha vida, e a linha de corte do perfil geotécnico.

Figura 3.4– Localização dos furos de sondagem.



Fonte: Autora.

3.3.1.2 Coleta das amostras deformadas e indeformadas

A escavação para as coletas das amostras em campo só pode alcançar a profundidade de 2,00 m, devido a possibilidade de desmoronamento. As amostras indeformadas e as deformadas foram coletadas na Área de investigação de Coleta 1 (Figura 3.5.a), com o procedimento descrito a seguir.

Inicialmente foi necessária a remoção da vegetação (Caatinga) presente na área de investigação, pois estava muito seca (Figura 3.5.a). Um trator tipo retroescavadeira foi utilizado para a raspagem superficial da vegetação (Figura 3.5.b) em uma área de 6,00 m x 6,00 m, em seguida foi escolhida a região, dentro dessa área, onde as rodas do trator não haviam passado e nesta foi realizada a abertura manual de um poço com dimensão de 1,20 m x 2,50 m e 2,00 m de profundidade (Figura 3.5.c e d). A uma profundidade de 1,00 m se iniciou a moldagem dos blocos com espátulas em formato cúbico (arestas de 0,40 m), os quais foram envolvidos com papel filme, papel alumínio, talagarça e parafina de espessura 15 mm para preservar a umidade das amostras. Em seguida, estas foram colocadas em caixas de madeira, todas devidamente identificadas e sinalizadas quanto a sua posição para transporte (Figura 3.5.e). As amostras deformadas foram coletadas no entorno dos blocos, sendo recolhidas em sacos com 50 kg devidamente etiquetados por dentro e por fora (Figura 3.5.f).

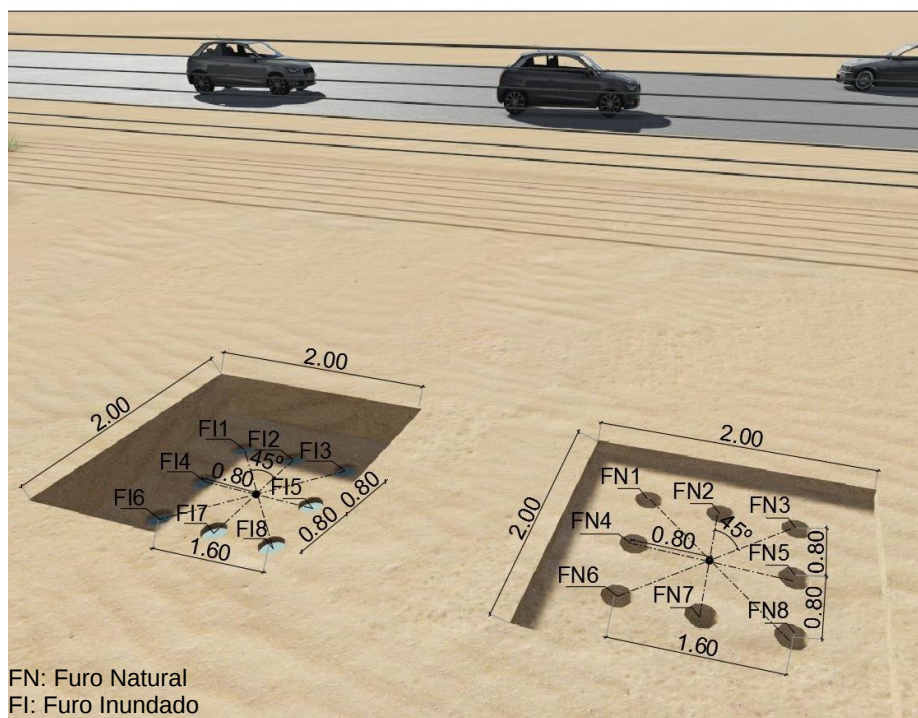
Figura 3.5 – Preparação da área e coleta amostras de solo.



Fonte: Autora.

Outras amostras deformadas foram retiradas identificando os horizontes pedológicos apresentados no perfil do talude escavado. Estas amostras tiveram

b) Área de investigação de coleta 2, com a localização dos ensaios de Placa com LWD.



Fonte: Autora.

Todo o material coletado foi transportado para Unicap e, posteriormente, para UFPE, ambas em Recife-PE. Os cuidados necessários foram tomados para não haver perturbações com choques e vibrações durante o trajeto. Para evitar divergências os pesos do solo foram medidos tanto em campo quanto em laboratório.

Na Área de Investigação de Coleta 2, local de realização dos ensaios de LWD, foram coletadas novas amostras deformadas para verificação. Esta área foi disponibilizada 2 anos depois, quando o empreendimento das habitações populares já havia sido construído e entregue a população de direito. Um proprietário da região cedeu a área e ela está localizada a 300 m de distância da primeira, porém este espaço está na adjacência da estrada, onde houve alguma circulação de veículos. A escolha de retornar à região se deu devido a disponibilidade do equipamento de placa para realização de novos ensaios.

3.3.1.3 Avaliação da Resistência de Ponta

3.3.1.3.1 Avaliação da Resistência de Ponta através do uso de Penetrômetros Estático e Dinâmico

A resistência à penetração foi avaliada por meio de um Penetrômetro Estático (PE), (Figura 3.7). O equipamento apresenta em sua composição um anel dinamométrico com capacidade de 100 kgf, cujo deslocamento é medido (y em mm) e transformado em força (kgf) pela equação de calibração do aparelho (0,505 kgf/divisão), que é dividida pela área da ponta do cone, corresponde a uma resistência de ponta (Equação 3.1). O anel está acoplado a uma haste de 0,50m de comprimento com um cone na ponta, com área da base 63.300 mm², à medida que a haste penetra no solo mede-se o deslocamento do anel dinamométrico a cada penetração de 50 mm ou o limite de divisões do anel. Quando a haste entra completamente no solo é retirada sua conexão com o anel e este é acoplado à outras hastes, que variam entre 0,50 m, 0,70 m e 1,00 m de comprimento. O limite de penetração ocorre quando a capacidade do anel medidor atinge seu máximo ou quando a flambagem lateral das hastes começa a acontecer.

Figura 3.7 – Penetrômetro Estático (PE)



Fonte: Autora

Os ensaios foram realizados na Área 1 na seguinte disposição: para o com penetrômetro estático em solo na umidade natural foram realizados 7 furos, alinhados com equidistância de 0,30 m entre eles, e para o ensaio com furos previamente inundado 5 furos foram alinhados paralelamente aos anteriores a uma distância de 0,50 m (Figura 3.6.a).

$$P_q = 0,00782y \text{ (MPa)}$$

Equação 3.1

Onde:

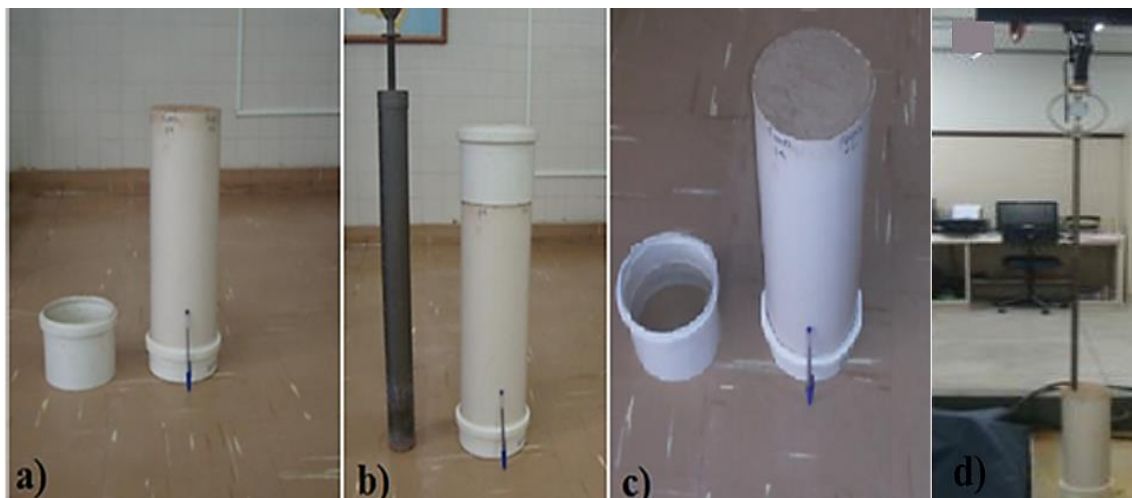
P_q - Resistência à penetração em MPa.

y - deslocamento medido.

3.3.1.3.2 Avaliação da Resistência de Ponta obtida através do Penetrômetro Estático em amostras compactadas em Lisímetros

Para avaliar a resistência de ponta em laboratório com penetrômetro estático (cone) foram construídos dois lisímetros com altura média de 0,50 m, diâmetro médio de 143,7 mm, volumes de 8.031,38 e 8.066,27 cm³ e peso médio 1,26 kg. Nos lisímetros, foram realizadas 9 marcas igualmente espaçadas e o peso do solo foi dividido em 9 partes iguais. A compactação foi realizada por camada, de forma dinâmica, fazendo cair o soquete do uma altura de queda de 45,70 cm. Entre uma camada compactada e outra foi feita uma escarificação na parte superior. Para se compactar a última camada utilizou-se um colarinho de PVC para auxílio na colocação e compactação (Figura 3.8). Ao término da compactação e antes da realização do ensaio, verificou-se a condição desejada de umidade (0,22%), o peso específico seco e, conseqüentemente, o grau de compactação obtido o desejado, próximo a condição de campo.

Figura 3.8 – Lisímetro: Corpos de prova com umidade natural. a) Tubo de PVC com tampão e luva; b) Tubo de PVC com luva auxiliar e soquete para compactação, com altura de queda 45,70 cm; c) Corpo de prova moldado e devidamente compactado; d) Cravação do cone.



Fonte: Verissimo *et al.*, (2016).

Em cada lisímetro foram realizadas duas determinações de resistência de ponta. O espaçamento entre as duas verticais era superior a 3,0 vezes o diâmetro do cone. Após a determinação da resistência de ponta na primeira vertical e remoção da haste do cone, o furo era preenchido com o mesmo solo antes de realizar as determinações na segunda vertical.

A resistência à penetração com o penetrômetro estático foi determinada utilizando cone de área 3,80 cm², altura 40 mm, anel dinamométrico 500 kgf. O valor do deslocamento medido no anel foi transformado em força pela Equação 3.2 de calibração do aparelho. A carga foi aplicada por meio de um macaco mecânico que fazia reação através de uma viga fixada em um pórtico.

$$P_q = 2,2035x + 1,5393$$

Equação 3.2

Onde:

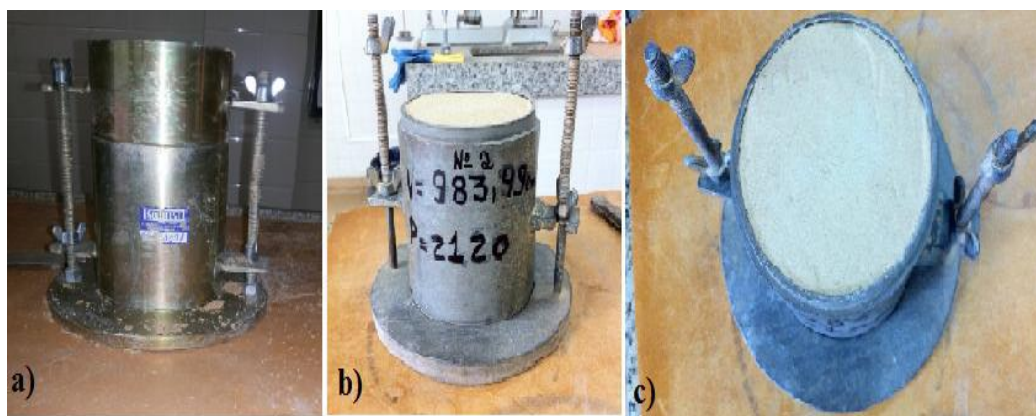
P_q = Resistência à penetração em kgf (força/área do cone x 0,1 em MPa).

x = Número de divisões do relógio comparado.

3.3.1.3.3 Avaliação da resistência de ponta obtida com o penetrômetro estático em solo compactado inundado em corpos de prova moldados em cilindros do Proctor normal

Os corpos de prova foram moldados em dois cilindros com alturas 126,90 mm e 125,20 mm, diâmetros de 100,00 mm, volumes 997,43 cm³ e 983,49 cm³ e pesos 2,374 Kgf e 2,120 Kgf, respectivamente. As amostras foram compactadas com grau de compactação 85%, 90% e 95% na umidade de 0,22% (natural). A Figura 3.9 apresenta características das amostras.

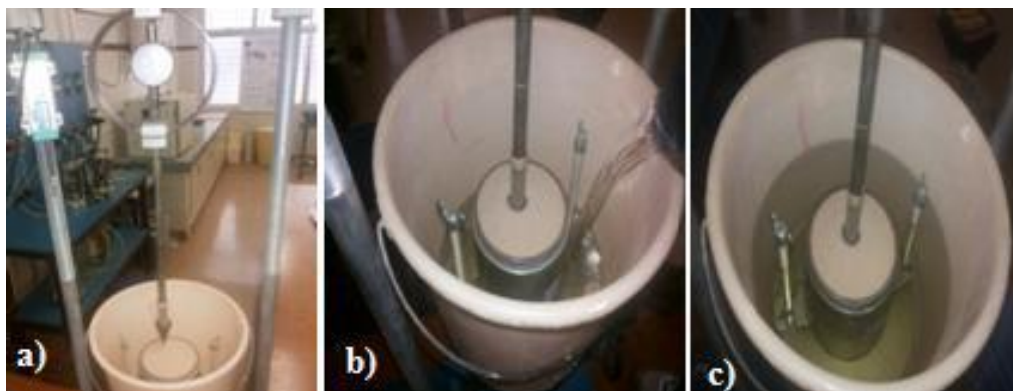
Figura 3.9 – Corpos de prova compactados em cilindros Proctor. a) Cilindros Proctor do Laboratório de Solos da UNICAP; b e c) Corpo de Prova com solo compactado.



Fonte: Verissimo *et al.*, (2016).

O Penetrômetro estático foi usado para os ensaios com os corpos de prova compactados no cilindro Proctor, com anel dinamométrico com capacidade de 500 kgf. O ensaio foi realizado em três etapas: na primeira era cravado estaticamente um cone, com área da base de 6,33 cm², ligado a uma haste, de diâmetro 1,91 cm, ao solo, quando era registrado o número de divisões marcadas no anel dinamométrico; na segunda, ainda com o cone cravado, o solo foi inundado e a relaxação da haste foi acompanhada pela deformação do anel devido a inundação; na terceira etapa, o solo estando completamente saturado continuou-se então a cravação estática no mesmo furo da primeira, ou seja, aprofundou-se a haste no solo, em uma altura igual à do cone, e o número de divisões registradas no relógio dinamométrico também foi anotado (Figura 3.10). Após essas etapas, a redução da altura do corpo de prova foi medida com um paquímetro e a umidade do solo foi determinada.

Figura 3.10 – Corpos de prova para ensaios com Penetrômetro estático em amostras compactadas em cilindro Proctor. a) Penetrômetro adaptado na prensa hidráulica; b) Inserção do cone no corpo de prova; c) Inundação do corpo de prova.



Fonte: Verissimo *et al.*, (2016)

3.3.1.3.4 Avaliação da Resistência de Ponta em campo através do Penetrômetro Dinâmico (DPL)

O penetrômetro dinâmico utilizado foi o IAA/Planalsucar – Stolf (2011) (Figura 3.11), desenvolvido para analisar a resistência de ponta à penetração, a qual é medida através da quantidade de golpes e da penetração da haste do aparelho no solo (cm/impacto). No solo com umidade natural foram realizados 7 furos afastados de 0,50 m e no solo inundado 5 furos afastados de 0,50 m (Figura 3.6.a). O afastamento entre as verticais também era de 0,50 m. A transformação dos valores da penetração da haste do aparelho no solo (cm/impacto) em resistência à penetração foi obtida pela fórmula dos “holandeses”, de acordo com o preconizado por Stolf (1991) (Equação 3.3). O valor obtido do deslocamento foi transformado em kgf pela equação de calibração do aparelho (Equações 3.4, 3.5 e 3.6). Todos os ensaios chegaram até a profundidade de 1,40 m.

A avaliação da resistência de ponta foi feita no solo natural e inundado previamente. A inundação foi realizada através da adição de água a um pré-furo por meio de uma tubulação, a qual acrescentava ao solo uma quantidade de água necessária para saturar uma espessura de aproximadamente 0,20 m do solo.

Figura 3.11 – Penetrômetro Dinâmico – Equipamento composto de uma haste com base para alinhamento e haste de com peso para penetração do cone no solo.



Fonte: Stolf (1991).

$$RP = \frac{Mg + mg + \left(\frac{M}{M + m} \right) \frac{Mgh}{x}}{A} \quad \text{Equação 3.3}$$

$$P_q = 4,9891x + 7,67777 \text{ (para profundidade } < 0,70 \text{ m).} \quad \text{Equação 3.4}$$

$$P_q = 5,2296x + 7,32496 \text{ (para profundidade entre 0,70 e 1,20 m)} \quad \text{Equação 3.5}$$

$$P_q = 5,6488x + 6,78114 \text{ (para profundidade entre 1,20 e 1,70 m)} \quad \text{Equação 3.6}$$

Onde:

RP ou P_q – Resistência à penetração, em kgf/cm²;

M – Massa do êmbolo (3,992 kg);

m – Massa do aparelho sem êmbolo (2,444 kg para profundidades até 0,70 m e 2,754 kg para profundidades até 1,20 m);

h – Altura de queda do êmbolo (0,40 m);

x – Penetração da haste do aparelho (cm/impacto);

A – Área do cone (129 mm²);

g – Aceleração da gravidade.

3.3.1.4 Avaliação da Colapsibilidade em Campo

A avaliação da colapsibilidade do solo foi realizada com o expansocolapsômetro desenvolvido por Ferreira e Lacerda em 1993; ele mede os deslocamentos do solo perante a inundação e a carga aplicada. Foi utilizada neste estudo terceira versão do equipamento (Figura 3.12).

Figura 3.12 – Expansocolapsômetro, versão 3.



Fonte: Autora.

Inicialmente foi determinado o perfil de umidade do solo natural até 1,5 m. A área foi limpa e nivelada e um furo foi aberto por meio de um trado de 101,20 mm, até atingir a profundidade desejada de 0,50 m. A base do furo foi limpa e nivelada com uma plainadeira. As peças componentes do equipamento foram colocadas com hastes adequadas até a profundidade de 0,50 m, sendo posteriormente verificadas a verticalidade das hastes e o nivelamento da estrutura de transferência de carga por meio de nível. O solo na umidade natural foi carregado por estágios até a tensão de inundação (10 kPa, 20 kPa, 40 kPa, 80 kPa e 160 kPa). O tempo de duração de cada estágio ocorreu de forma que a diferença entre duas leituras de deslocamento consecutivas fosse inferior a 5,0% do deslocamento total ocorrido até aquele momento, o intervalo entre duas leituras consecutivas foi determinado por $\Delta t/t = 1$.

Quando os deslocamentos se estabilizaram na tensão de inundação desejada, inundou-se o solo com água a uma vazão de inundação de 1,0 ml/s, e então foram medidos os deslocamentos causados pela variação de umidade no solo, até a sua estabilização. Ao atingir a estabilização dos deslocamentos devido à inundação, fechou-se a torneira de passagem de água, retirando o equipamento e determinando as umidades do solo abaixo da profundidade ensaiada, para possibilitar a avaliação no final dos ensaios da variação de umidade do solo a cada 50 mm.

3.3.1.5 Avaliação do Módulo de Elasticidade

A avaliação do Módulo de Elasticidade dinâmico foi realizada por meio de ensaios de placa com *Light Weight Deflectometer* – LWD (Figura 3.13). Os ensaios permitiram a obtenção do valor do módulo de elasticidade imediatamente, assim como permitiram a verificação das curvas de deflexões. Os resultados foram obtidos através da conexão a um equipamento que fornece os resultados em papel e em gravação. Este equipamento serve principalmente para avaliar a compactação e aferir a deformabilidade das camadas de subleito, sub-base e base de pavimentos. Tal dispositivo, só deve ser utilizado nos solos com partículas iguais ou inferiores a 63 mm de diâmetro.

Figura 3.13 – *Light Weight Deflectometer* (LWD) – TERRATEST 4000.



Fonte: Autora.

O Módulo de Elasticidade dinâmico foi avaliado neste trabalho em solo com umidade natural e inundado previamente. Foram avaliadas duas áreas com dimensões de 2,00 m por 2,00 m. Na Área A foi realizado ensaio no solo na umidade natural a 0,05 m de profundidade. Na Área B foi a 0,30 m de profundidade e o solo foi inundado previamente de forma lenta e progressiva de modo a se obter uma umidade uniforme nos 0,40 m iniciais (camada que representa o alcance do avanço da onda do LWD). Na Área A foram realizados 16 ensaios, sendo oito com carga de impacto de 10 kgf e oito com a carga de impacto de 15 kgf, estes realizados após os primeiros.

A carga de impacto foi causada pela queda livre da massa sobre uma placa com um diâmetro de 0,30 m, gerando uma força máxima ($F_{\text{máx}}$) de 7,070 kN e 10,6 kN para os pesos de 10 kgf e de 15 kgf, respectivamente. A altura de queda do peso foi de 0,715 m. Durante a calibração do dispositivo, a força foi ajustada de modo que a tensão normal ($\sigma_{\text{máx}}$) sob a placa chegasse a 0,1 MN/m² para o peso de 10 kgf e de 0,15 MN/m² para o peso de 15 kgf. De acordo com o manual do equipamento, o Módulo de Elasticidade E_{LWD} é um parâmetro de deformabilidade do solo sob uma carga de impacto vertical e seu valor é calculado em função da amplitude dos deslocamentos, medidos de acordo com a Equação 3.7.

$$E_{\text{LWD}} = 1,5 \cdot r \cdot \frac{\sigma_{\text{máx}}}{s_{\text{máx}}} \quad \text{Equação 3.7}$$

Onde:

$S_{\text{máx}}$ – significa os valores das deflexões $S_{4\text{máx}}$, $S_{5\text{máx}}$ e $S_{6\text{máx}}$ dos 2 ensaios (após os dois testes de pré-carregamento).

r – raio da placa de carga (0,15 m).

$\sigma_{\text{máx}}$ – tensão normal sob a placa de carga (0,1 MN/m² ou 0,15 MN/m²).

Os principais parâmetros fornecidos pelo equipamento são: o e_{VD} ou e_{LWD} , sendo o módulo de elasticidade, em MPa; a deflexão média s_m , em mm, obtida através da média de 3 leituras, ou seja, 3 quedas da massa e s/v (deflexão), correspondendo ao grau de compactabilidade, o qual informa se o material estudado precisa ou não ser novamente compactado. De um modo geral, $s/v > 3,5$ indica que o local necessita de compactações adicionais, caso for menor do que esse valor o solo não precisa sofrer nova compactação. O valor de s/v igual

a 3,5 é resultado da experiência em obras rodoviárias, o que representa um solo bem compactado. O ensaio é normatizado pela ASTM e2583-07.

3.3.2 Investigação em Laboratório

Em laboratório, foram realizados ensaios para a caracterização física (distribuição dos grãos, consistência e compactação), química, mecânica e microestrutural. Também foi avaliada a colapsibilidade, por meio de ensaios edométricos simples e duplos. Já a resistência ao cisalhamento foi obtida por meio do ensaio de cisalhamento direto. O coeficiente do empuxo no repouso também foi avaliado, utilizando uma célula desenvolvida por Lins (2014) em amostras compactadas em laboratório próximo a condição de campo.

3.3.2.1 Caracterização Física

Os ensaios de Caracterização Física foram realizados na UFPE de acordo as recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT: preparação de amostras – ABNT (1986a); análise granulométrica – ABNT (1984d); massa específica dos grãos dos solos – ABNT (1984b); limite de liquidez – ABNT (1984a); limite de plasticidade – ABNT (1984c); ensaio de compactação – ABNT (1986b).

3.3.2.2 Caracterização Química

No Laboratório de Química da UNICAP, através do Manual de Métodos de Análise de Solos da EMBRAPA (1997), foi realizada a caracterização química das amostras com o intuito de quantificar: a Soma das Bases (S); a Capacidade de Troca Catiônica (CTC); a Retenção de Cátions (RC); a Atividade da Fração Argila (Tr); o Grau de Saturação por Bases (V); a Saturação por Alumínio (m); e a Saturação por Sódio.

3.3.2.3 Caracterização da Dispersividade

A análise da dispersividade foi realizada na UFPE por ensaios: Comparativo de Granulometria, Dispersão Rápida e *Pinhole Test*. O método Comparativo de Granulometria consiste em realizar o ensaio de granulometria conforme a norma ABNT NBR-7181, com e sem o uso de defloculante. Analisou-se a dispersividade do solo pela relação entre a porcentagem dos grãos a 0,005 mm sem defloculante e com defloculante. O *Crumb Test* (Dispersão Rápida) é baseado

na análise da desagregação de um torrão do solo em um béquer com água destilada e a análise é feita pela coloração da água do béquer e observação do torrão. O ensaio Furo de Agulha (*Pinhole Test*) é classificatório e não fornece resultados numéricos. Parte de sua execução está associada a interpretações e decisões a serem tomadas durante a sua realização. Assim foram utilizadas as recomendações sugeridas no método de ensaio MSL-12 da CESP.

3.3.2.4 Caracterização Microestrutural

A caracterização microestrutural tem como finalidade identificar a estrutura molecular do solo através da análise micromorfológica, a qual foi realizada no Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV) do LDN (Laboratório de Dispositivos e Nanoestruturas) – UFPE (Figura 3.14). Foram escolhidas duas amostras: a primeira do bloco indeformado com a umidade natural de 0,22% e a segunda do ensaio edométrico simples, devidamente inundada, submetida a um carregamento de 160 kPa até atingir o colapso.

Figura 3.14 – Microscópio Eletrônico de Varredura



Fonte: Autora.

A técnica exige que as amostras preservem ao máximo a estrutura do solo, enquanto requer um conjunto de condições (corte, secagem, superfície de observação com topografia não muito acidentada e uniformidade na metalização), alterando a superfície de observação e a estrutura do solo.

Na tentativa de reduzir os efeitos destas condições, foram tomados alguns cuidados especiais na preparação das amostras dos solos, como descritos a seguir.

- As amostras passaram por um processo de preparação e secagem;
- Em seguida realizou-se a preparação das superfícies de observação das amostras. Para obtenção de uma superfície de observação pouco acidentada e com a menor perturbação, foram utilizadas as técnicas de descascamento e/ou fraturamento de McGown e Collins (1975) e Wolle *et al.*, (1978). Utilizando pequenos instrumentos cortantes e outros pontiagudos foram feitas fragmentações sucessivas das amostras. O objetivo foi deixar sempre superfícies em que os instrumentos não tivessem tocado. Com isso, a forma final das amostras aproximou-se de um cubo com "arestas" que variaram de 7 a 10 mm. Como nem sempre foi possível obter superfícies pouco acidentadas, várias amostras foram moldadas, das quais foram selecionadas aquelas com menor perturbação e superfícies menos acidentadas;
- Finalmente as amostras foram levadas no dessecador para o Laboratório de Dispositivos e Nanoestruturas – LDN/UFPE, onde elas foram preparadas para serem observadas no MEV. Com o auxílio de uma fita dupla face 3M, as amostras foram fixadas a um suporte de alumínio de formato cilíndrico (diâmetro 9,8 mm e altura de 11,0 mm) apropriado para o microscópio. Cada corpo de prova foi colocado na campânula de vácuo do tipo *Fine Coat Ion Sputter JfC 1100* para metalização por meio de evaporação, onde recebeu uma película de grafite fina, que tem por finalidade evitar o carregamento eletrostático e propiciar uma boa condução do feixe de elétrons. Após o processo de metalização, as superfícies das amostras foram observadas no equipamento *JSM T200 Sconnonng Microscope* de marca Joel e fotografadas com máquina fotográfica acoplada ao equipamento.

Para observar a microestrutura do solo após colapso foram preparadas amostras a partir do corpo de prova do ensaio edométrico simples (célula edométrica), carregado a umidade constante até a tensão desejada de 160 kPa e inundado sobre esta tensão. O processo de secagem ocorreu após a estabilização das deformações (colapso). Posteriormente foi removido o excesso d'água das células, através de uma pequena bomba de sucção manual e verificou-se ocorrência de deformações no solo. A incidência de luz (150 Watt) foi feita por 4 dias nas células próximas ao solo e a variação das deformações foi acompanhada. O solo foi descarregado e o alívio de tensão causou uma expansão de 0,20% em relação ao solo de Petrolina-PE. Depois, abriu-se a célula e não foi mais verificada água livre no seu interior, o anel com o solo foi colocado separadamente em dessecador com sílica-gel, quando foram realizadas pesagens para verificar constância de peso, caracterizando o processo de secagem. Posteriormente a preparação da superfície de observação é metalização, as análises das imagens seguiram o mesmo das amostras indeformadas.

3.3.2.5 Caracterização da Colapsibilidade em Laboratório

Foram realizados na UFPE os ensaios edométricos simples e duplos em amostras indeformadas do tipo bloco, utilizando prensas do tipo Bishop com braço de relação 1:10, incremento de tensão ($\Delta\sigma/\sigma = 1$) no carregamento, iniciando com 10 kPa e atingindo a tensão de 1.280 kPa. Na medição da variação de altura dos corpos de prova foi utilizado um extensômetro com sensibilidade de 0,01 mm. Dos blocos foram desprezados os três centímetros iniciais de cada face, evitando qualquer perturbação na umidade e na estrutura do solo, pois entende-se que esta região, mesmo com os cuidados tomados, pode sofrer influência do papel alumínio, da talagarça, da parafina, do pó de serra e do transporte.

As amostras foram moldadas a partir dos blocos em anéis de aço inoxidável com 6.000 mm² de área, ponta biselada, altura de 20 mm e diâmetro de 87,40 mm. Foi atendida a relação diâmetro/altura superior a 2,50, segundo recomendação do Lambe (1951). À medida que o corpo de prova era talhado, o anel era introduzido estaticamente. Após a realização do corte da parte inferior do corpo

de prova, foram utilizadas duas peças cilíndricas de acrílico, uma na base e outra no topo, para proceder com a pesagem e colocação do anel na célula edométrica (Figura 3.15).

Figura 3.15 – Célula utilizada para ensaios edométricos.



Fonte: Autora

Nas células edométricas, as pedras porosas e papéis filtro (no topo e na base) estavam inicialmente secos. A parte superior da célula foi protegida por um plástico afixado por um elástico (“o’ring”) para evitar perda de umidade durante o processo de carregamento antes da inundação.

Nos ensaios edométricos simples realizados nas amostras coletadas, os corpos de prova foram inundados nas tensões 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1.280 kPa. A norma da ABNT (1990) para ensaio de adensamento unidimensional do solo foi aplicada para a determinação dos tempos de medições das deformações.

No início dos ensaios foi aplicada uma tensão de 1,25 kPa, para que ocorresse o processo de assentamento do sistema e a leitura inicial para o processo de deformação. As tensões aplicadas nos ensaios eram acrescidas de $\Delta\sigma/\sigma=1$, iniciando com 10 kPa e finalizando com 1.280 kPa. O tempo de duração de cada estágio de tensão era tal que a deformação entre dois intervalos de tempo consecutivos ($\Delta t/t=1$) fosse inferior a 5% da deformação total do solo ocorrida

até o tempo anterior. Na fase de inundação, a entrada do permeante na célula foi controlada por meio de uma bureta graduada de 0,1 ml, com uma torneira regulável de vidro em sua extremidade. O permeante utilizado nos ensaios foi a água destilada e a vazão de inundação foi de 0,25 ml/s. O procedimento adotado para a inundação das células seguiu as seguintes etapas:

- a) Após o ajuste da vazão média de inundação na bureta para a desejada no ensaio, iniciou-se a inundação pela parte inferior da base da célula e quando a quantidade de água percolada foi igual a 5 ml, completou-se a bureta com o permeante para a leitura zero e assim sucessivamente;
- b) Quando o permeante percolou pelo solo e se mostrou na parte superior da célula, foi feita a desconexão da bureta da base da célula, retirando o elástico (“*o’ring*”) e o plástico de vedação do topo da célula, para então completar o recipiente superior da célula com o permeante.

As medições dos deslocamentos devido à inundação foram realizadas nos tempos de 0; 0,10; 0,25; 1,00; 2,00; 4,00; 8,00; 15,00; 30,00; 60,00; 120,00; 480,00 e 1.440 minutos. Ao final do ensaio, foi feita a pesagem do corpo de prova para determinação do teor de umidade do solo. O potencial de Colapso foi calculado pela Equação 3.8.

$$CP (\%) = 100\Delta H / H_i\% \quad \text{Equação 3.8}$$

Onde:

CP – Potencial de Colapso.

ΔH – Variação da altura do corpo de prova devido à inundação.

H_i – Altura do corpo de prova antes da inundação.

Os corpos de prova foram compactados em anéis das células edométricas, as quais tem altura (h) média de 19,92 mm e área de 40 mm². Na umidade desejada foram calculadas as quantidades de solo necessárias para atingir o grau de compactação estabelecido para o ensaio. A compactação foi realizada estaticamente em uma prensa com capacidade de 5 tf e velocidade 0,008 mm/s. Desta maneira, o solo úmido foi colocado no anel, e este encaixado no molde de compactação, o qual apresenta altura de 2,5 vezes a altura dos corpos de prova.

O molde foi confeccionado de forma que o solo não fosse compactado além do necessário, o que foi possível devido ao sistema de segurança no topo, onde há contato do pistão com o molde, impedindo que o pistão compacte mais o solo. (MOTTA, 2006). A Figura 3.16 ilustra o processo de compactação dos corpos de prova nas umidades e graus de compactação estudados.

Figura 3.16 – Processo de compactação dos corpos de prova para o ensaio edométrico: a) e b) molde dos corpos de prova juntamente com o anel de aço da célula edométrica, c) o molde do corpo de prova colocado na prensa de compactação, d) corpo de prova após passar pelo processo de compactação.



Fonte: Motta (2006).

O tempo médio de duração da compactação estática foi de aproximadamente 15 minutos, e após esta, a amostra foi deixada na prensa desligada por 10 minutos, onde se verificou uma pequena relaxação da tensão.

Com o objetivo de avaliar o processo de compactação no melhoramento de solos colapsáveis, foram realizados ensaios edométricos simples em amostras compactadas estaticamente na umidade ótima e com peso específico aparente seco máximo. Nos ensaios edométricos duplos, um corpo de prova foi carregado na umidade natural e o outro foi inundado previamente na tensão de 1,25 kPa, com vazão de 0,25 ml/s, antes de ser carregado. O procedimento geral deste ensaio seguiu os moldes dos ensaios edométricos simples.

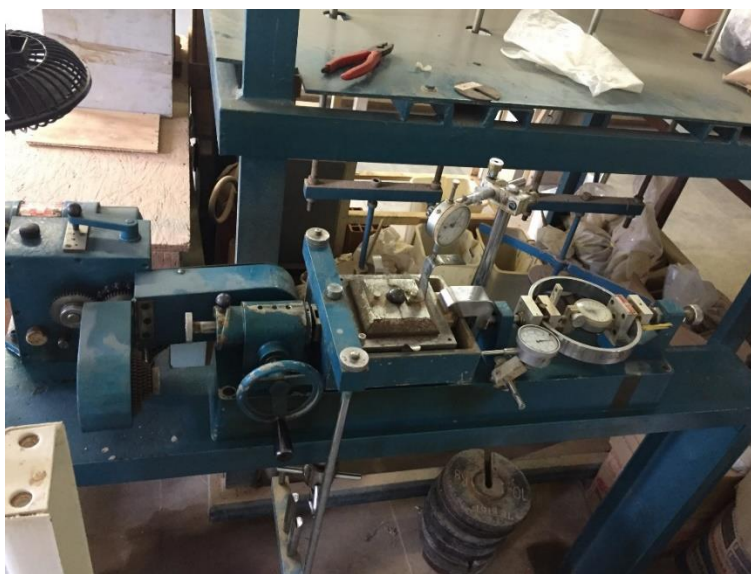
3.3.2.6 Avaliação da Resistência ao Cisalhamento

A avaliação da resistência ao cisalhamento foi feita no laboratório UFPE por meio de uma prensa de cisalhamento direto (Figura 3.17), utilizando corpos de prova indeformados com dimensões 101,6 mm por 101,6 mm e altura de 40 mm. Os ensaios foram realizados em amostras indeformadas com o solo na umidade natural e inundado previamente (submerso em água por 24 horas). Outro ensaio

foi realizado na umidade de 3%, deixando em um dessecador com solução de NaCl, para atingir a umidade.

Os corpos de prova foram moldados com auxílio de um molde e conduzidos para a célula de cisalhamento e foram consolidados nas tensões 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa. A compressibilidade foi avaliada por meio de deflectômetros com sensibilidade de 0,01 mm e o tempo de consolidação era de no mínimo uma hora. A velocidade dos ensaios foi de 0,018 mm/min, seguindo as recomendações de Head (1994). A força cisalhante foi avaliada por meio de um anel dinamométrico de calibração 0,16 kgf / 0,01 mm. Durante a fase de consolidação e de cisalhamento, a célula foi envolvida com um plástico para manter a umidade inicial. A seguir está exemplificada a célula de cisalhamento direto usada no presente estudo (Figura 3.17).

Figura 3.17 – Célula e prensa de cisalhamento direto.



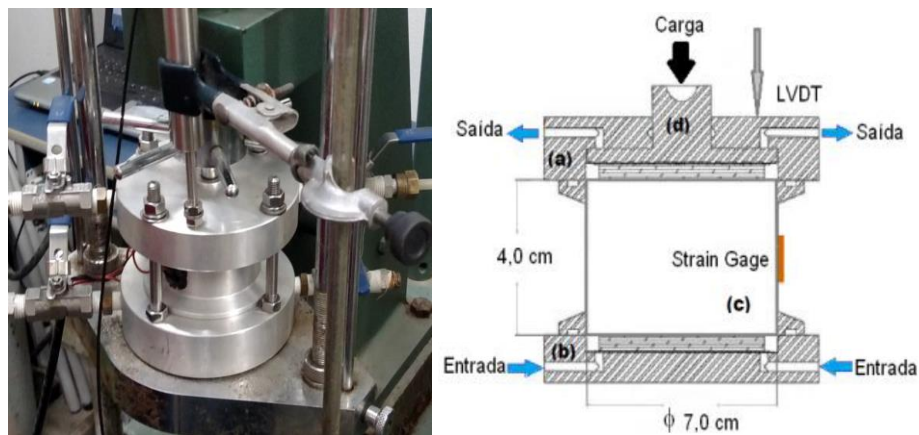
Fonte: Autora

3.3.2.7 Avaliação do Coeficiente de Empuxo no Repouso Durante a Inundação

A avaliação do coeficiente de empuxo no repouso durante a inundação do corpo de prova foi realizada na UFPE e UNICAP em uma célula construída e instrumentada por Lins (2014) e adaptada por Galindo (2016) (Figura 3.18). As amostras foram compactadas (85%) em laboratório com umidade de 0,22% (umidade em campo no momento da coleta) e peso específico aparente seco 14,80 kN/m³, calculado em campo. A compactação do solo ocorreu na própria

célula por meio de um pequeno soquete onde o peso da amostra foi dividido em três partes em 3 camadas de 81,63 g. Durante o processo e compactação não houve acréscimo de tensão lateral no anel.

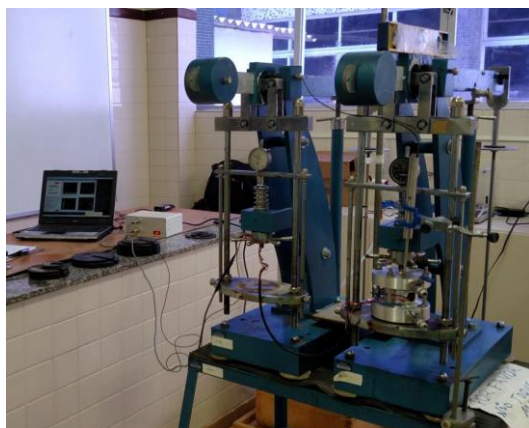
Figura 3.18 – Célula Edométrica Modificada.



Fonte: Adaptada de Lins (2014) por Galindo (2016).

O procedimento foi similar ao realizado nos ensaios edométricos simples nas células edométricas convencionais. As tensões da aplicação foram 10 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa e 300 kPa. Após a montagem da célula com a amostra, o conjunto foi levado para a prensa de adensamento e ajustado ao LVTD (Figura 3.19). Em seguida, os *strain gauges* e o LVTD foram conectados a caixa de aquisição de dados e ligados ao programa para leitura e armazenamento dos dados, para logo após dar início aos ensaios. As tensões efetivas horizontais foram determinadas em função da deformação horizontal, após a calibração, e do potencial de deformidade do solo.

Figura 3.19 – Prensa edométrica: momento do ensaio devidamente instrumentado pelo computador e por defletores.



Fonte: Autora.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

São apresentados e analisados os resultados dos ensaios realizados em laboratório e em campo, em amostras deformadas, indeformadas e compactadas. As análises são desenvolvidas em duas etapas. A primeira destina-se as caracterizações gerais: física, química, de dispersividade e microestrutural. A segunda etapa se refere a caracterização mecânica através da colapsividade, resistência de ponta e módulo de elasticidade e avaliação do coeficiente de empuxo no repouso K_0 .

4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA, QUÍMICA, DE DISPERSIVIDADE E MICROESTRUTURAL

4.1.1 Caracterização Física

O solo tem mais de 90% de areia, com fração argilosa $< 8\%$ e praticamente sem silte (no máximo 2%), sendo mal graduado ($C_u < 5\%$) (Tabela 4.1). As curvas granulométricas dos solos onde foram edificados o Canal Pontal Azul - CPA (FUCALE, 2000), o Conjunto Habitacional Privê Village – CHPV (SILVA, 2003) e Canal dos Tabuleiros Maranhense (MENDONÇA NETO, 2010) tem distribuição granulométrica similares, porém com teores de argila maiores (Figura 4.1.a). A curva de compactação é mostrada na Figura 4.1.b.

O solo é não líquido e não plástico e se enquadra no grupo SM, Areia Siltosa, na classificação do SUCS e A-3 na classificação da TRB. O valor do peso específico dos grãos ($G_s = 26,32 \text{ kN/m}^3$) e o peso específico natural do solo varia de $14,60$ a $15,10 \text{ kN/m}^3$, a umidade natural varia de $0,22\%$ a $0,90\%$ e grau de saturação médio $2,86\%$. O valor do peso específico aparente seco máximo, obtido com energia do Proctor Normal é de $18,50 \text{ kN/m}^3$ e umidade ótima de $7,30\%$.

O critério do *Design of Small* (1960 – 1974) indica que o solo estudado tem variação de volume devido a saturação significativa, quando inundado, requer tratamento (Figura 4.2). Pelo critério de Handy (1973), citado por Lutenegeger e Saber (1988) o solo tem alta probabilidade ao colapso ($\% < 0,002 \text{ mm}$ é inferior a 16%).

Ferreira (2008) explica que os solos colapsíveis com textura grossa predominam no Nordeste e em boa parte do sudeste brasileiro, se enquadrando no critério de Handy (1973) para alta probabilidade ao colapso.

Tabela 4.1 – Frações do solo e Coeficientes de Uniformidade e Curvatura.

Profundidade (m)	Fração do solo (%)			Coeficiente de Uniformidade	Coeficiente de Curvatura
	Argila	Silte	Areia		
0,05	09	02	91	4,60	2,23
0,10	05	02	93	2,67	1,18
0,20	05	02	93	2,85	1,39
0,50	07	00	93	2,85	1,39
1,00	07	02	91	3,83	1,85
1,50	07	02	91	3,83	1,85

Fonte: Torres *et. al.*, (2015).

Figura 4.1 – Caracterização física do solo: a) Distribuição granulométrica; e b) Curvas de compactação e saturação. Onde: CHPV – Conjunto Habitacional Privê Village. CPA – Canal Pontal Azul.

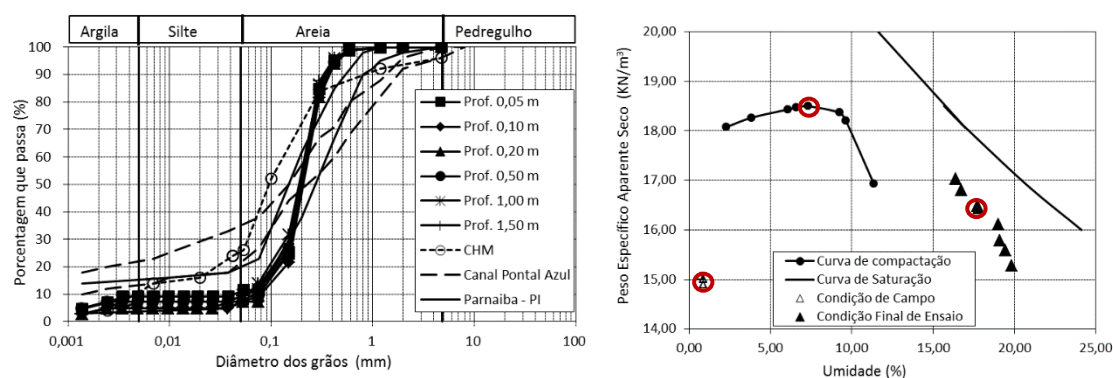


Figura 4.2 – Critério de colapsibilidade de *Design of Small* (1960-1974).



Fonte: Torres *et. al.*, (2015).

4.1.2 Caracterização Química

O solo é ácido ($\text{pH} < 7$). O valor do pH em Cloreto de Potássio (pH_{KCl}) é inferior ao valor do pH em água ($\text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$) e a variação do pH ($\Delta\text{pH} = \text{pH}_{\text{KCl}} - \text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$) é negativa, indicando a presença de argilas silicatadas (Carvalho, 2004). Os valores de $\text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$ foram próximos aos encontrados por Ferreira (1995) nos solos de Petrolândia e por Mendonça Neto (2010) no solo de Parnaíba/PI. A quantidade da matéria orgânica obtida a partir do carbono orgânico é baixa (menor que 1,0%). Os resultados da caracterização química obtidos em seis amostras são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Caracterização Química.

Solo	pH	Ce	Na ⁺	K ⁺	Ca ²⁺	Mg ²⁺	Al ³⁺	H ⁺	S	CTC	V	m	100 ^{Na⁺} _T	
Prof (m)	H ₂ O	KCl	(μS)	----- cmolc/kg -----					----- %-----					
0,10	5,80	5,09	148,2	0,26	0,27	1,10	2,40	0,05	4,65	4,03	8,73	46,16	1,29	2,98
0,25	7,15	6,83	121,0	0,31	0,38	0,70	1,50	0,10	3,70	2,89	6,69	43,20	3,56	2,98
0,60	6,15	5,09	103,8	0,25	0,24	0,30	1,40	0,15	4,35	2,19	6,69	32,74	7,00	2,98
0,70	5,61	4,22	46,3	0,28	0,18	0,40	1,30	0,40	3,90	2,16	6,46	33,44	18,92	4,33
1,10	5,26	4,04	32,3	0,24	0,15	0,20	1,30	0,50	4,10	1,89	6,49	29,12	26,96	3,70
1,60	4,80	4,00	34,5	0,32	0,16	0,10	1,20	0,40	4,40	1,78	6,58	27,05	22,87	4,86

Legenda: $S = \text{Na}^+ + \text{K}^+ + \text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+}$; $\text{CTC (T)} = \text{Na}^+ + \text{K}^+ + \text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+} + \text{Al}^{3+} + \text{H}^+$;

$$\text{RC} = 100 \frac{S + \text{Al}^{3+}}{\text{argila} (\%)} ; \quad \text{Tr} = 100 \frac{\text{CTC}}{\text{argila} (\%)} ; \quad \text{V} = 100 \frac{S}{T} ; \quad \text{m} = \frac{100 \text{Al}^{3+}}{S + \text{Al}^{3+}}$$

Fonte: Torres (2014).

A capacidade de troca catiônica é baixa, 6,48 a 8,73 cmolckg⁻¹ (valor $T = \text{CTC} < 27 \text{ cmolckg}^{-1}$), indicando também a predominância do mineral argílico caulinita. Valores encontrados por Ferreira (1995) variaram de 2,04 a 3,73 cmolckg⁻¹ nos solos de Petrolândia e Mendonça Neto (2010) obteve valores de 7,90 a 9,70 cmolckg⁻¹ no solo de Parnaíba-PI.

A saturação por base expressa em porcentagem (valor V de 27,05 a 46,16%) é inferior a 50% tratando-se de um solo distrófico. A porcentagem de sódio, 2,98 a 4,86%, no complexo de trocável é baixa ($100 \text{Na}^+ T^{-1} < 6\%$) e cresce com a profundidade. A condutividade elétrica do extrato de saturação é alta, $> 4 \mu\text{S/cm/25}^\circ\text{C}$ e decresce com a profundidade. Levando em consideração as características acima descritas e as características macromorfológicas do perfil

de solo, resultados similares foram encontrados nos solos de Petrolândia-PE por Ferreira (1995) e no solo de Parnaíba-PI por Mendonça Neto (2010).

Conclui-se que o solo se enquadra na classe pedológica Neossolo Quartzorênico, com horizonte A fraco, textura arenosa fina, fase Caatinga hiperxerófila e relevo plano.

4.1.3 Caracterização da Dispersividade

Resultados dos ensaios de dispersão rápida (*Crumb test*) realizados na amostra do solo da profundidade 0,80 a 1,10m, mostraram que o torrão fragmentou-se, porém não coloriu a água, e as partículas de argila não estavam suspensas no líquido (Figura 4.3). De acordo com o critério de classificação de Sherard *et al.*, (1972) a fração argila do solo foi definida como Não Dispersiva (ND).

Figura 4.3 – Amostra do solo no início e no término do ensaio *Crumb Test*.



Fonte: Torres (2014).

Resultados do ensaio de granulometria com e sem uso do defloculante (Tabela 4.3) evidenciam que sem defloculante a porcentagem de areia fina é maior e a porcentagem de argila é menor, quando comparada com o uso de defloculante. Este comportamento foi verificado tanto por Fucale (2000) como por Ferreira (1995), significando que a argila não dispersou, resultando em flocos e com dimensões maiores.

Tabela 4.3 – Resultados do ensaio comparativo de granulometria.

Ensaio	Pedregulho	Areia grossa	Areia média	Areia fina	Silte	Argila
Com defloculante	0	0	06	88	01	05
Sem defloculante	0	0	06	92	0	02

Fonte: Autora.

A Figura 4.4 apresenta resultados do ensaio Furo de Agulha (*Pinhole Test*) e exibe a amostra de solo antes (Figura 4.4.a) e após a passagem da água (Figura 4.4.b). No final de 5 minutos a vazão do solo foi constante variando de 0,90 a 1,48ml/s em função da carga hidráulica aplicada. A relação entre a vazão e a carga hidráulica é aproximadamente linear e o diâmetro do furo praticamente não modificou (Figuras 4.4.c e 4.4.d). A análise quanto a dispersibilidade classifica o solo como ND, ou seja, Não Dispersivo.

É importante destacar a importância do molde dos corpos de prova e de sua colocação no equipamento, para que não existam caminhos preferenciais de percolação entre o solo e a parede do equipamento.

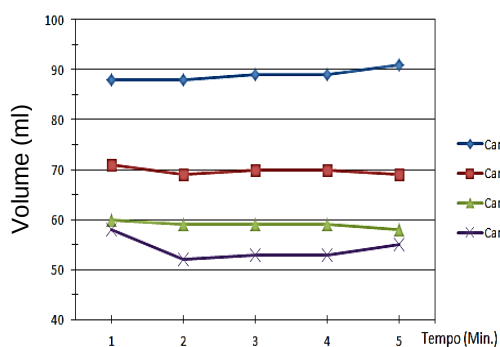
Figura 4.4 – Amostra do solo após término do ensaio Pinhole: a) Amostra antes do ensaio; b) Amostra após o ensaio; c) Relação volume versus tempo; d) Relação vazão versus carga hidráulica.



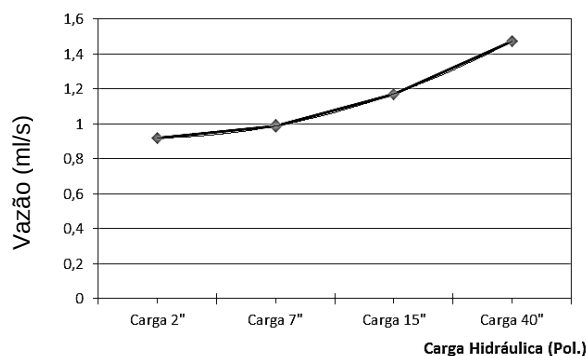
a) Amostra antes do ensaio



b) Amostra após o ensaio



c) Relação volume versus tempo



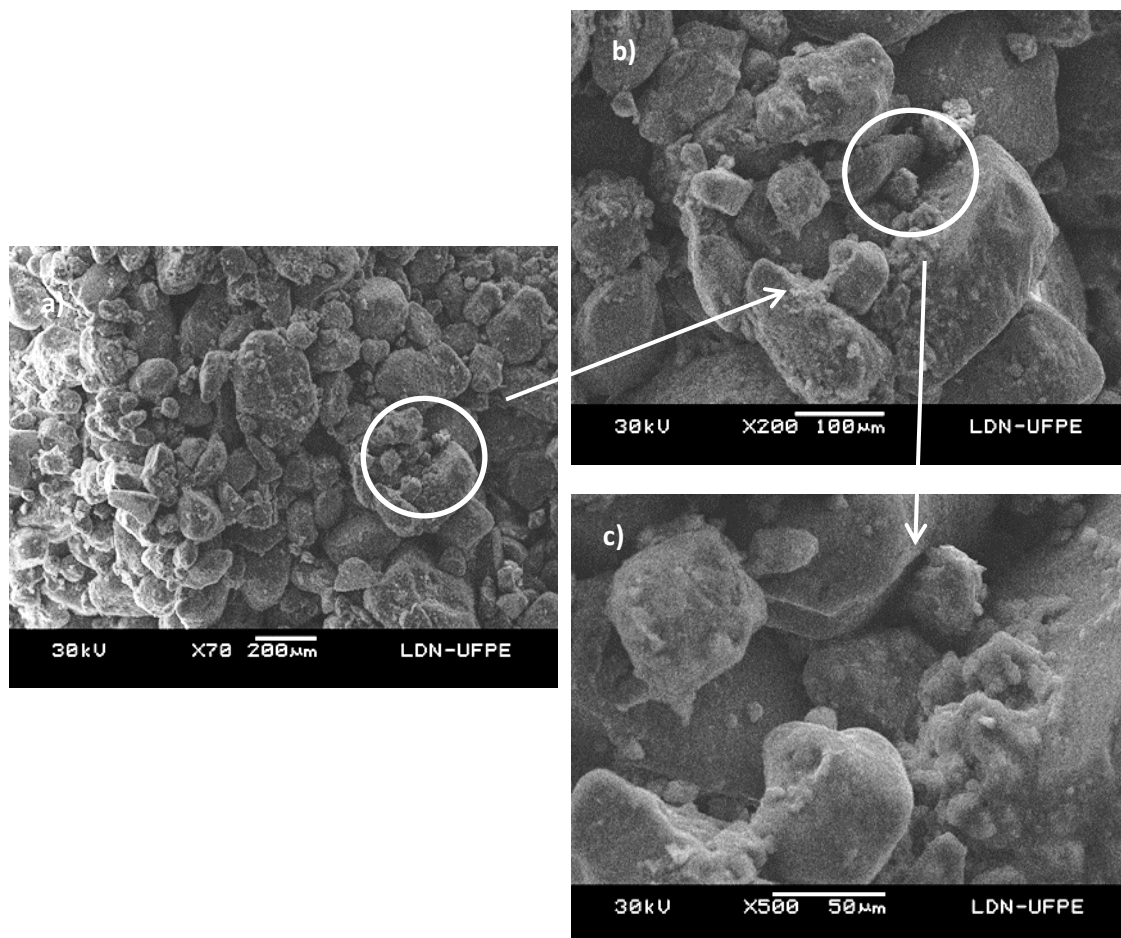
d) Relação vazão versus carga hidráulica

Fonte: Torres (2014).

4.1.4 Caracterização Microestrutural

No solo indeformado a matriz é constituída por intensa quantidade de grãos de areia e pouca argila. Os grãos de areia são quase totalmente de quartzo, sendo de tamanhos variados e formas arredondadas e subangulares (Figura 4.5). A pequena quantidade de argila reveste total ou parcialmente os grãos do esqueleto (areia), quase sempre não se estendendo ou formando pontes entre eles. Este tipo de estrutura condiciona a formação predominante de um tipo de porosidade, designada poros do empacotamento simples, que são os espaços vazios resultantes da junção de partículas de diferentes tamanhos e formas.

Figura 4.5 – Contextura do solo natural: a) Microestrutura em Poros de empacotamento Simples com ligações instáveis entre as partículas, b) Grãos de quartzo revestidos total ou parcialmente de argilas c) Ligações entre partículas de quartzo por silite e argilãs.



Fonte: Autora

O revestimento dos grãos do esqueleto é atribuído ao processo de aluviação, intemperismo em campo ou movimentações de natureza fisicogênica. Características similares foram observadas por Wolle *et al.*, (1978), Wolle *et al.*, (1981), Benvenuto (1982), Mendonça (1990) e Ferreira (1995).

4.1.5 Considerações Finais sobre caracterização Física, Química, da Dispersividade e Microestrutural

O solo estudado é uma Areia Mal Graduada constituído por mais de 90% de areia com fração de argila menor que 8% e silte < 2%. Os grãos são arredondados a sub angulares. O solo é não líquido e não plástico, com um potencial de variação de volume significativo quando inundado, requerendo tratamento pelo critério do *Design of Small* (1960 – 1974), tendo alta probabilidade ao colapso pelo critério de Handy (1973).

É um solo ácido ($\text{pH} < 7$), com condutividade elétrica alta ($> 4 \mu\text{S}/\text{cm}/25^\circ\text{C}$), baixa capacidade de troca de cátions ($< 27 \text{ cmolckg}^{-1}$), indicando a presença de Caulinita, é distrófico $v < 50\%$ e baixa quantidade de Sódio trocável ($< 6\%$). Este solo se enquadra na classe pedológica Neossolo Quartzorênico, com horizonte A fraco, textura arenosa fina, fase Caatinga hiperxerófila e relevo plano.

Os grãos de Quartzo encontrados estavam revestidos total ou parcialmente de argila, os grãos do esqueleto (areia) quase sempre não se estendiam ou formavam pontes entre eles. Eles possuem uma estrutura condicionada a formação de um tipo de porosidade designada Poros do Empacotamento Simples, que são espaços vazios resultantes da junção de partículas de diferentes tamanhos e formas.

4.2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO: AVALIAÇÃO DA COLAPSIBILIDADE, RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO, RESISTÊNCIA DE PONTA E MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICA.

São apresentados resultados da avaliação da colapsibilidade através de ensaios de campo e laboratório em amostras indeformadas e compactadas, da

resistência ao cisalhamento, da resistência de ponta obtida em campo e em laboratório no solo natural e inundado previamente, da avaliação do módulo de elasticidade em campo e da avaliação do coeficiente de empuxo no repouso durante o carregamento e inundado.

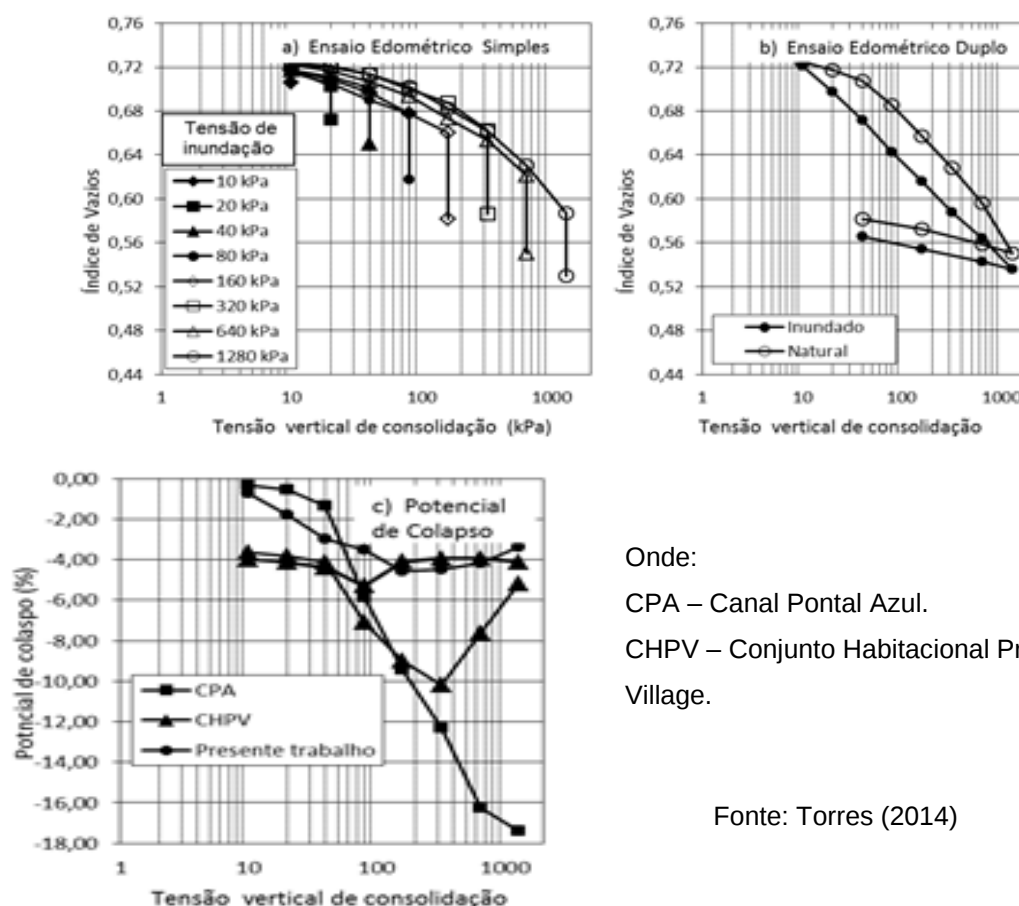
4.2.1 Avaliação da Colapsibilidade

A colapsibilidade foi avaliada em laboratório por ensaios edométricos simples, em amostras indeformadas e compactadas na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo, edométricos duplos em amostras indeformadas e em campo pelo expansocolapsometro.

4.2.1.1 Avaliação da Colapsibilidade Obtida em Laboratório.

A Figura 4.6 apresenta as curvas de variação do índice de vazios com a tensão vertical aplicada, obtidas a partir de amostras indeformadas dos ensaios edométricos simples e duplos.

Figura 4.6 – Resultados dos ensaios: a) Edométricos Simples. b) Edométrico Duplo. c) Variação do Potencial de Colapso com a Tensão aplicada.



Onde:

CPA – Canal Pontal Azul.

CHPV – Conjunto Habitacional Privê Village.

Fonte: Torres (2014)

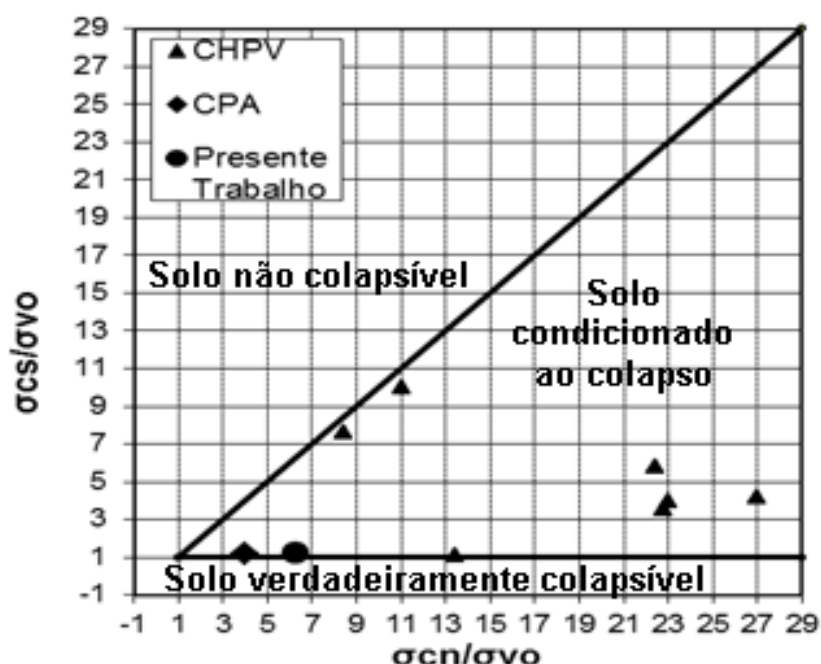
Os valores do índice de compressão no solo natural para a faixa de tensão de 10 a 40 kPa foi de 0,05 e na faixa de tensão de 80 a 1.280 kPa foi de 0,105, já no solo inundado previamente este valor foi de 0,095 para toda a faixa de tensão aplicada. O valor do índice de descarregamento, tanto no solo natural quanto no inundado, foi de 0,02. A inundação causa um acréscimo na compressibilidade do solo na faixa de tensão de 1 a 40 kPa, cerca de 2 vezes, e praticamente não modifica a compressibilidade na faixa de 80 a 1280 kPa. Os valores dos potenciais de colapso crescem com o aumento tensão aplicada atingindo um valor máximo de 4,58% a 160 kPa e depois decresce com o acréscimo da tensão, sendo esta a tensão crítica para o colapso máximo.

A Figura 4.7 mostra a aplicação do critério proposto por Reginatto e Ferrero (1973) para solos colapsíveis, onde as tensões de pré-consolidação dos solos, na umidade natural (σ_{CN}) e no solo inundado previamente com água destilada (σ_{CS}), foram determinadas como proposto por Martins (1983) e as tensões das terras (σ_{v0}) foram avaliadas a uma profundidade de 1,0 m.

A Figura 4.7 apresentou os valores dos potenciais de colapso calculados através da Equação 3.8, apresentada anteriormente, para as tensões verticais de inundação de 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1.280 kPa. Os Potenciais de Colapso obtidos para as tensões aplicadas de 160 kPa e 320 kPa foram respectivamente 4,58 e 4,40%. O critério de Jennings e Knight (1975) indica problema moderado para edificações quando o Potenciais de Colapso variam de 1 a 5% na tensão de 200 kPa. Assim pode-se considerar que o solo aqui analisado se enquadra nessa condição. Os valores dos potenciais de colapso (CP) obtidos na presente pesquisa, são inferiores aos encontrados por Silva (2003) no solo colapsível onde foi edificado o Conjunto Privê Village (Silva, 2003) e o Canal Pontal Azul (Fucale, 2000), em Petrolina-PE (Figura 4.6.c).

As deformações de colapso em laboratório ocorrem praticamente a um minuto do início da inundação. Este comportamento é típico dos solos colapsíveis arenosos. Comportamento semelhante foi encontrado por Alonso *et al.*, (1990) e Ferreira (1995). A figura 4.7 demonstra que o solo encontrado neste trabalho é considerado verdadeiramente colapsível.

Figura 4.7 – Critério de Reginatto e Ferrero (1973). Onde: CHPV – Conjunto Habitacional Privê Village e CPA – Canal Pontal Azul.

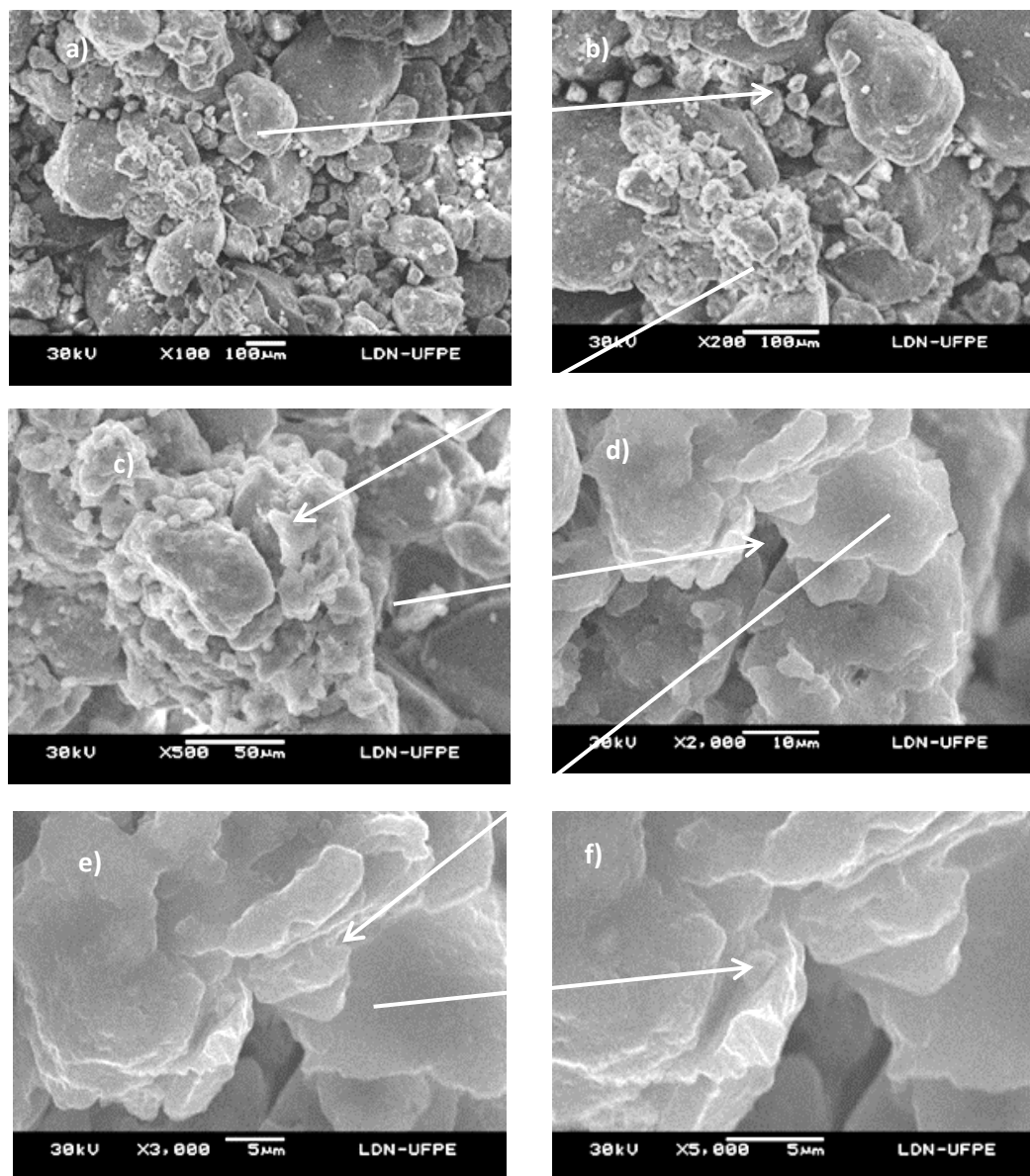


Fonte: Torres (2014).

4.2.1.2 Análise Microestrutural do Solo Colapsado Após o Ensaio Edométrico Duplo

Após o processo de compressão e colapso, o solo foi preparado para observação de sua estrutura no MEV, dessecado sob a tensão de 160,00 kPa e descarregado à tensão zero, com variação de volume positiva de 0,20%. Apesar de todos os efeitos do processo de preparação das amostras (secagem, alívio de tensão, corte, etc), observou-se que as estruturas do solo após colapso (Figura 4.8) foram similares às da amostra indeformada do solo natural. Há, entretanto, um empacotamento mais denso entre os grãos, causado pela aplicação da tensão e do colapso. A microestrutura do solo ainda era instável e os grãos de areia estavam revestidos com argila iluvial. A percolação da água provocou um carreamento das partículas de argilas, que passaram a preencher os vazios presentes na amostra indeformada.

Figura 4.8 – Textura do solo após colapso a 160 kPa e ampliações: a) Poros de Empacotamento Simples com maior densificação de partículas, b) Ligações entre partículas de quartzo por silte e argila c) Grãos de quartzo revestidos parcialmente de argilas d), e) e f) empilhamento de Caulinita.



Fonte: Autora.

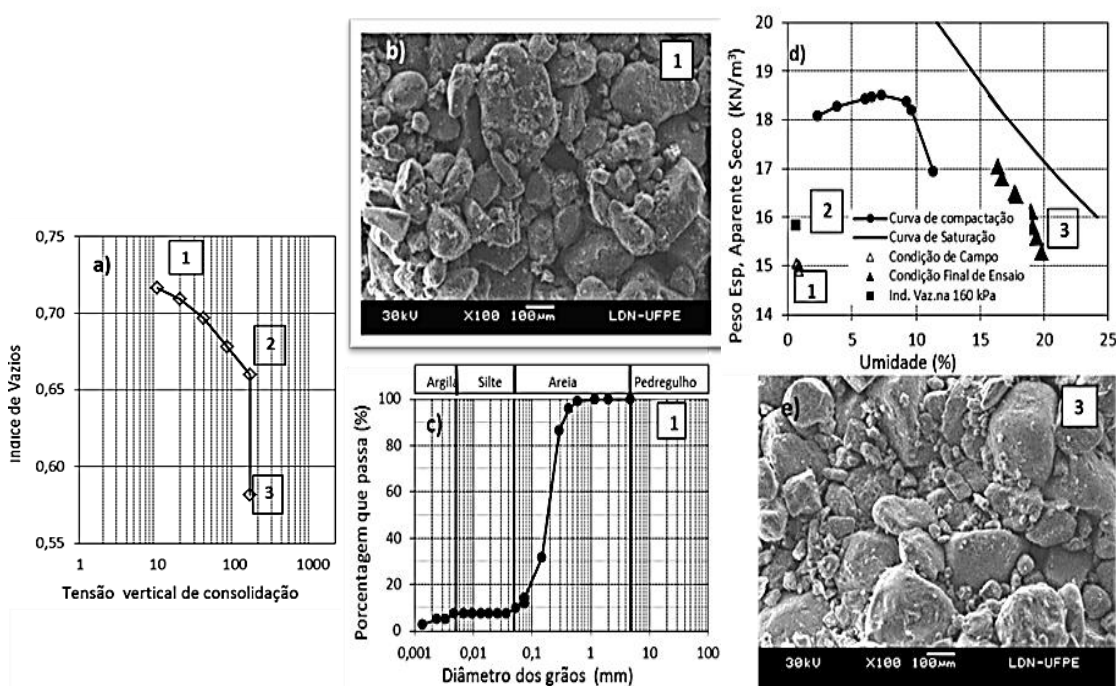
A mudança de umidade em um solo colapsível carregado (solo condicionado ao colapso) ou não (solo verdadeiramente colapsível) pode causar uma variação brusca de volume e rearranjo de sua estrutura. Esta variação se apresentou no solo aluvial de Petrolina-PE (Figura 4.9).

O solo estudado apresentou: índice de vazios inicial de 0,72 (indicado na Figura 4.9.a pelo número 1), microestrutura de Empacotamento Simples (indicada na

Figura 4.9.b pelo número 1), como essencialmente arenoso (indicado na Figura 4.9.c) pelo número 1), a umidade natural variando de 0,22 a 0,81% e peso específico aparente seco variando de 14,97 a 15,10 kN/m³ (indicado na Figura 4.9.d) pelo número 1). O solo comprimiu 2,07% sob a tensão vertical de 160 kPa na mesma umidade inicial, porém, agora com índice de vazios de 0,660 e grau de saturação de 3,23% (indicado na Figura 4.9.a e 4.9.d pelo número 2) e o peso específico aparente seco aumentou para 15,84 kN/m³ (indicado na Figura 4.9.d pelo número 2).

A inundação causou um colapso de 4,58%, o índice de vazios passou a 0,58 (indicado na Figura 4.9.a pelo algarismo 3), o peso específico aparente seco passou a 16,70 kN/m³, umidade 17,50% e grau de saturação de 80% (indicados na Figura 4.9.d pelo algarismo 3). Observa-se que a estrutura do solo após colapso ainda é de Empacotamento Simples (Figura 4.9.e), similar a do solo indeformado, porém o empacotamento é mais denso entre os grãos devido à aplicação da tensão e a inundação. É importante destacar que um solo após colapso ainda é instável e pode colapsar após a evaporação e nova inundação sob a mesma tensão aplicada, como apresentado por Ferreira (1995).

Figura 4.9 – Variação do potencial de colapso associado a tensão de expansão, índice de vazios crítico e grau de saturação crítica. Compilação dos resultados.



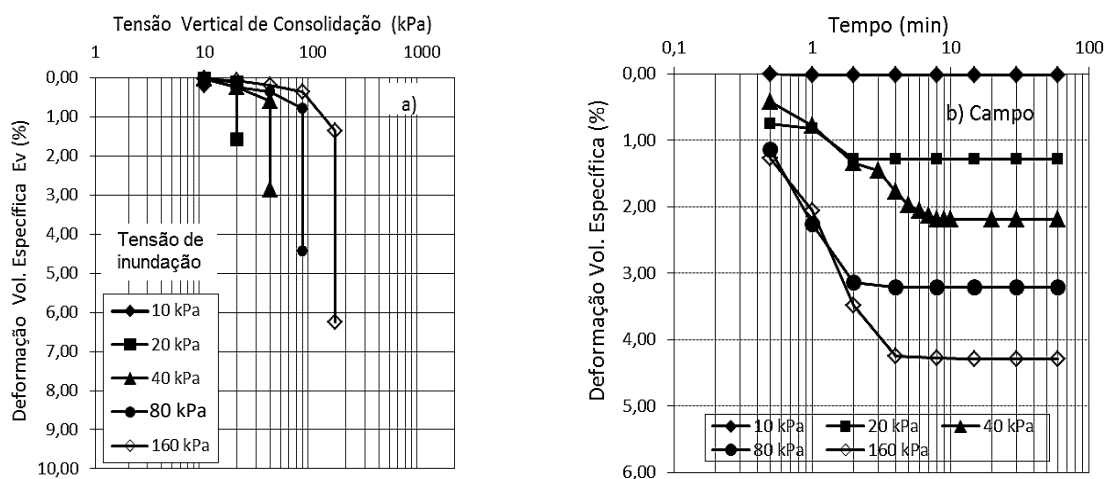
Fonte: Autora.

4.2.1.3 Avaliação da Colapsibilidade em Campo

A Figura 4.10.a apresenta as curvas de deformação volumétrica específica com a tensão vertical aplicada e a Figura 4.10.b mostra as curvas das deformações de colapso com o logaritmo do tempo, determinadas em campo através do equipamento expansocolapsômetro, com controle da vazão de inundação.

Em laboratório, cerca de 98% das amostras entram em colapso a um minuto do início da inundação e em campo o solo colapsa em quatro minutos (Figura 4.10.b). Esta diferença é atribuída ao caminho de água de percolação ser menor na amostra de laboratório do que no campo. Comportamento similar foi encontrado por Ferreira e Lacerda (1993), Ferreira (1995) e Fucale (2000).

Figura 4.10 – Avaliação da colapsibilidade em campo utilizando o equipamento expansocolapsômetro: a) curvas variação de volume com o tempo, b) curvas de deformação volumétrica com a tensão vertical.



Fonte: Torres *et al.*, (2015).

Para se avaliar e comparar os valores das deformações de colapso (ϵ_c) e dos potenciais de colapso (CP) obtidos em campo com os determinados em laboratório, é necessário definir em campo a espessura da camada do solo envolvida no processo de colapso. Esta profundidade pode ser determinada pela variação da umidade do solo com a inundação, ou pela profundidade abaixo da placa, onde a transmissão de tensão não é mais significativa ($z > 3d$, d é o diâmetro da placa). No caso em questão foi considerada a profundidade onde a variação da umidade do solo praticamente não foi alterada com a inundação ($Z = 2,5 \cdot d$). A Tabela 4.4 apresenta os valores dos potenciais de

colapso obtidos. Observa-se que o potencial de colapso cresce com a tensão vertical aplicada até a tensão utilizada no ensaio.

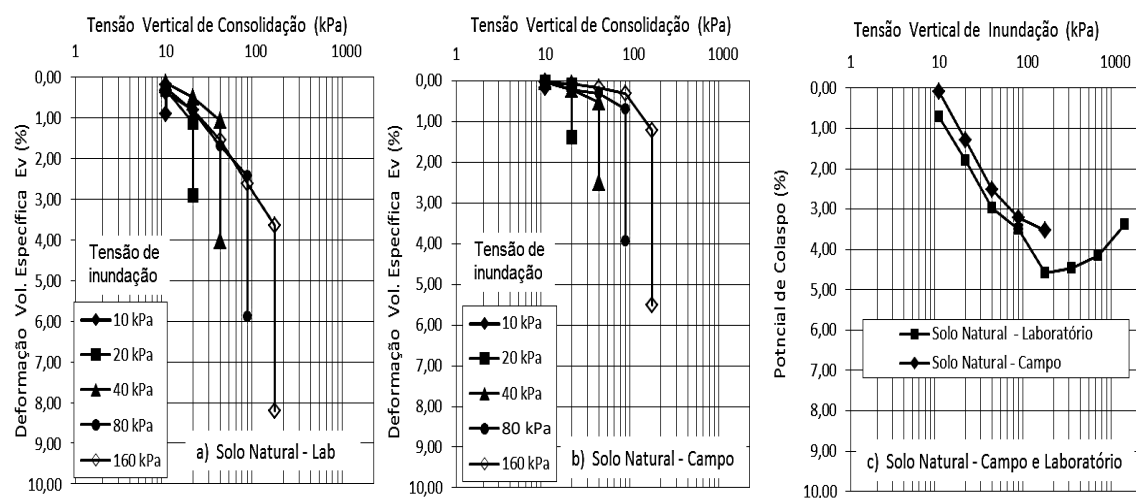
Tabela 4.4 – Potencial de colapso obtido através de ensaios de campo (expansocolapsômetro).

Ensaio	Prof. do ensaio (m)	Tensão inundação (kPa)	Potencial de colapso (%)
1	0,50	10	0,19
2	0,50	20	1,29
3	0,50	40	2,57
4	0,50	80	3,30
5	0,50	160	3,57

Fonte: Torres *et al.*, (2015).

A Figura 4.11 apresenta os valores das deformações volumétricas específicas com a tensão vertical aplicada, obtidos em laboratório através dos ensaios edométrico simples (Figura 4.11.a), e as correspondentes deformações, obtidas em campo com o expansocolapsômetro (Figura 4.11.b). Os valores em laboratório são superiores aos em campo. O mesmo comportamento foi verificado em relação aos valores dos Potenciais de Colapso (Figura 4.11.c).

Figura 4.11 – Curvas de deformação volumétrica específica e potencial de colapso com a tensão vertical aplicada, obtidas através de ensaios em laboratório e em campo.

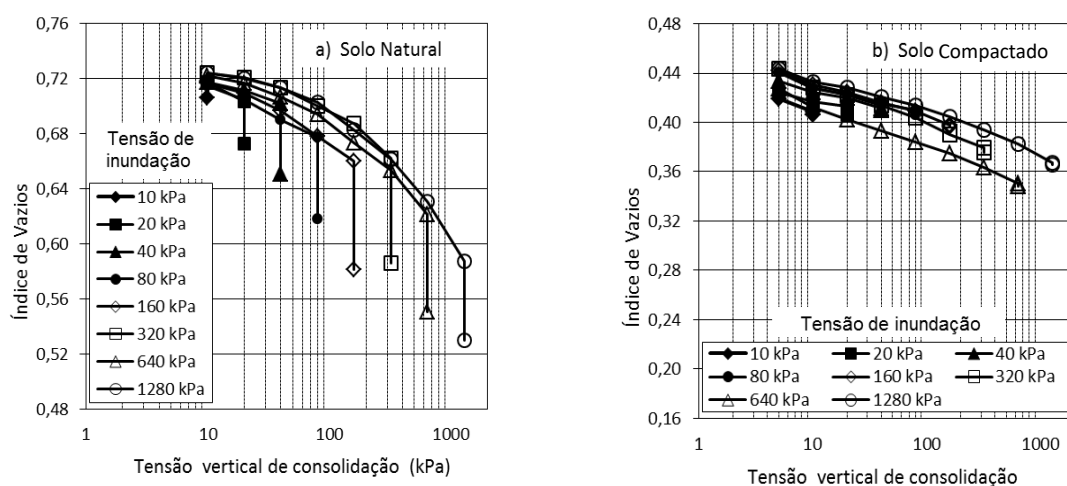


Fonte: Torres (2014).

4.2.1.4 Avaliação da colapsibilidade em amostras compactadas

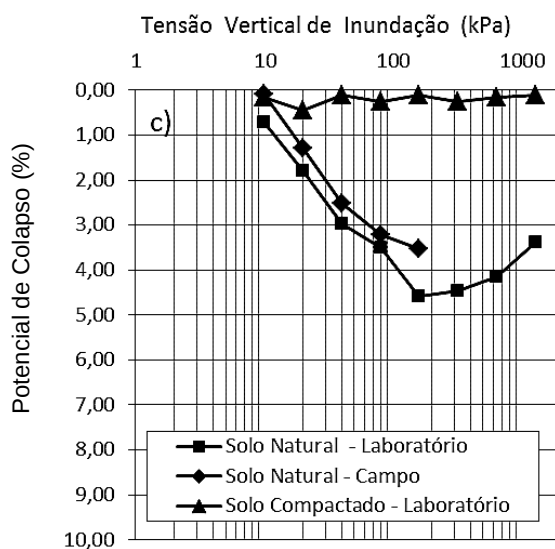
A compactação do solo na condição ótima reduz o índice de vazios inicial, aumenta o grau de saturação, a umidade, a resistência e confere ao solo uma estrutura estável quando inundado. A Figura 4.12 apresenta resultados dos ensaios edométricos simples de amostras indeformadas (Figura 4.12.a) e de amostras compactadas de laboratório na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo (Figura 4.12.b). O solo compactado, quando inundado em qualquer tensão, apresenta valores de potenciais de colapso inferiores a 0,50% (Figura 4.13), não sendo considerado solo colapsível por todos critérios.

Figura 4.12 – Curvas de variação do índice de vazios versus tensão aplicada: a) Solo natural e b) Solo compactado.



Fonte: Torres (2014).

Figura 4.13 – Variação do potencial de colapso com a tensão aplicada obtidos em campo e em laboratório em solo solo natural e compactado.

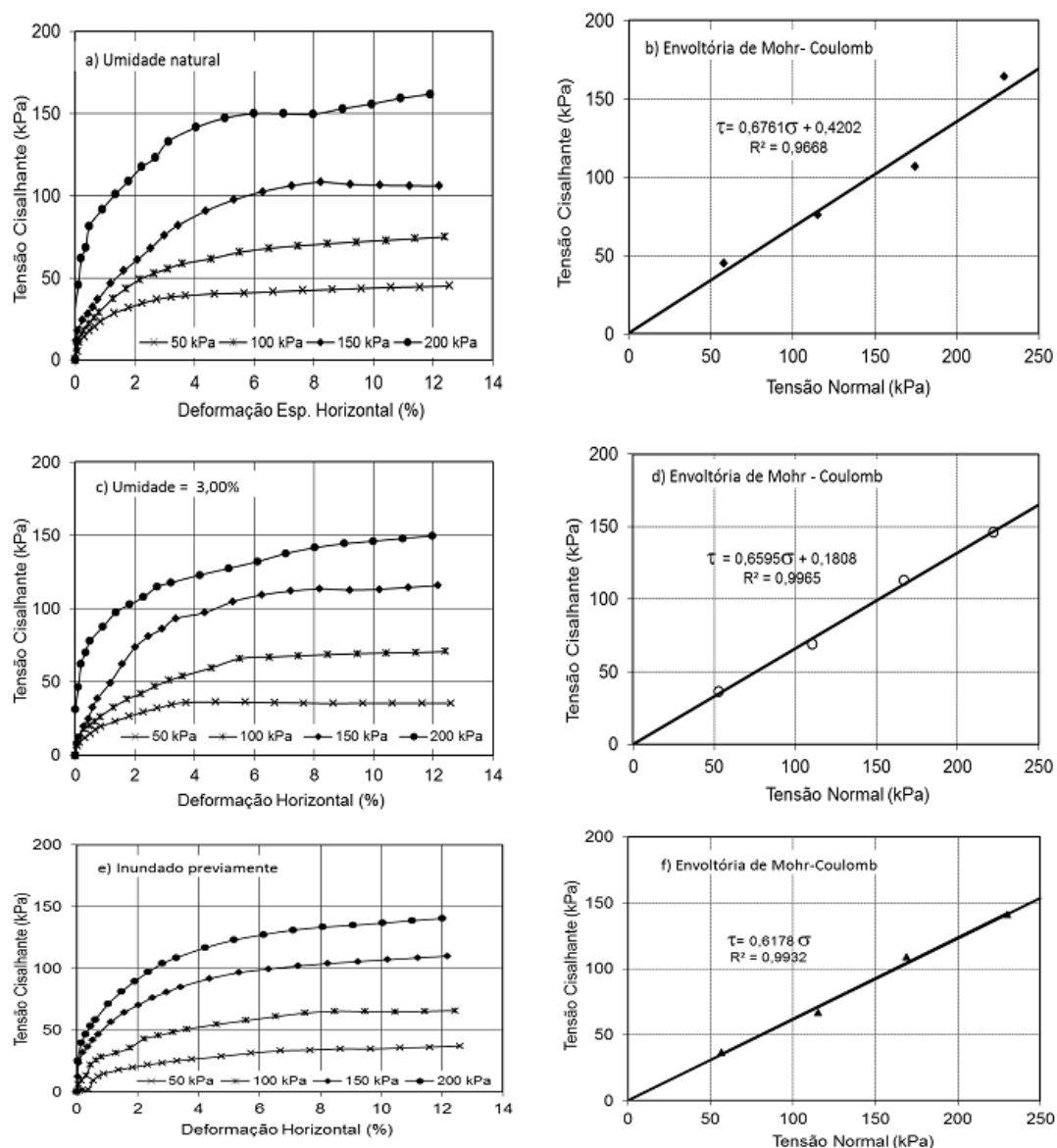


Fonte: Torres (2014).

4.2.2 Caracterização da Resistência ao Cisalhamento

As curvas tensão cisalhante versus deformação horizontal apresentam comportamento plástico para tensões normais até 100 kPa e plástico com pequeno endurecimento para tensões de 150 e 200 kPa (Figura 4.14.a, c, e). A envoltória de resistência de Mohr-Coulomb é praticamente retilínea para todas as umidades iniciais de ensaios com coeficiente de correlação (R^2) superior a 0,9668.

Figura 4.14 – Curvas Tensão Cisalhante versus Deformação Horizontal e envoltória de Mohr-Coulomb obtidas através dos ensaios de Cisalhamento Direto: a) e b) umidade natural, c) e d) na umidade de 3% e e) e f) inundado previamente.



Fonte: Autora

O solo apresenta pequena coesão, variando de 0,40 kPa na umidade natural a zero quando inundado previamente e o ângulo de atrito apresenta pequena variação de 34° a 31°. Os ângulos de atrito obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em laboratório na condição natural e inundado previamente foram respectivamente 34° e 31°. Valores muito próximos aos obtidos utilizando as correlações de Guidi (1975). O acréscimo de umidade ao solo colapsível de Petrolina-PE reduziu a coesão e causou pequena variação no ângulo de atrito.

Para uma mesma umidade inicial o Módulo de Elasticidade Inicial cresce com a tensão normal aplicada e o acréscimo de umidade causa uma diminuição nos módulos para uma mesma tensão normal aplicada (Tabela 4.5).

Tabela 4.5 – Índices físicos iniciais, condições na ruptura, Módulo de elasticidade Inicial, coesão e ângulo de atrito.

Condição Inicial	σ_n	Índices Físicos				ε_{rup}	σ_{rup}	τ_{rup}	E	c	ϕ°
	kPa	w %	e	Sr %	%		kPa		kPa	kPa	w %
Natural	50	0,22	0,72	9,69	13,75		57,83	44,99	1600	0,40	34
	100				13,36		115,43	75,86	1625		
	150				14,18		174,78	106,74	2000		
	200				12,89		229,00	164,20	12700		
w= 3%	50	3,00	0,72	11,01	4,70		52,47	36,27	2175	0,18	33
	100				9,44		110,43	69,32	2650		
	150				10,18		167,00	113,31	3500		
	200				9,99		222,20	146,03	12000		
Inundado Previamente	50	24,52	0,72	90,00	12,60		57,20	37,24	2222	0,00	31
	100				13,41		115,59	66,59	2928		
	150				14,15		174,72	112,48	4333		
	200				12,99		229,88	141,00	7500		

Fonte: Autora.

4.2.3 Perfil de Solo e Avaliação da resistência de ponta no solo na umidade natural e inundado.

4.2.3.1 Perfil Geotécnico

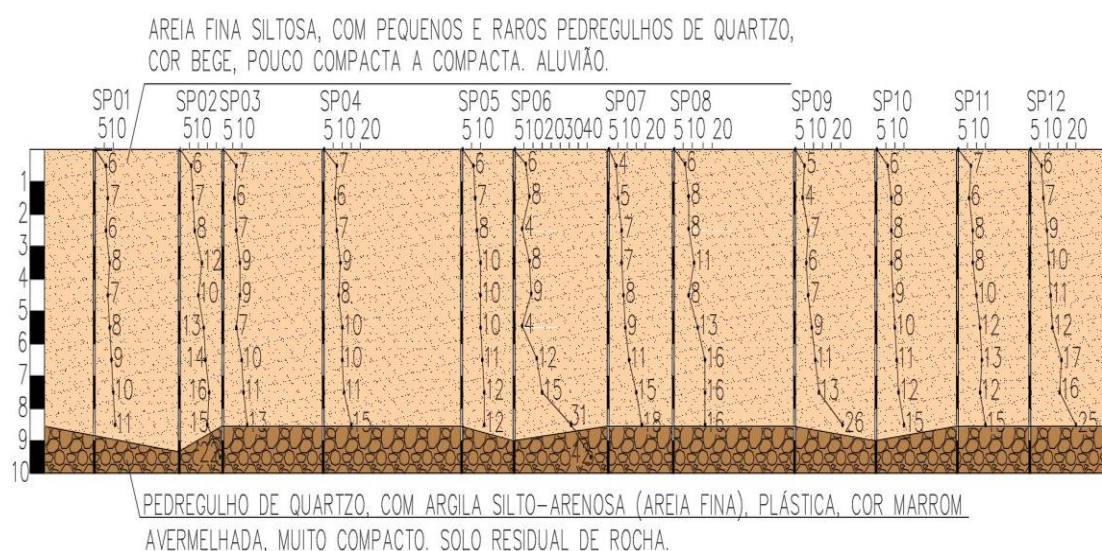
Inicialmente é apresentado o perfil de solo e a variação do Índice de Resistência a Penetração Dinâmica ($N_{SP\tau}$) com a profundidade. As sondagens do solo de Petrolina-PE, fornecidas pela construtora; foram realizadas até a profundidade média de 11,0 m, embora o impenetrável a percolação tenha sido

atingido a 9,50 m. Foi possível identificar um perfil de solo com 2 camadas formadas a partir da superfície: a primeira camada de areia fina siltosa de pouco a medianamente compacta e com espessura média de 8,45 m, e a segunda formada por um pedregulho com argila siltosa onde o limite da sondagem foi atingido a 11,00 m (Figura 4.15.a). A Figura 4.15.b mostra a variação do N_{SPT} com a profundidade dos 12 furos indicando a faixa dos valores obtidos.

Considerando os valores médios do índice de resistência à penetração (golpes/0,3 m), nota-se que este cresce com a profundidade ($N_{SPT} = 1,5Z + 3,6$ com $R^2 = 0,91$ e Z em m), como mostra a Figura 4.15.b.

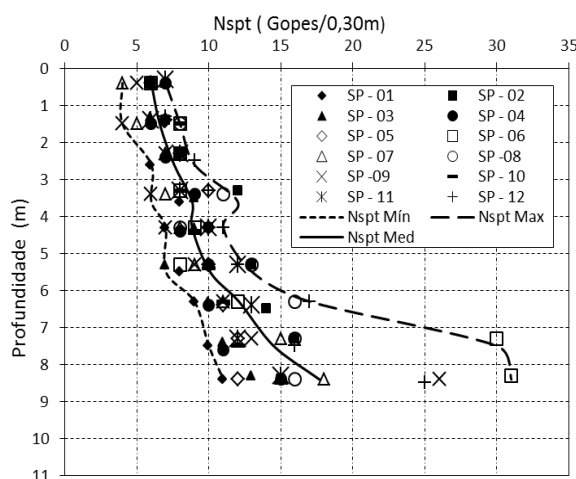
Figura 4.15 – Perfil Longitudinal do solo e Variação do N_{SPT} com a profundidade.

a) Perfil Longitudinal Geotécnico



Fonte: Autora

b) Variação do N_{SPT} com profundidade



Fonte: Torres et al., (2015).

Considerando a profundidade de coleta do bloco (1,0 m), o valor médio do $N_{SPT} = 6$ golpes / 0,3 m, obtido através das determinações entre as 0,50 m e 1,30 m de profundidade e as correlações entre N_{SPT} , o grau de compactação e o ângulo de atrito apresentadas por Guidi (1975), obtém-se para o solo na umidade natural um ângulo de atrito 32° e 34° respectivamente. Considerando agora a relação $K_{WSPT} = N_{SPTNat} / N_{SPTinundado}$ resultando em 1,40, obtida por Ferreira (1995) para o solo colapsível de Petrolândia-PE com textura e propriedades geotécnicas semelhantes ao solo estudado na profundidade de 1,0 m, obtém-se valores de ângulo de atrito de 30° e 33° , respectivamente, por Guidi (1975).

4.2.3.2 Avaliação da resistência de ponta por meio do Penetrômetro Estático realizado em campo em solo na umidade natural e inundado

Os valores médios da relação ($K_w = P_q / P_{qw}$) encontrados no presente estudo variaram de 1,2 a 1,8 com a profundidade. Os valores de K_w para o solo colapsível de Petrolina-PE são muito próximos aos obtidos por Reznik (1989), o qual utilizou resultados de ensaio de cone (CPT) para tensões inferiores às obtidas na presente pesquisa. Os valores da razão $K_{WSPT} = N_{SPTNat} / N_{SPTinundado}$ resultando em 1,4 obtidos através de ensaios com penetração dinâmica por Ferreira (1995) em solo de Petrolândia-PE, com textura e propriedades geotécnicas semelhantes ao solo estudado, ficaram na faixa de variação ($K_w = P_q / P_{qw}$) obtida por meio de ensaio estático.

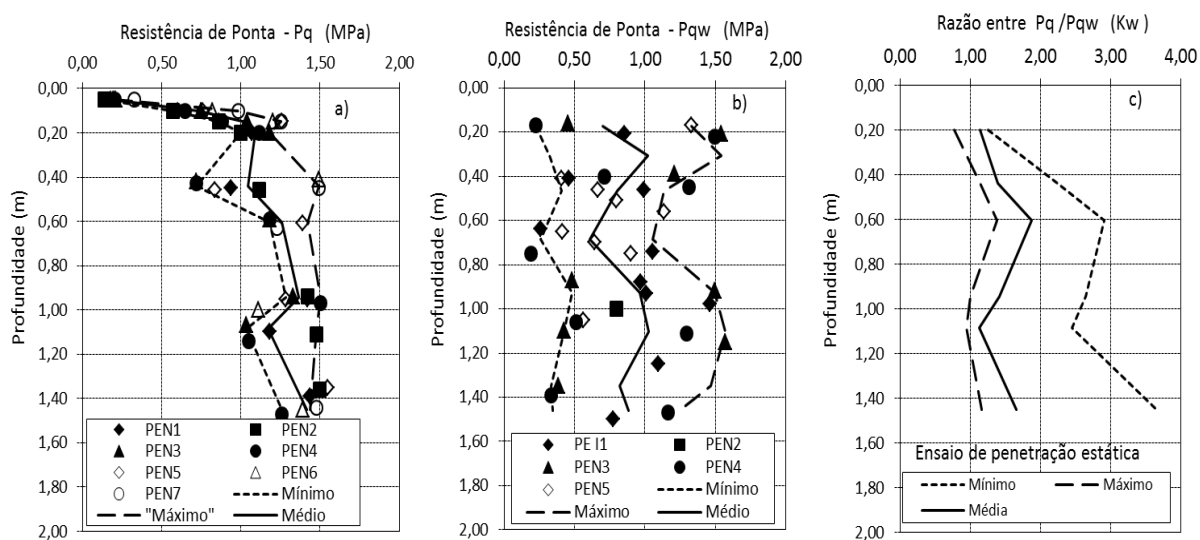
O ângulo de atrito do solo pode ser calculado a partir da resistência de ponta determinada em campo através de várias correlação. Considerando a proposta de Sangleard (1972), que relaciona a razão entre a resistência de ponta e a tensão vertical efetiva com o ângulo de atrito ($q_c / 2 \sigma_v \times \Phi$), o ângulo atrito do solo estimado a 1,0 m (profundidade de coleta do bloco), na condição natural é de 35° e na condição de inundação é de 33° . Esses valores são próximos aos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em laboratório (34° na condição de umidade natural e 31° na condição de inundado previamente).

A Figura 4.16 apresenta a variação da resistência de ponta (P_q) no solo determinada com o penetrômetro estático até a profundidade de 1,40 m, na umidade natural e inundada. A resistência de ponta do solo na umidade natural

(P_q) cresce linearmente com a profundidade até 0,20 m e para profundidades superiores varia de 1,0 a 1,5 MPa (Figura 4.16.a). No solo inundado previamente a resistência de ponta (P_{qw}) variou de 0,30 a 1,50 MPa, sem evidências de crescer com a profundidade (Figura 4.16.b).

A razão entre a resistência de ponta do solo na umidade natural e inundado ($K_w = P_q/P_{qw}$) é variável com a profundidade, com valores próximos a 1 na superfície do terreno e chegando a 3,5 na profundidade de 1,40 m (Figura 4.16.c). Na profundidade de 1,0 m o valor médio de K_w foi de 1,3 da condição natural em relação a inundada.

Figura 4.16 – Resistência de Ponta com Penetrômetro estático. a) Solo na umidade natural; b) Solo inundado previamente; c) Razão entre a resistência de ponta obtida no solo natural e inundado.



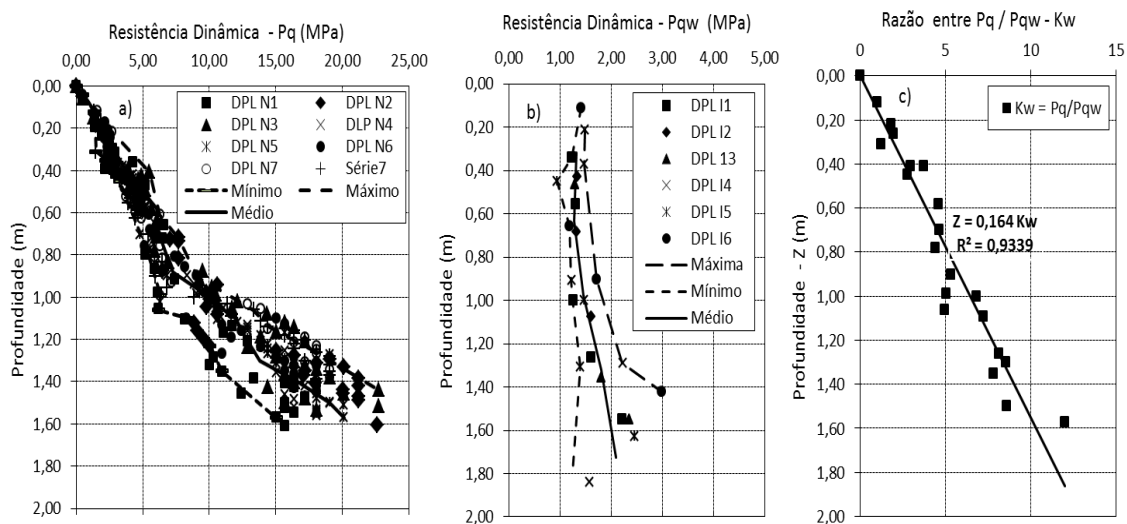
Fonte: Torres *et al.*, (2015).

4.2.3.3 Avaliação da resistência de ponta por meio do penetrômetro DPL em campo no solo na umidade natural e inundado previamente

A Figura 4.17 mostra os valores da resistência de ponta (P_q) determinados com o penetrômetro de impacto – DPL até a profundidade de 1,40 m, no solo na umidade natural e inundado. A resistência de ponta no solo na umidade natural cresce com a profundidade (Figura 4.17.a) e no solo inundado varia de 1 a 2 MPa até 1,0 m de profundidade e de 1,2 a 3,5 MPa até a profundidade de 1,40 m (Figura 4.17.b). Os valores da razão entre a resistência de ponta do solo

na umidade natural e inundado ($K_w = P_q / P_{qw}$) crescem com a profundidade, $K_w(\text{MPa}) = 6 Z(\text{m})$ (Figura 4.17.c).

Figura 4.17 – Resistência de Ponta obtidas com Penetrômetro de Impacto (DPL): a) Solo natural, b) Solo inundado e c) Relação entre a resistência de ponta no solo natural e inundado.



Fonte: Torres *et al.*, (2015).

A Tabela 4.6 apresenta os valores da resistência de ponta de uma estaca metálica obtidos pelo método de Aoki-Velloso (1975) e de Decourt-Quaresma (1978), considerando os valores do Índice de Resistência a Penetração (N_{SPT}) obtidos na areia de Petrolina-PE nas profundidades de 0,50 m e 1,30 m. Também, foram colocados os valores mínimo, médio e máximo da resistência de ponta obtida por meio dos Penetrômetros Estático (PE) e Dinâmico (DPL). É importante destacar que quando se utiliza a equação dos holandeses para se avaliar a resistência de ponta por fórmulas dinâmicas, o fator de segurança recomendado é de 10 e pelos métodos de Aoki-Velloso (1975) e Decourt-Quaresma (1978) é de 2.

As razões médias entre as resistências de pontas obtidas com o penetrômetro estático, com o penetrômetro de impacto dinâmico (DPL) e com as calculadas pelos métodos Aoki-Velloso (1979) e Decourt-Quaresma (1978) são respectivamente: 2,04; 1,18; e 1,02. Verifica-se que os penetrômetros estático (PE) e dinâmico (DPL) utilizados como métodos de investigação semidireto são ferramentas importantes para investigar os solos arenosos em superfície e apresentam resultados consistentes da resistência de ponta admissível. É

importante destacar também que os valores obtidos pelas correlações entre o DPL e o PE são de energias cinéticas diferentes.

Tabela 4.6 – Valores mínimos, médios e máximos da Índice de Resistência a Penetração (N_{SPT}) da Resistência de Ponta obtidos pelos ensaios com os penetrômetros e os obtidos pelos métodos de Aoki-Velloso (1975) e de Decourt-Quaresma (1978).

Índice de Resistência a Penetração (N_{SPT}) e Resistência de Ponta.	Profundidade (m)	Valor Mínimo	Valores Médios	Valor Máximo
N_{SPT} (Golpes/0,3m)	0,50	4,00	6,00	7,00
	1,30	4,00	6,50	8,00
Resistência de Ponta - PE (MPa)	0,50	0,70	1,05	1,50
	1,30	1,30	1,40	1,50
Resistência de Ponta – DPL (MPa)	0,50	0,30	0,35	0,40
	1,30	1,00	1,35	1,85
Resistência de Ponta (MPa) Aoki-Velloso (1975)	0,50	0,73	1,10	1,28
	1,30	0,73	1,19	1,46
Resistência de Ponta (MPa) Decourt-Quaresma (1978)	0,50	0,80	1,25	1,50
	1,30	0,93	1,33	1,57

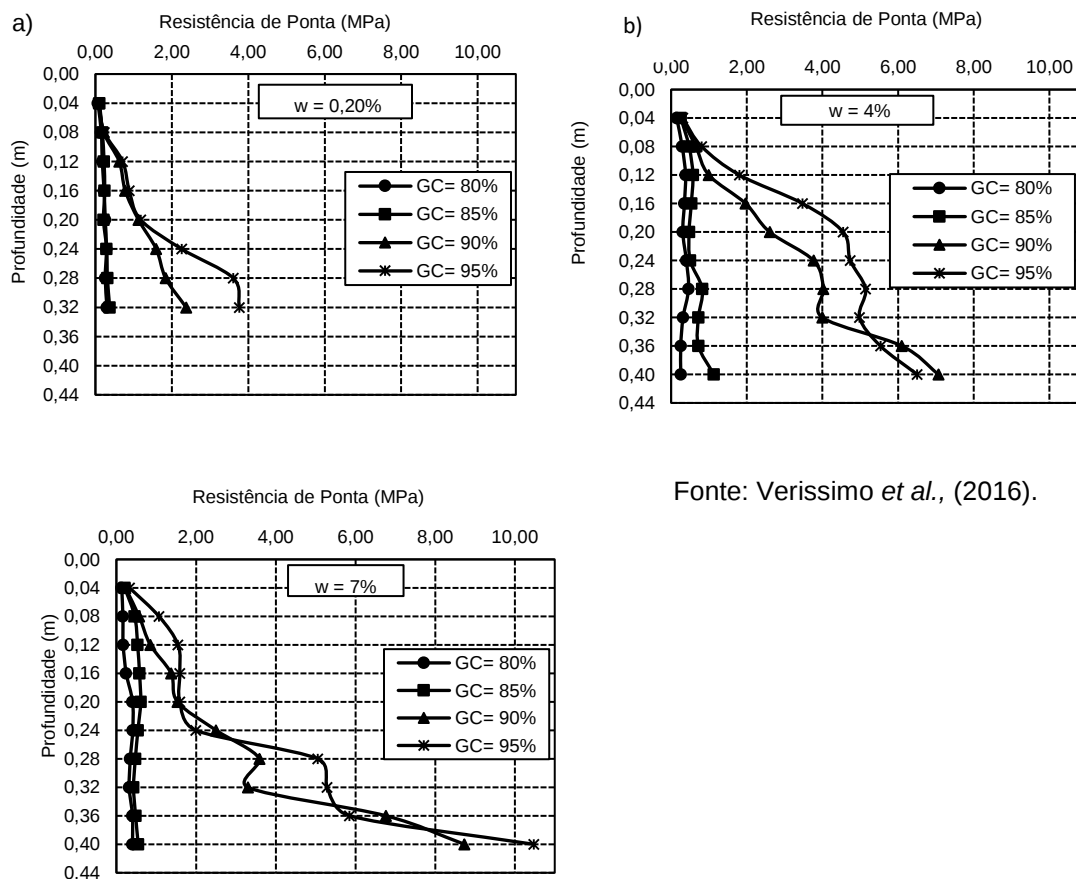
4.2.3.4 Avaliação da resistência de ponta em amostras compactadas em Lisímetros e Cilindros do Proctor com penetrômetro estático.

No presente estudo, para uma mesma profundidade, a resistência de ponta cresce com o acréscimo do grau de compactação, em decorrência do maior entrosamento entre partículas e redução do volume de ar. Comportamento semelhante foi obtido por Claus (2014) e Santos Neto (2015). Isto se deve a função que a água exerce no ramo seco da curva de compactação, segundo Lambe e Whitman (1969) o acréscimo de água reduz o atrito grão a grão, fazendo com que a mesma energia aplicada realize um maior trabalho, reduzindo os vazios e, conseqüentemente, causando maior entrosamento e resistência.

A Figura 4.18.a apresenta os valores médios da resistência de ponta (P_q), determinados com o penetrômetro estático, em amostras compactadas em lisímetros na umidade natural e com graus de compactação de 80%, 85%, 90% e 95%. Na mesma imagem foram colocados os valores médios da resistência de ponta (P_q), determinados com o penetrômetro estático, em amostras

compactadas em lísímetros nas umidades de 4% (Figura 4.18.b) e 7% (Figura 4.18.c), realizados por Verissimo *et al.*, (2016). Os valores dos índices físicos dos corpos de prova são apresentados no quadros A-2 a A-4 do apêndice.

Figura 4.18 – Variação da resistência de ponta com a profundidade obtidos em amostras compactadas em lísímetros: a) $w = 0,20\%$, b) $w = 4,00\%$ obtidas por Verissimo *et al.*, (2016), c) $w = 7,00\%$ obtidas por Verissimo *et al.*, (2016).



Fonte: Verissimo *et al.*, (2016).

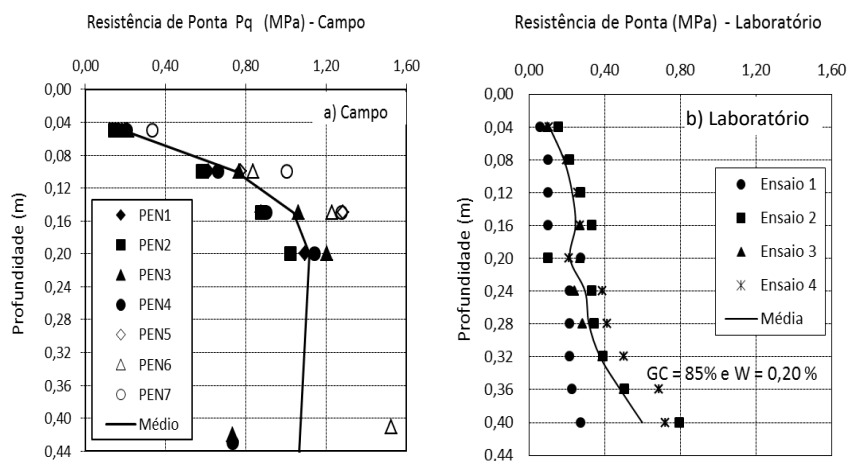
Fonte: Verissimo *et al.*, (2016).

Embora sabendo que a estrutura do solo em campo é diferente daquela de laboratório, devido ao rearranjo das partículas, quebra de agentes cimentantes, processo de compactação etc, será aqui realizada uma comparação entre a resistência de ponta obtida em campo com a de laboratório. Para tanto é importante destacar o efeito de bordo para avaliação, em laboratório, da resistência de ponta média ao longo da profundidade. Procurando reduzir este efeito, o comprimento do lisímetro foi dividido em três partes, de 0 a 120 mm, de 120 a 360 mm e de 360 a 500 mm. Na primeira há um efeito maior no processo de compactação (trecho de menor confinamento), havendo uma redução no

valor médio da resistência de ponta, e na terceira parte há um efeito da base do lisímetro que é rígida, levando um maior valor da resistência média. Assim a resistência média considerada para a comparação entre os resultados de campo com os de laboratório foi no trecho médio do lisímetro, entre as profundidades de 120 a 360 mm.

A Figura 4.19 apresenta os resultados da resistência de ponta média do solo na umidade natural, com grau de compactação de 85%, obtidos com o Penetrômetro Estático. Os valores médios em campo até profundidade 0,44 m variou de 0,15 MPa a 1,00 MPa (Figura 4.19.a). A resistência de ponta média cresceu com a profundidade variando de 0,10 MPa a 0,68 MPa (Figura 4.19.b). Considerando as profundidades de 120 a 360 mm no lisímetro, a resistência de ponta média obtida nos ensaios em campo é cerca de 3,9 vezes maior do que a obtida em laboratório, no solo compactado em condições muito próxima a de campo. Isto se deve ao fato de que na microestrutura do solo indeformado os grãos de areia estão revestidos por uma película de argila (argilã), o que confere ao arranjo uma resistência, fator destruído no solo compactado pelo destorroamento, homogeneização e compactação.

Figura 4.19 – Comparação variação da resistência de ponta em campo e laboratório.



Fonte: Verissimo *et al.*, (2015).

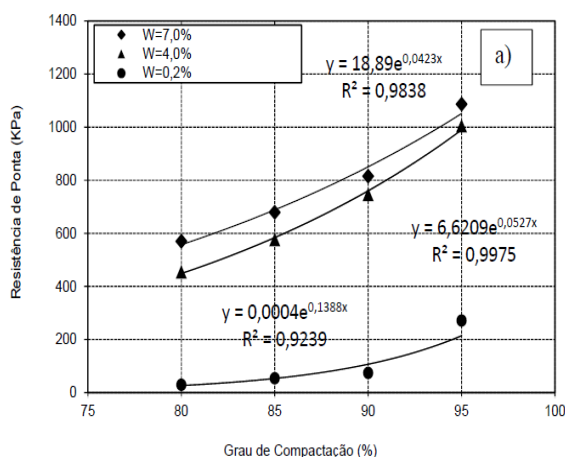
A resistência de ponta em cilindro Proctor para o solo não saturado atingiu maior valor na umidade de 7% e GC 95%, com valor de 1.086,89 kPa, e na umidade de 0,22% e GC 85% a resistência apresenta menor valor, de 29,89 kPa (Figura 4.20.a). Ao se cravar o cone percebeu-se uma perda progressiva da resistência

de ponta, atingindo o zero em todos os graus de compactação estudados (85%, 90% e 95%), ao ser moldado na umidade natural (Figura 4.20.b).

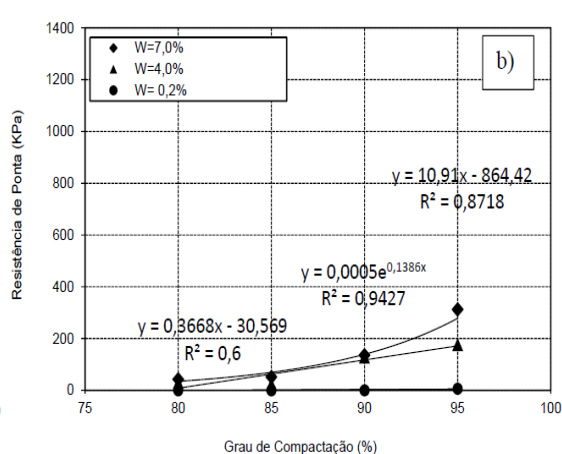
A resistência de ponta cresce com o grau de compactação, GC de 95%, atingindo 270 kPa (Figura 4.20.c), isto ocorreu após a inundação e cravação do cone na amostra. O aumento de resistência aconteceu devido ao rearranjo do solo após o colapso, causado pela descompactação inicial com maior resistência a penetração.

Figura 4.20 – Resistência de ponta do solo com diferentes graus de compactação e umidades de moldagens. a) GC 85%; b) GC 90%; c) GC 95%;

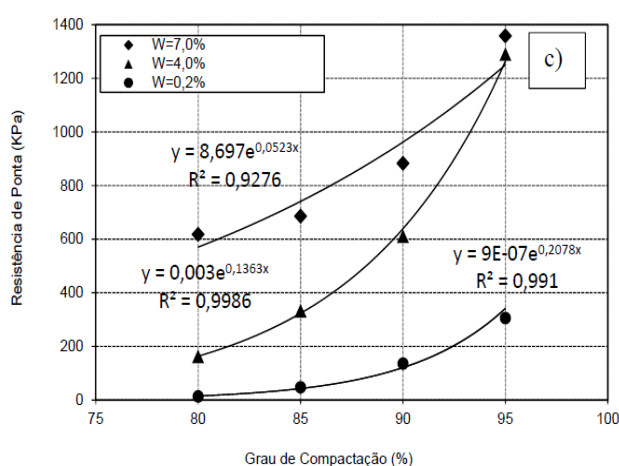
a) GC 85%



b) GC 90%



c) GC 95%



Fonte: Verissimo *et al.*, (2015).

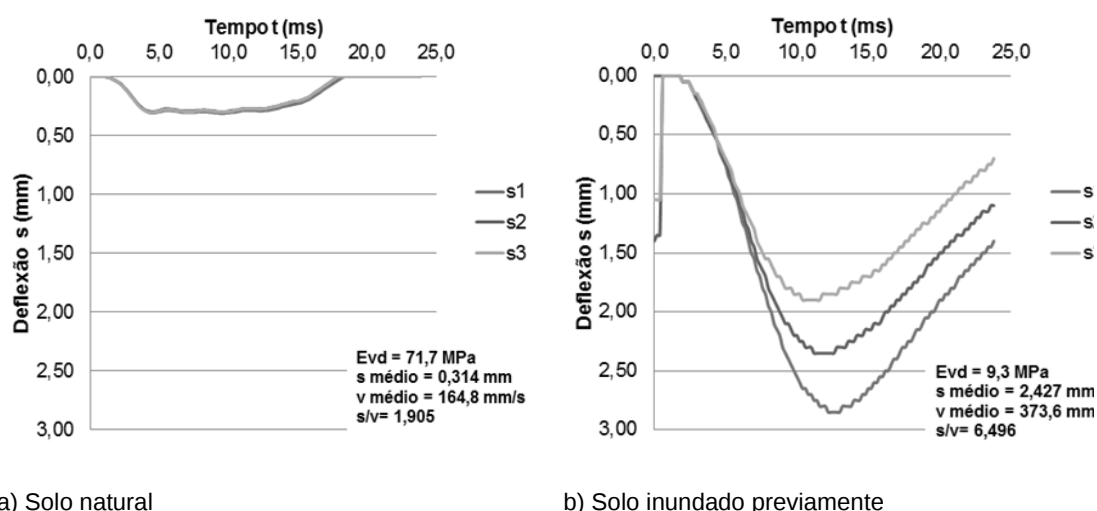
4.2.4 Avaliação do Módulo de Elasticidade Dinâmico Avaliado pelo *Light Weight Deflectometer* – LWD

Na condição natural o solo colapsível apresentou uma estrutura instável, porém com uma rigidez temporária devido a sucção elevada e/ou cimentação. A rigidez justifica as pequenas deflexões, o maior módulo de elasticidade e a sobreposição das curvas individuais de deflexão (Figura 4.21.a). Quando o solo analisado havia sido inundado previamente a rigidez temporária foi alterada pela entrada da água, ocasionando a diminuição da sucção e/ou quebra das ligações cimentantes, o que resultou em um solo com menor rigidez.

Solos fofos ou poucos resistentes apresentam baixos valores de módulo de elasticidade e as três curvas individuais de deflexão apresentam afastamentos entre si (TERRATEST, 2013). Esse comportamento é verificado no solo inundado previamente, como demonstra a Figura 4.21.b. A entrada de água no solo colapsível provoca a diminuição da sucção e rigidez. O solo na umidade natural muito baixa associado a um módulo de elasticidade maior indica uma maior rigidez e conseqüentemente menores deflexões, a inundação eleva a umidade, reduz a sucção, reduz o módulo de elasticidade e eleva as deflexões que crescem a medida que os impactos (cargas) são aplicadas. Portanto, através da análise das curvas de deflexões, é possível perceber o comportamento do solo quanto à perda da resistência quando submetido à inundação e aplicação de carga.

Resultados dos ensaios realizados com *Light Weight Deflectometer* – LWD em solo na umidade natural e inundado previamente são mostrados na Figura 4.21. As deflexões após impacto no solo na umidade natural são sobrepostas (Figura 4.21.a enquanto que no solo inundado previamente há distanciamento das 3 curvas individuais; assim como constata-se os valores das deflexões maiores (Figura 4.21.b). As deflexões no solo inundado previamente são 7,7 vezes maiores que as deflexões no solo natural. O grau de compactabilidade (s/v) no solo natural é superior a 3 vezes a do solo inundado.

Figura 4.21 – Curvas de deflexões individuais para o solo na umidade natural e inundado previamente, ensaio realizado com peso de 10 kgf: a) Solo Natural – Ponto 6 da Área A; e b) Solo previamente inundado – Ponto 5 da Área B.



Fonte: Borges *et al.*, (2016).

Os valores do módulo de elasticidade (E_{LWD}) no solo natural variam de 46,3 a 79,2 MPa, enquanto no solo inundado, variam de 9,3 a 22,5 MPa (Tabela 4.7). A inunda  o causa uma redução de 88% nos valores dos módulos de elasticidade. O solo inundado previamente apresenta valores menores que o solo na umidade natural, enquanto que as deflexões ($s_{médio}$) apresentaram valores superiores.

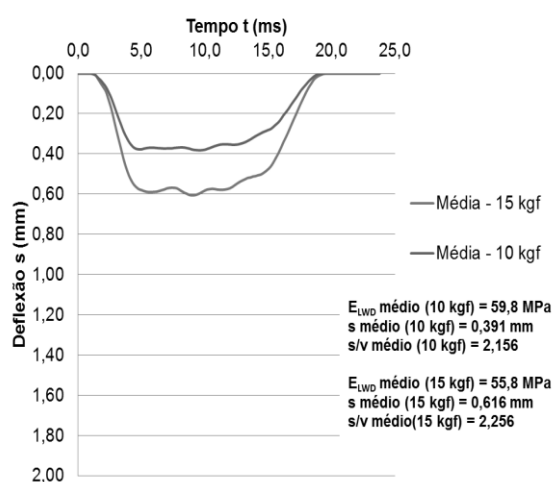
Tabela 4.7 – Valores de módulo de elasticidade E_{LWD} , deflexão média e s/v para a situação do solo na condição natural e inundado.

Local	Peso	Valores	E_{LWD} (MPa)	s médio (mm)	s/v (ms)
��rea A (natural)	10 kgf	Médio	59,3	0,391	2,156
		Mínimo	46,3	0,284	1,872
		Máximo	79,2	0,486	2,349
��rea B (inundado)	10 kgf	Médio	16,1	1,509	5,425
		Mínimo	9,3	1,000	3,907
		Máximo	22,5	2,427	6,496
��rea A (natural)	15 kgf	Médio	55,8	0,616	2,256
		Mínimo	46,4	0,472	1,958
		Máximo	71,5	0,727	2,604
��rea B (inundado)	15 kgf	Médio	18,3	1,888	5,227
		Mínimo	14,7	1,480	4,281
		Máximo	22,8	2,297	5,786

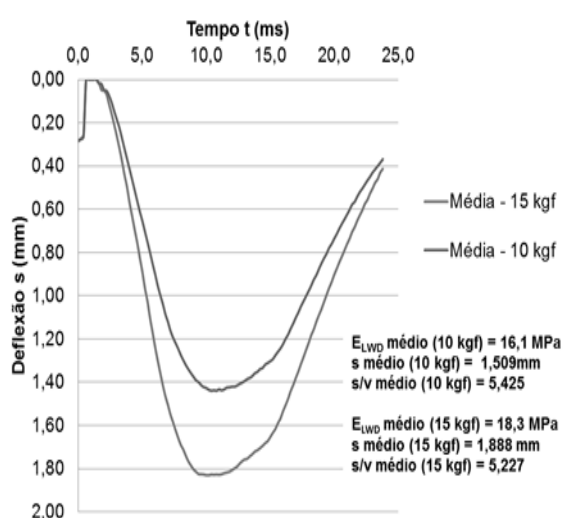
Fonte: Borges *et al.*, (2016).

A Figura 4.22 mostra a variação dos valores das deflexões após impacto, utilizando o peso de 10,0 kgf e posteriormente o peso de 15,0 kgf na condição de umidade natural (Figura 4.22.a) e no solo inundado previamente (Figura 4.22.b). Devido ao acréscimo da carga há um aumento das deflexões e diminuição no módulo de elasticidade (Tabela 4.7). No solo natural, o acréscimo nos valores das deflexões devido ao acréscimo de carga foi de 57,54%, enquanto que no solo inundado previamente o acréscimo foi menor, de 25,12%. Isto pode ser explicado pelo fato de que o solo inundado previamente sob o impacto da carga de 10 kgf apresentou deflexões maiores (devido a carga e a inundação), em relação ao solo na umidade natural quando recebeu o impacto da carga de 15 kgf.

Figura 4.22 – Deflexões devidas aos pesos de 10 kgf e 15 kgf: a)  rea A, solo natural e b)  rea B, solo inundado.



a)  rea A, solo natural.



b)  rea B, solo inundado.

Fonte: Borges *et al.*, (2016).

No solo natural o grau de compactabilidade (s/v) apresenta um pequeno crescimento (4,6%), já no solo inundado previamente apresenta uma pequena diminui  o (3,7%). No solo na condi  o de inundado previamente o valor da relação (s/v) para as duas cargas de impacto foi > 3,5 indicando que o solo inundado precisa ser mais compactado ou substituído por outro. (TERRATEST, 2013)

Borges *et al.*, (2016) definiram o coeficiente de colapsibilidade (K_{LWD}) pela relação entre os módulos de elasticidade obtidos com o LWD, no solo natural e no solo inundado. A Tabela 4.8 apresenta os resultados dos coeficientes K_{LWD} obtidos pela equação 4.1, gerados a partir dos valores do módulo de elasticidade encontrados da Área A e na Área B, utilizando as cargas de impacto de 10 kgf e 15 kgf. Os valores do K_{LWD} são maiores para a carga de impacto de 10 kgf do que para a carga de 15 kgf, o que deve-se ao fato de que o solo já havia comprimido e colapsado sob a carga de 10 kgf quando a carga de 15 kgf foi aplicada. Os valores K_{LWD} pode servir de referência na identificação de solos colapsíveis.

$$K_{LWD} = \frac{E_q}{E_w}$$

Equação 4.1

Onde:

K_{LWD} = Coeficiente de colapso obtido com LWD.

E_q = Módulo de elasticidade do LWD no solo natural, em MPa.

E_w = Módulo de elasticidade do LWD no solo inundado, em MPa.

Tabela 4.8 – Valores de K_{LWD}

Ponto de determinação	Área A e B (10 kgf) K_{LWD}	Área A e B (15 kgf) K_{LWD}
1	3,10	2,76
2	2,90	3,10
3	4,48	3,35
4	4,95	3,79
5	4,99	3,22
6	4,33	2,76
7	4,13	3,64
8	2,24	2,17

Fonte: Borges *et al.*, (2016).

4.2.5 Avaliação do Coeficiente de Empuxo no Repouso em Amostras Compactadas

A análise da variação da tensão horizontal e do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) obtida utilizando célula edométrica de parede fina desenvolvida por Lins (2014), é inicialmente abordada durante a fase de carregamento e posteriormente durante a fase de inundação com tensão vertical constante.

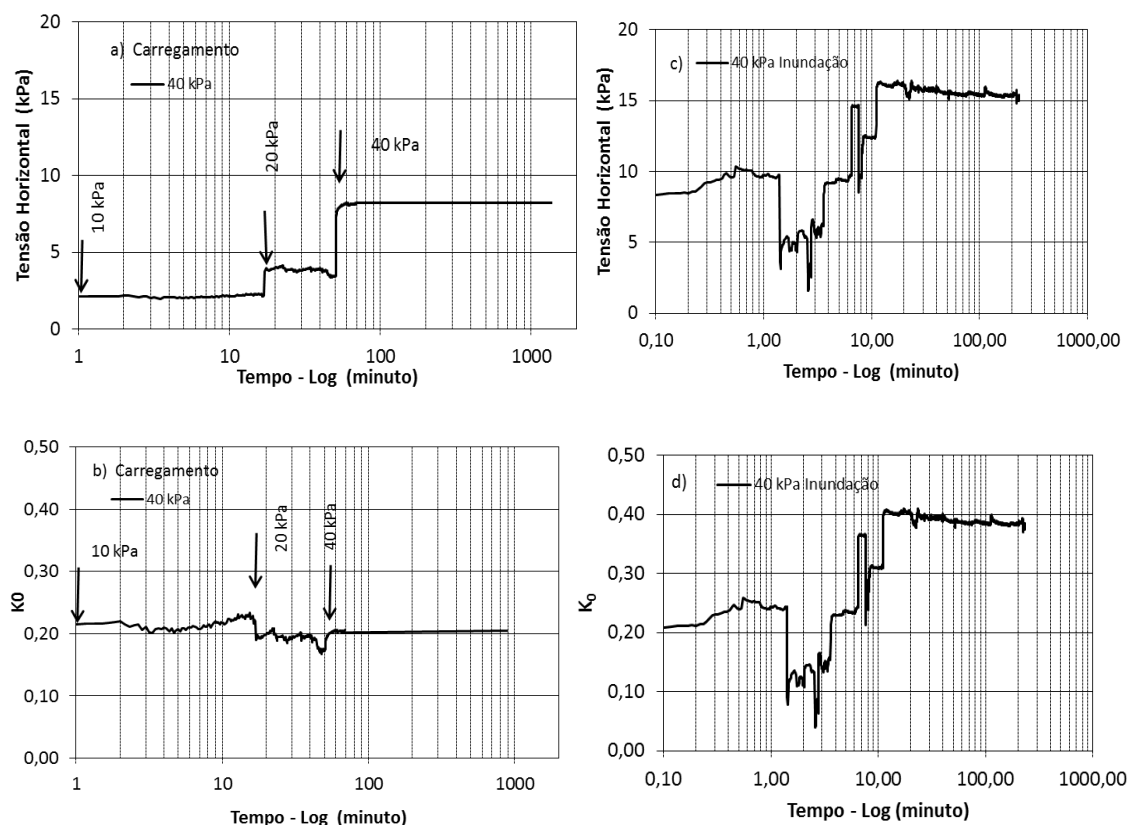
É importante destacar que não foi possível o molde do corpo de prova a partir da amostra indeformada (bloco) com baixa umidade (0,20 a 0,90%) e fofa (GC = 80%). Em todas as tentativas de moldar os corpos de prova nas dimensões do anel (altura de 0,04 m e diâmetro 0,07 m) e colocar na célula não obteve-se êxito. Assim a alternativa foi moldar os corpos de prova no próprio anel da célula em camadas, por meio de um pequeno soquete (utilizado para moldar corpos de prova em ensaios de ar incorporado em de argamassa). Como a espesura do anel é fina e muito sensível, tomou-se cuidado especial para não provocar acréscimo de deformação durante o processo de compactação e induzir acréscimo de tensão.

As variações da tensão horizontal e do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) obtidas na fase de carregamento e inundação na amostra compactada estaticamente na umidade de 0,22% e grau de compactação 85% são mostradas na Figura 4.23 para as tensões de 10 kPa, 20 kPa e 40 kPa, na Figura 4.24 para as tensões de 10 kPa, 20 kPa e 40 kPa e 80 kPa, na Figura 4.25 para as tensões de 10 kPa, 20 kPa e 40 kPa, 80 kPa e 160 kPa e na Figura 4.26 para as tensões de 10 kPa, 20 kPa e 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa e 300 kPa.

Durante a fase de carregamento (no momento da colocação do peso) a tensão horizontal apresenta um pico imediatamente após a aplicação da tensão vertical e a com o decorrer do tempo ocorre uma relaxação até a estabilização (Figura 4.23 a Figura 4.26.a), exceto para a tensão de 160 kPa. Isto se deve a reorientação das partículas devido ao novo estado de tensão, à própria colocação da carga na prensa e à sensibilidade do instrumento de medida. Comportamento semelhante é observado com relação a K_0 (Figura 4.23 a Figura 4.26.b).

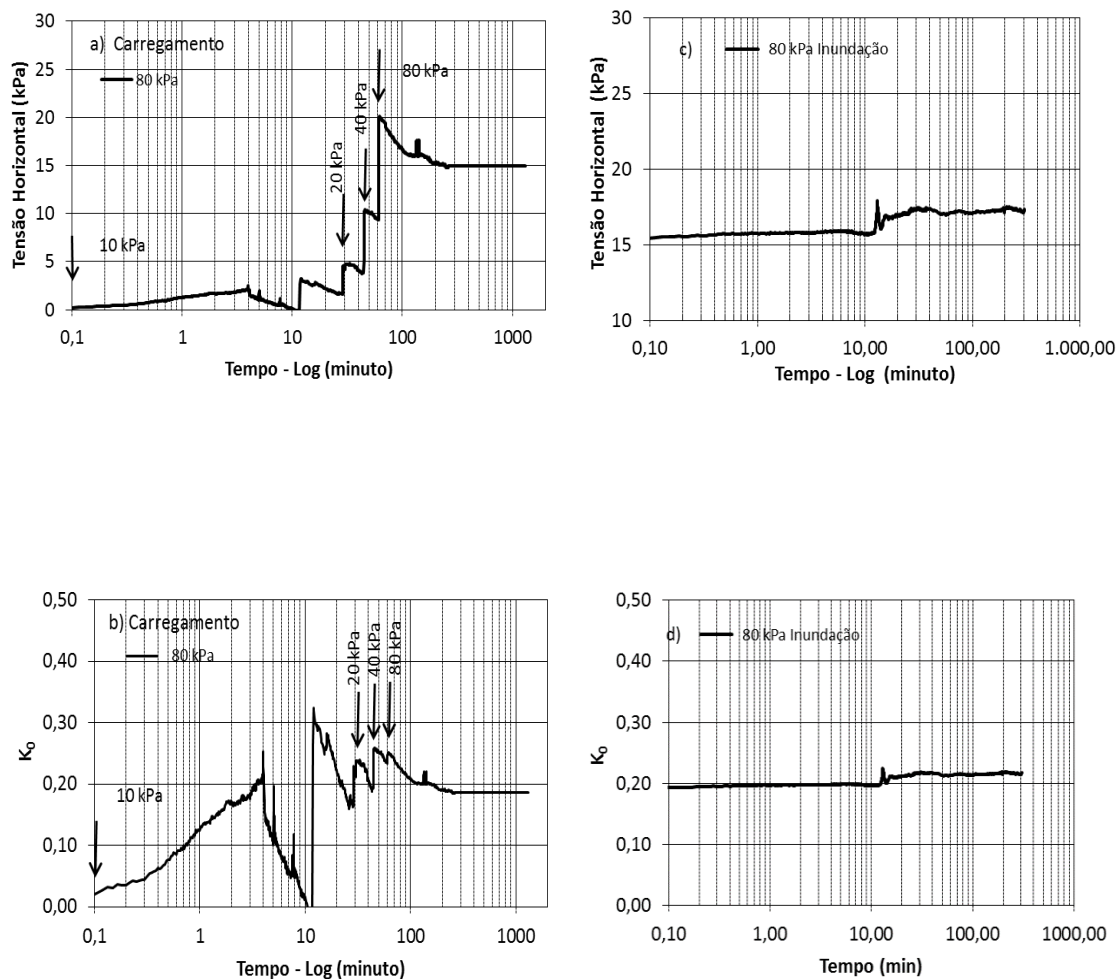
A aplicação de todas as tensões e estabilização das deformações, devido ao carregamento (recalque) a inundação lenta e progressiva, causa mudanças no comportamento do solo. A primeira fase é caracterizada pela evolução do colapso do solo, com acréscimos e diminuições nos valores de tensão horizontal e de K_0 , em especial entre 1 a 10 minutos do início da inundação (Figura 4.23 a Figura 4.26 letras c e d), exceto para a tensão de 160 kPa, quando ocorre variação brusca na leitura do sinal do LVDT. Na segunda fase, que ocorre a partir do décimo minuto após o início da inundação, os valores da tensão horizontal e do K_0 crescem lentamente com o tempo, o solo se estabiliza, ocorre a estabilização do processo de colapso (Figura 4.23 a Figura 4.27 letra c e d). Na tensão de 40 kPa foi verificado o maior acréscimo (Figura 4.24 letras c e d).

Figura 4.23 Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação até a tensão de 40 kPa: a) $\sigma_H \times t$ (log) - carregamento, b) $K_0 \times t$ (log) - carregamento, c) $\sigma_H \times t$ (log) – inundação, d) $K_0 \times t$ (log) – inundação.



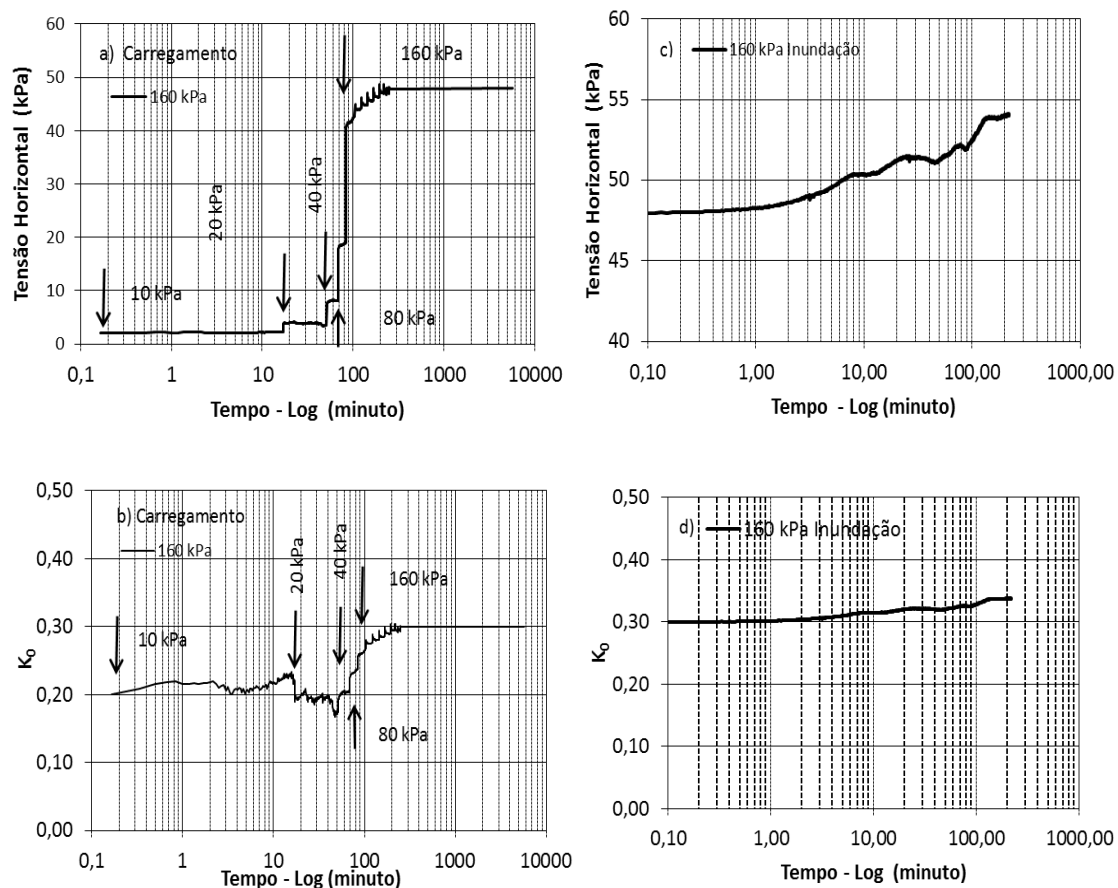
Fonte: Autora

Figura 4.24 Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação até a tensão de 80 kPa: a) $\sigma_H \times t$ (log) - carregamento, b) $K_0 \times t$ (log) - carregamento, c) $\sigma_H \times t$ (log) – inundação, d) $K_0 \times t$ (log) – inundação.



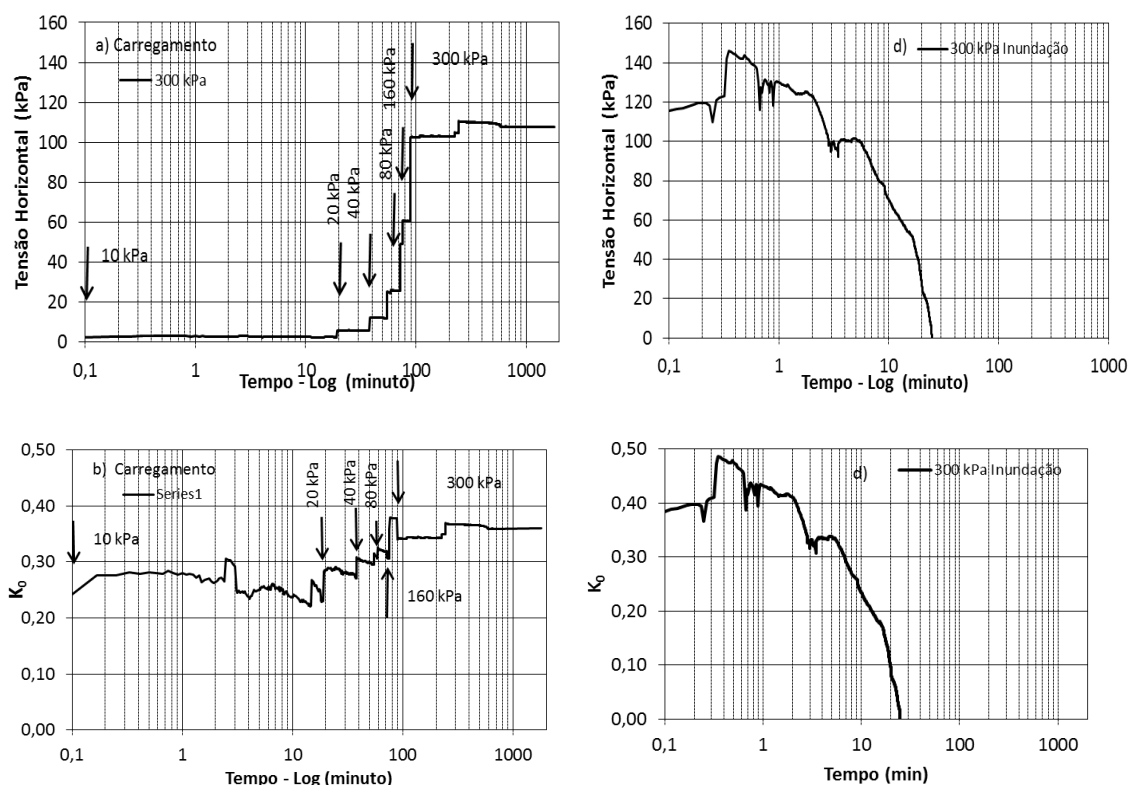
Fonte: Autora.

Figura 4.25 Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação até a tensão de 160 kPa: a) 10 kPa, 20 kPa e 40 kPa para $\sigma_H \times t$ (log) - carregamento, b) $K_0 \times t$ (log) - carregamento, c) 10 kPa, 20 kPa e 40 kPa $\sigma_H \times t$ (log) – inundação, d) $K_0 \times t$ (log) – inundação.



Fonte: Autora.

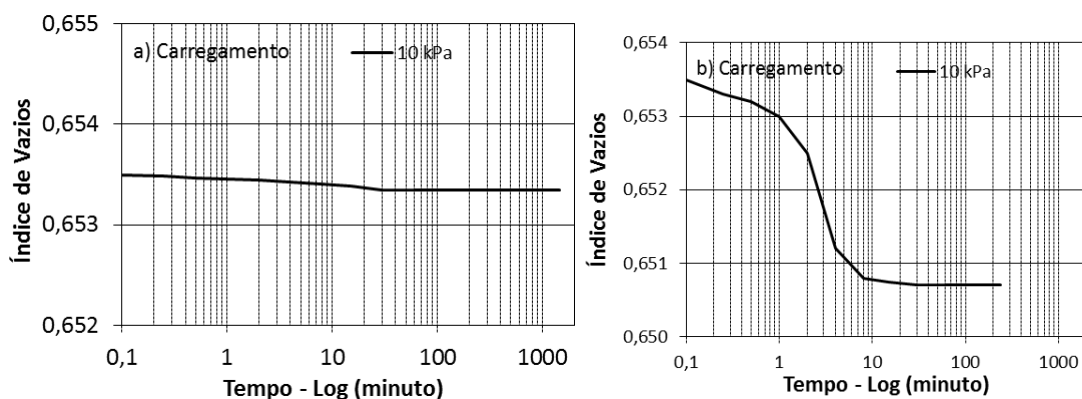
Figura 4.26 Variação da tensão horizontal e coeficiente de empuxo no repouso (K_0) nas fases de carregamento e inundação até a tensão de 300 kPa: a) $\sigma_H \times t$ (log) - carregamento, b) $K_0 \times t$ (log) - carregamento, c) $\sigma_H \times t$ (log) – inundação, d) $K_0 \times t$ (log) – inundação.



Fonte: Autora.

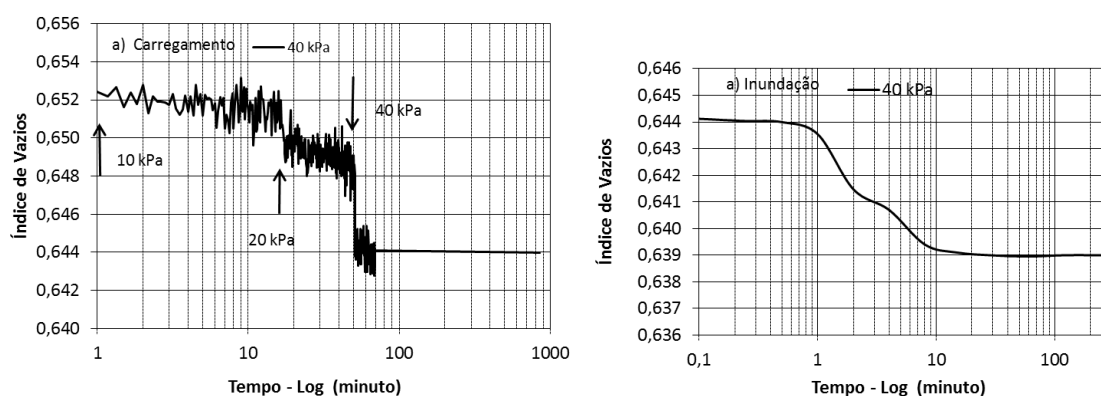
A variação do índice de vazios com o tempo durante o carregamento e devido à inundação para as tensões aplicadas de 10 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa e 300 kPa são apresentadas nas Figura 4.27 a Figura 4.31 respectivamente. Os valores do índice de vazios apresentados das curvas $e \times t$ (log) obtidos na fase de carregamento foram calculados considerando todos os dados do sistema de aquisição, assim como foram obtidos na fase de inundação através de cálculos que consideram os valores médios devido a grande quantidade de dados obtidos na fase de inundação pelo sistema de aquisição. O tempo para ocorrer a estabilização das deformações devido à inundação é maior nos ensaios realizados na célula edométrica de paredes finas do que os realizados na célula edométrica convencional. Isto é causado pelo caminho percorrido pela água no solo da célula edométrica de parede fina (altura 40 mm) ser maior do que no da célula edométrica convencional (altura 20 mm).

Figura 4.27 Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de carregamento e inundação na tensão de 10 kPa: a) e X t (log) - carregamento, b) e X t (log) – inundação.



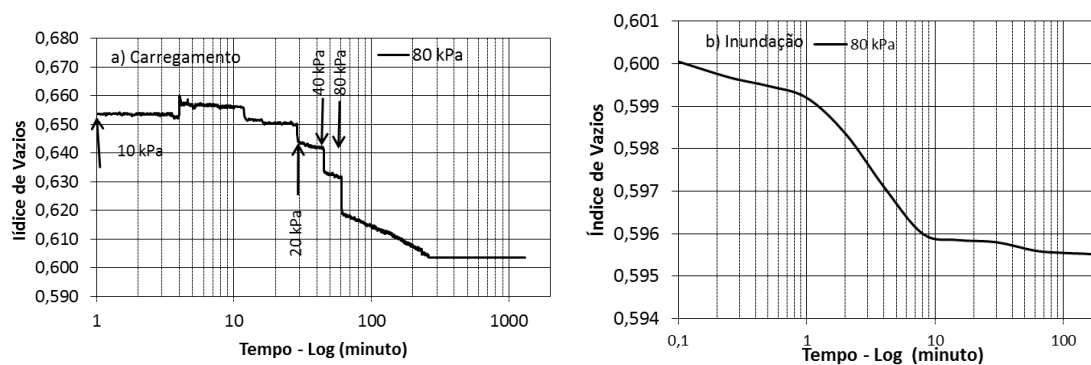
Fonte: Autora.

Figura 4.28 Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de carregamento e inundação na tensão de 40 kPa: a) e X t (log) - carregamento, b) e X t (log) – inundação.



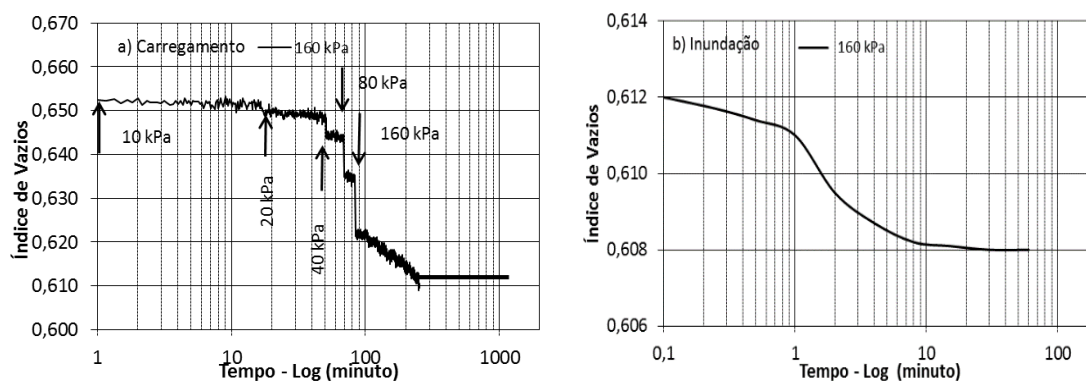
Fonte: Autora

Figura 4.29 Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de carregamento e inundação na tensão de 80 kPa: a) e X t (log) - carregamento, b) e X t (log) – inundação.



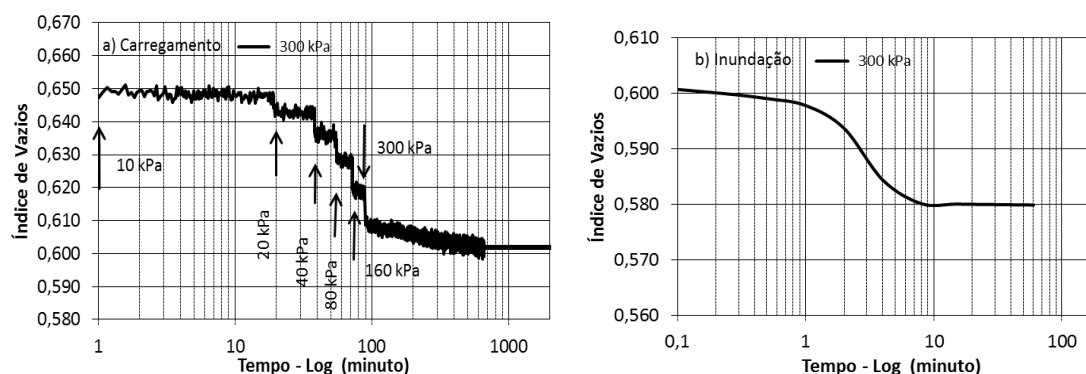
Fonte: Autora

Figura 4.30 Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de carregamento e inundação na tensão de 160 kPa: a) e $X t (\log)$ - carregamento, b) e $X t (\log)$ – inundação.



Fonte: Autora

Figura 4.31 Variação do índice de vazios com o tempo nas fases de carregamento e inundação na tensão de 300 kPa: a) e $X t (\log)$ - carregamento, b) e $X t (\log)$ – inundação



Fonte: Autora

A Tabela 4.10 apresenta os valores da tensão horizontal (K_0) no final das fases de carregamento e inundação após o término das deformações de colapso e as Figura 4.32 a Figura 4.36 mostram as variações de forma gráfica (σ_H e σ_V). Para tensões aplicadas menores ou igual a 80 kPa, os valores de K_0 variaram de 0,22 a 0,25 e para tensões superiores variam de 0,34 a 0,36 (considerando valores médios), aproximadamente 1,5 vezes maior. A diferença pode estar associada ao cuidado tomado durante o processo de compactação do solo no anel da célula, na tentativa de reduzir ao máximo os deslocamentos horizontais e o atrito do solo com o anel. Esse cuidado pode ter ocasionado um menor contato do solo com as paredes do anel, podendo ter influenciado na avaliação da tensão horizontal para as tensões menores aplicadas. Para as tensões maiores os

vazios já foram reduzidos e contatos tornaram-se maiores pela aplicação das tensões maiores.

A Tabela 4.9 ainda mostra que os valores do coeficiente de correlação (R^2) entre a tensão horizontal e vertical durante o carregamento é aproximadamente linear com valores superiores a 0,975. A inundação causa um acréscimo no coeficiente do empuxo horizontal, por causar uma aumento na σ_H .

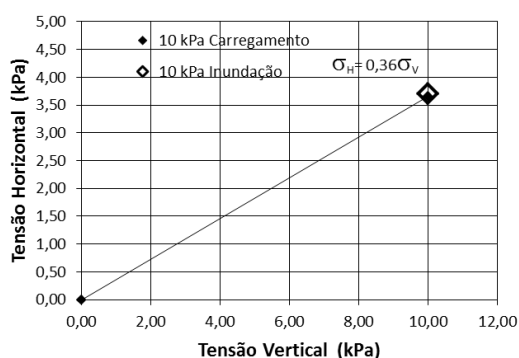
Tabela 4.10 Valores de K_0 obtidos no final cada estágio de tensão aplicada durante a fase de carregamento.

Tensão última do carregamento	Valores de K_0 obtidos durante o carregamento e Inundação							
	Tensão aplicada durante o carregamento						Fase Carregamento	Fase Inundação
	10 kPa	20 kPa	40 kPa	80 kPa	160 kPa	300 kPa		
10 kPa	0,36	—	—	—	—	—	0,36	0,37
40 kPa	0,22	0,17	0,21	—	—	—	0,20 $R^2 = 0,991$	0,38
80 kPa	0,16	0,25	0,24	0,18	—	—	0,19 $R^2 = 0,975$	0,22
160 kPa	0,22	0,18	0,21	0,24	0,30	—	0,28 $R^2 = 0,980$	0,34
300 kPa	0,23	0,28	0,31	0,32	0,38	0,36	0,36 $R^2 = 0,997$	—
Valor médio	0,24	0,22	0,24	0,25	0,34	0,36	—	—

R^2 – Coeficiente de correlação linear

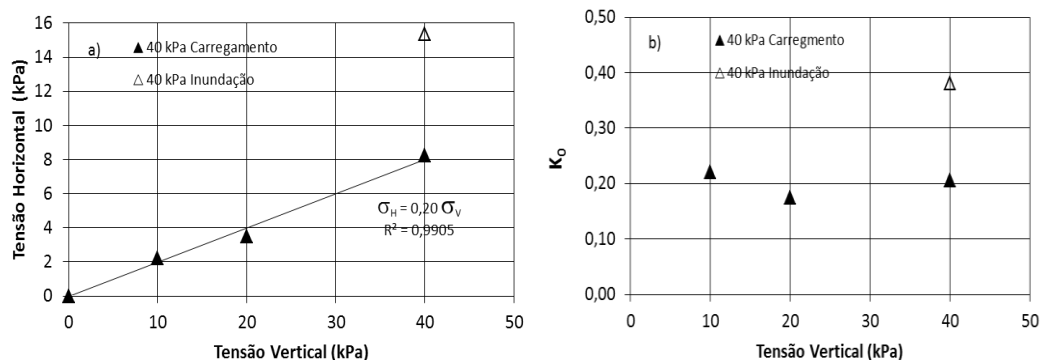
Fonte: Autora

Figura 4.32 Relação entre a tensão horizontal e a vertical nas fases de carregamento e inundação na tensão de 10 kPa



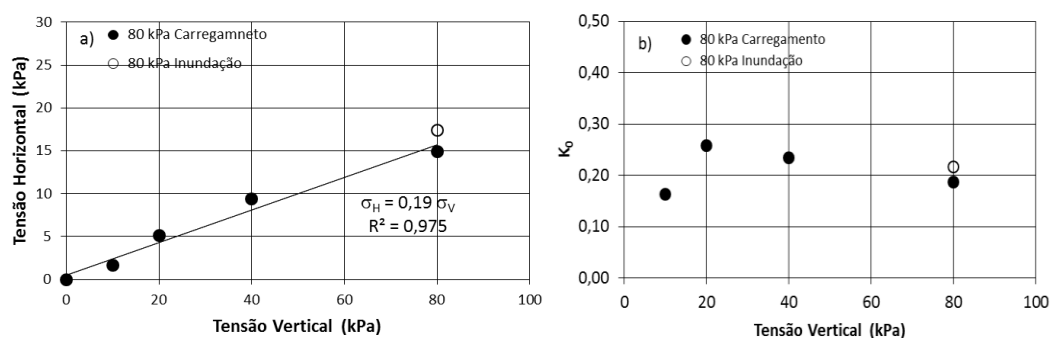
Fonte: Autora

Figura 4.33 Variação da tensão horizontal, vertical e coeficiente de empuxo no repouso e nas fases de carregamento até a tensão de 40 kPa e inundação na tensão de 40 kPa: a) $\sigma_H \times \sigma_V$
b) $K_0 \times \sigma_V$



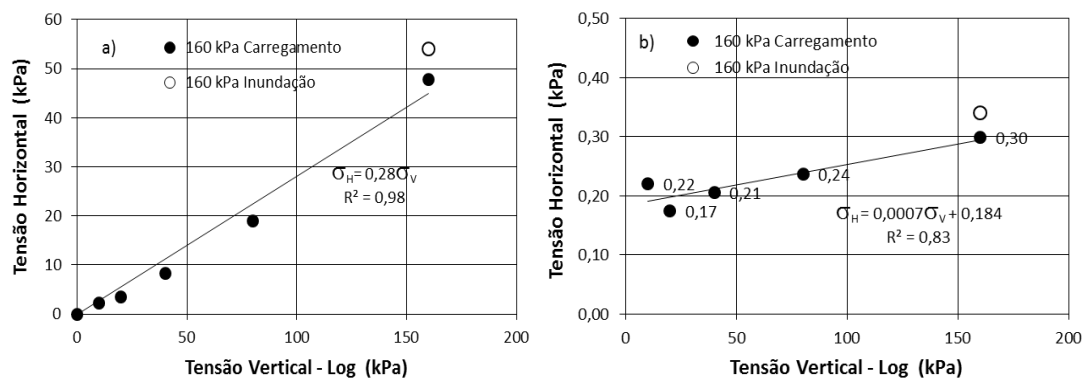
Fonte: Autora

Figura 2.34 Variação da tensão horizontal, vertical e coeficiente de empuxo no repouso e nas fases de carregamento até a tensão de 80 kPa e inundação na tensão de 40 kPa: a) $\sigma_H \times \sigma_V$
b) $K_0 \times \sigma_V$



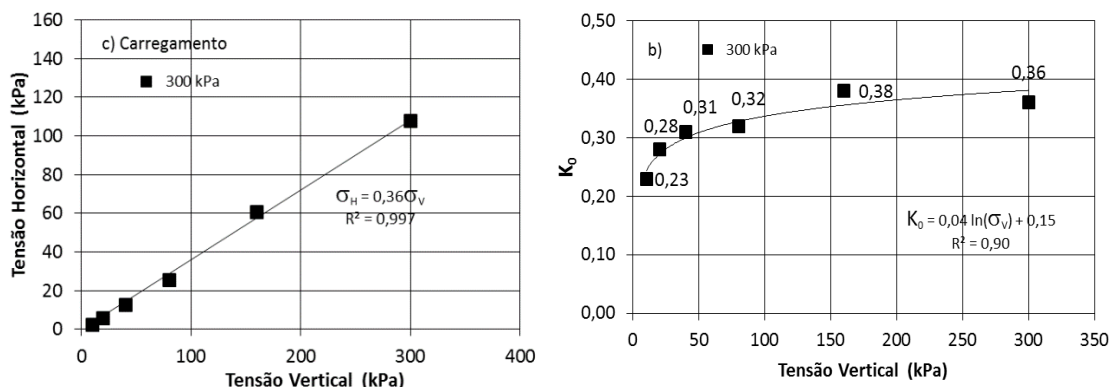
Fonte: Autora

Figura 4.35 Variação da tensão horizontal, vertical e coeficiente de empuxo no repouso e nas fases de carregamento até a tensão de 160 kPa e inundação na tensão de 160 kPa: a) $\sigma_H \times \sigma_V$
b) $K_0 \times \sigma_V$



Fonte: Autora

Figura 4.35 Variação da tensão horizontal, vertical e coeficiente de empuxo no repouso e na fase de carregamento até a tensão de 300 kPa: a) $\sigma_H \times \sigma_V$ b) $K_0 \times \sigma_V$



Fonte: Autora

Considerando os valores do ângulo de atrito do solo na condição natural e inundado previamente obtidos nos ensaios de cisalhamento direto (item 4.2.2), os valores do ângulo de atrito calculados pela correlação de Sangreel (1972) a partir da resistência de ponta determinada através do penetrômetro estático na profundidade (1,0 m) em que foi coletada o bloco indeformado (item 4.2.3.b) e as correlações que permitem calcular o valor de K_0 com o ângulo de atrito apresentadas na Tabela 2.7, Santos *et al.*, (2016) obtiveram os valores K_0 (Tabela 4.10). Também foram inseridos nessa tabela os valores de K_0 obtidos com a célula edométrica de paredes finas. O menor valor de K_0 (0,32) obtido por correlação foi o calculado pela proposta de Schmidt (1967) e o maior (0,56) calculado pela proposta de Moroto e Muramatsu (1987). Os valores de K_0 variaram de 0,32 a 0,52 na condição natural e de 0,36 a 0,56 no solo inundado.

Valores de K_0 obtidos diretamente dos ensaios de laboratório variaram de 0,22 a 0,25 para tensões inferiores a 80 kPa e para tensões superiores 0,30 a 0,38. Esses últimos valores são próximos aos valores mínimos de K_0 obtidos utilizando correlações indiretas apresentados na Tabela 4.10.

A utilização da célula edométrica de parede fina desenvolvida por Lins (2014) para avaliar os valores K_0 se mostrou uma investigação importante e relevante para avaliar o valor de K_0 durante o carregamento e a inundação. Mesmo considerando os efeitos do atrito entre o solo anel e a deformação do anel para aferir a tensão horizontal, gerando um ensaio com restrição a condição de repouso absoluto. Entretanto o anel utilizado é extremamente sensível e está

acoplado a um sistema de aquisição de dados capaz de aferir pequenas variações de tensões.

Tabela 4.10 Valores de K_0 obtidos por correlações adaptada de Santos *et al.*, (2016).

Correlações	K ₀ na condição natural			K ₀ na condição inundado		
	Campo (com base em qc)	Laboratório com base em ϕ	Campo / Lab	Campo(com base em qc)	Laboratório com base em ϕ	Campo / Lab
JAKY (1944)	0,38	0,39	0,97	0,41	0,42	0,98
FRASER (1957)	0,39	0,40	0,98	0,42	0,42	1,00
ROWE (1957)	0,34	0,35	0,97	0,36	0,38	0,95
SCHMIDT (1967)	0,32	0,33	0,97	0,36	0,36	0,99
MATSUOKA e SAKAKIBARA (1987)	0,47	0,47	1,00	0,48	0,49	0,98
MOROTO e MURAMATSU (1987)	0,51	0,52	0,98	0,55	0,56	0,98
Média	0,38	0,39	0,98	0,41	0,42	0,98
Presente pesquisa (valores médios)	0,22 a 0,36			0,34 a 0,36		

Fonte: Adaptada de Santos *et al.*, (2016)

4.2.6 Razão entre Coeficiente e parâmetros do solo colapsível na condição natural e inundado

A tabela 4.11 apresenta os valores da razão entre os coeficientes e parâmetros do solo colapsível na condição natural e após a inundação. Observa-se que o potencial de colapso obtido em campo é menor do que o obtido em laboratório (0,75 vezes), a resistência ao cisalhamento no solo natural é maior (1,1 vezes) do que no solo inundado previamente, a resistência de ponta obtida com o penetrômetro estático em campo é maior (1 – 3,5 vezes) no solo natural do que no solo previamente inundado, o módulo de elasticidade obtido pelo ensaio de placa dinâmico (LWD) é maior (2,2 – 5 vezes) no solo natural do que no inundado e o coeficiente de empuxo no repouso é maior à umidade natural do que no solo inundado.

Ferreira (1995) ainda observou que os valores do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) no solo natural de Petrolina-PE são superiores aos obtidos no inundado (1,4 – 3,3 vezes). No solo colapsível de Petrolândia-PE, Petrolina-PE

e Palmas-TO os valores dos potenciais de colapso obtido em campo são menores (0,85 vezes) do que os obtidos em laboratório. Estes valores são próximos aos encontrados na presente pesquisa.

Tabela 4.11 – Razões entre potencial de colapso, resistência de ponta, tangente do ângulo de atrito, módulo de elasticidade dinâmico, coeficiente de empuxo no repouso e índice de resistência à penetração (N_{SPT}) na condição natural e inundada.

Razão entre		Faixa de variação
$K_{CP} = \frac{CP}{CP_W}$	Potencial de colapso obtido em campo (Expansocolapsômetro) e em laboratório (edométrico simples).	0,75
$K_{Pq} = \frac{Pq}{Pq_W}$	Resistência de ponta obtida com penetrômetro estático, em campo na condição natural e inundada.	1 – 3,5
$K_{\phi} = \frac{Tg\phi}{Tg\phi_W}$	Tangente do ângulo de atrito, obtido na condição natural e inundada.	1,1
$K_{LWD} = \frac{E}{E_W}$	Módulo de elasticidade obtido em campo (LWD), na condição natural e inundada.	2,2 – 5

5 SÍNTESE DOS PRINCIPAIS RESULTADOS, CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1. SÍNTESE DOS PRINCIPAIS RESULTADOS E CONCLUSÕES

O solo do local da pesquisa em Petrolina-PE é uma areia mal graduada, com grãos arredondados a angulares, não líquido e não plástico e tem alta probabilidade ao colapso pelo critério de Handy (1973). É um solo ácido, com condutividade elétrica alta, baixa capacidade de troca de cátions indicando a presença de caulinita, é distrófico, com baixa quantidade de sódio trocável. É enquadrado na classe pedológica Neossolo Quartzorênico e tem uma estrutura de poros de empacotamento simples. O revestimento dos grãos é típico de processos aluviais. Após o colapso, há um empacotamento mais denso entre os grãos, mas a estrutura ainda é instável.

Os valores dos potenciais de colapso crescem com o aumento de tensão aplicada até 160 KPa e decresce para tensões superiores, apresentando comportamento de pico é classificado como verdadeiramente colapsível segundo o critério de Reginatto e Ferrero (1973). Os potenciais de colapso avaliados pelos ensaios edométricos simples, em laboratório, são superiores em média 25% daqueles determinados em campo pelo expansocolapsômetro e a deformações devido à inundação são mais rápidas do que aquelas que ocorrem em campo. A compactação na umidade ótima e peso específico seco máximo confere ao solo uma estrutura estável, não sendo considerado mais como colapsível para qualquer tensão aplicadas, deixando se ser verdadeiramente colapsível ou condicionado ao colapso.

O aumento do grau de compactação para uma mesma umidade confere ao solo uma diminuição do potencial de colapso e da deformação volumétrica. Esses resultados mostram que a melhoria das características geotécnicas do solo através de uma boa compactação reduz a compressibilidade e minimiza as deformações por colapso.

O ângulo de atrito do solo na umidade natural (0,80%), na umidade de 3% e quando inundado previamente são respectivamente 34°, 33° e 31°, havendo

assim uma pequena variação do ângulo de atrito com o acréscimo da umidade do solo. A coesão varia de 0,40 kPa a zero quando inundado.

Para uma mesma umidade inicial o Módulo de elasticidade Inicial cresce com a tensão normal aplicada e o acréscimo de umidade inicial causa uma diminuição nos módulos para uma mesma tensão aplicada.

A resistência de ponta no solo na umidade natural cresce com a profundidade e no solo inundado varia de 1 a 2 MPa até 1,0 m de profundidade e de 1,2 a 3,5 MPa até a profundidade de 1,40 m. Os valores da razão entre a resistência de ponta do solo na umidade natural e inundado ($K_w = P_q / P_{qw}$) variando de 1, a 1,8 com o penetrômetro estático e cresce com a profundidade, $K_w \text{ (MPa)} = 6 Z \text{ (m)}$ com o penetrômetro dinâmico. Os penetrômetros DPL e estático é uma técnica de investigação semi-direta promissora para avaliar a perda de resistência do solo colapsível devido à inundação em solos colapsíveis superficiais. A inundação reduz a resistência de ponta.

A resistência de ponta média do solo, para uma mesma umidade, cresce com a profundidade e com o grau de compactação. A resistência de ponta média obtida nos ensaios em campo é cerca de 3,9 vezes maior do que a obtida em laboratório, nos lisímetros com o solo compactado nas mesmas condições de campo. Para um mesmo grau de compactação, a resistência de ponta também cresce com o acréscimo da umidade e da profundidade.

O módulo de elasticidade obtido por meio de ensaio de placa dinâmico (LWD) varia de 46,3 a 79,2 MPa e a inundação causa uma redução de 88%. As deflexões no solo inundado são 7,7 vezes maiores que as deflexões no solo natural. Os resultados obtidos com o LWD demonstraram que o aumento da umidade associada à aplicação da carga dinâmica causa uma redução na sua rigidez, ocorrendo uma diminuição do módulo de elasticidade e, conseqüentemente, um aumento da deflexão.

Nos ensaios em solo inundado, compactado em cilindro Proctor, observa-se a perda progressiva da resistência de ponta do solo no momento da inundação e após, para amostras de GC= 95%, um certo ganho de resistência de no máximo 25% em relação a amostra antes da inundação.

Os valores obtidos de K_0 variaram de 0,33 a 0,41 havendo uma tendência de crescimento com a tensão aplicada no final da inundação. Os valores obtidos por meio das correlações foram próximos aos obtidos nos ensaios laboratório de forma direta.

Os penetrômetros estático (PE), dinâmico (DPL) e o ensaio de placa dinâmico em conjunto com a célula edométrica de paredes finas contribuem em equipamentos importantes na avaliação do comportamento geotécnico de solos colapsíveis.

5.2. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Realizar ensaios do tipo SPT na condição não saturada, com o solo natural e na condição saturada, com o solo inundado;
- Efetuar ensaios para avaliar os recalque na condição natural e inundada em vários pontos da edificação, fazendo o devido monitoramento;
- Ampliar as investigações de campo e de laboratório com os Penetrômetros Estáticos, Dinâmicos e Expansocolapsômetro, nas condições natural e inundada;
- Realizar modelagem numérica para simular o comportamento do solo.
- Desenvolver uma célula para avaliar o coeficiente de Empuxo no repouso com sucção controlada.

REFERÊNCIAS

ABELEV, Y. M. **Provisional Instruction for the Design and Construction of Structure on Loessial Soils**. Stroitel Naya Prorysshemost. vol. 7, pp.368-370, 1931.

ABELEV, Y.M. **The essentials of Disigning and Building on Microporous Soils**. Stroitel'naya Promyshlemast, nº 10. 1948.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984a). NBR 6459 – **Solo – Determinação do Limite de Liquidez**.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984b). NBR 6508 – **Determinação da Massa específica**.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984c). NBR 7180 – **Solo – Determinação do Limite de Plasticidade**.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984d). NBR 7181 – **Análise Granulométrica**. 1984

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986a). NBR 6457 – **Amostra de Solo – Preparação para ensaios de Compactação e ensaios de Caracterização**.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986b). NBR 7182 – **Solo – ensaio de Compactação**.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1990). NBR 12007 – **Solo - ensaio de adensamento unidimensional - Método de ensaio**.

AITICHISON, G.D. **Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils (Collapsible, expansive and Others)**. In: VII Inter. Conf. on Soil Mechanics and Foudation Engineering. Moscow. Vol. 3, p. 161-190. 1973.

ALONSO E.E, GENS A, JOSA A. **A constitutive model for partially saturated soils**. Geotechnique 1990; 40(3):405–430.33, 1990

AMORIM, S.A. **Contribuição à cartografia geotécnica: sistema de informações geográficas dos solos colapsíveis e expansivos do estado de Pernambuco**. P. 204. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFPE-Recife. 2004.

ARMAN, A. E THORNTON, S.I. **Identification of collapsible soils in Louisiana**. Highway Research Record, (1973)

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. V th pan american conference on soil mechanics and foundation engineering, Buenos Aires, Tomo I, p.367-376, 1975.

ARAGÃO, C. J. G.; MELO, A. C. De. **Fundações Rasas em solo colapsível um caso no semi-árido de Pernambuco.** VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e engenharia de Fundações, 1982.

BANDEIRA, A. P. N.; SOUZA NETO, J. B. ; MELO, C. E. ; MOREIRA, E. B. . **Caracterização de Solos Colapsíveis no Município de Juazeiro do Norte, interior do Ceará.** In: XVI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA - COBRAMSEG, Porto de Galinhas. XVI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA - COBRAMSEG. PE: ABMS, 2012.

BARDEN, L. ; McGROWN, A. ; COLLINS, K. **The Collapse Mechanism in Partly Saturated Soil.** Engineering Geology, Vol.7 pp. 49-60.1973

BARBOSA, P. S. A., **Ensaio de adensamento e fluxo restringido e K_0 em argila mole.** Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1990, 161p.

BARBOSA, H.T. BANDEIRA, A. P. N, GUILHERME, L. C. **Identificação de Potenciais de Colapso de solos de um Trecho da Obra do Cinturão das Águas do Ceará.** XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2016, Belo Horizonte, ABMS, doi:10.20906/CPS/CB-02-0024.

BASMA, A.A e TUNCER, E.R. **Evaluation and Control of Collapsible Soils.** Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.118, nº 10, october, p. 1491-1504. 1992.

BENVENUTO, C. **Uma avaliação teorica-experimental do comportamento de alguns solos colapsíveis.** Dissertação de Mestrado, EPUSP, São Paulo. 1982.

BERBERIAN, D., **A pratica de fundações na região Centro Oeste do Brasil.** VII COBRAMSEF, Olinda, v.1 149-188, 1982

BORGES, J. J. S ; TORRES, M. S. ; VERISSIMO, K. J. S. ; FREITAS, M. L. R. A. ; FERREIRA, S. R. M. . **Estudo do efeito da inundação na variação de volume, na resistência de ponta e no módulo de elasticidade de um solo colapsível do Semiárido de Pernambuco.** Materia (UFRJ), v. 21, p. 996-1011, 2016.

BRINK, A.B. E KANTEY, B.A. **Collapsible Grain Structure in Residual Granite Soils Southern Africa.** Proc., V International Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering, Vol.1, p. 611-614. 1961.

BUREAU OF RECLAMATION. **Design of Small Dams (1964 e 1974).** United States Department of the Interior.

CASAGRANDE, A. **The Structure of Clay and its Importance in Foundation engineering.** J. Boston Soc. of Civ. Engers., 19(4), pp. 168-209. 1932.

CAVALCANTE, E.H. GIACHETI, H. L. e BEZERRA, R. L. B. **Parâmetros geotécnicos e capacidade de carga de estacas apiloadas em solos Tropicais arenosos obtidos com Pressiômetro Menard**. Solos e Rocha, V. 28. No 1, pp 115-129, 2005

CARVALHO, M. F., VILAR, O. M. E GAIOTO, N. **Estudo de Solos Colapsíveis do Nordeste do estado de Minas Gerais. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações**. Foz do Iguaçu, november, Vol. 4, pp. 1253-1260. 1994.

CARVALHO, J. C. **Propriedades de comportamento de solos tropicais não saturados**. In: Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, São Carlos. São Paulo. EESC-USP, Vol. 2, p. 1-22. 2004.

CASTELLANZA, R. & NOVA, R. (2004). **Oedometric tests on artificially weathered carbonatic soft rocks**. J. Geotech. & Geoenv. Eng., 130: 728-739.

CEZABO, M. T. L.; COSTA, L. M.; PONTES FILHO, I. D. S.; Ferreira, S. R. M. **Modelagem Numérica do Comportamento de um Solo Colapsível**. In: VIII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Fortaleza. Saturados: solos não saturados: da caracterização as aplicações - Nsat2015. Gráfica Fotolaser, 2015. v.1. p.300 – 304, 2015.

CLAUS R. P. **Uma proposta para avaliar o grau de compactação e a homogeneidade de uma camada compactada utilizando o DPL**. Dissertação de Mestrado, Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, 79p. 2014.

CLEMENCE, S. P.; FINBARR, A. O. **Design Considerations for collapsible soils**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol.107(No, GT3), 305–317, 1981.

CONCIANI, W. (1997). **Estudo do Colapso do Solo através de ensaios de Placa Monitorados com Tensiômetros e Tomografia Computadorizada**. Tese de Doutorado, EESC, São Carlos.

COST 324. **Long Term Performance of road pavements. Final Report of the Action**. Luxembourg: european Commission, 1997.

COSTA, L. M. PONTES FILHO, I. D. S.; GUIMARÃES, L. J. N. FERREIRA, S. R. M. **Numerical Modelling of Hydro-Mechanical Behaviour of Collapsible Soils**. Communications in Numerical Methods in engineering. , v.24, p.1839 - 1852, 2008.

CPRH. **Geologia e Recursos Minerais do estado de Pernambuco**. DNPM, AD/Diper. Recife. 2001.

DAY, R.W. **Sample Disturbance of Collapsible Soil**. Journal of Geotechnical engineering. A.S.C.e. Vol. 116, nº 1, p. 158-161. 1990.

DÉCOURT, L; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT.** In: CBMSeF, 6., Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro, v. 1. 1978.

DENISOV, N.Y. (1951). **The engineering Properties of Loess and Loess Loam.** Gosstroizdat, Moscow.

DERBYSHIRE, E. E MELLORS, T.W. **Geological and geotechnical characteristics of some loess and loessic soils from China and Britain: A comparison.** Engineering Geology, (25):135-175, 1988.

DIAS, R. D. **Geomecânica dos solos Lateríticos do sul do Brasil.** II Colóquio dos Solos Tropicais e Subtropicais e suas aplicações em engenharia Civil , Porto Alegre, RS, Anais v.1 96-120. 1989.

DIAS, R. D. e GONZALES M.D. **Stress strain strength behavior of a Brazilian Amazon Yellow.** Proc .1st ICGTSL, Brasília, v.1 239-253, 1985.

DUDLEY, J. H. **Review of Collapsing Soils.** Journal of the Soil Mech. and Found. Div.,ASCE. Vol. 96, nº SM3, Maio, pp. 925-947.1970

DOURADO, K. C. A. **Utilização do Pressiômetro Ménard na Identificação e Previsão de Recalques em um Solo Colapsível.** Dissertação de Mestrado Universidade Federal de Pernambuco, 2005.

EMBRAPA. **Manual de métodos de análise de solo.** Centro Nacional de Pesquisas de Solos. 2 ed, Rio de Janeiro. 1997.

EMBRAPA. **Principais Solos do Semi-árido do Nordeste do Brasil.** Unidade de execução de Pesquisa e Desenvolvimento do Recife. 2005.

FANECO, J. S. M. O., **Determinação em Laboratório do Coeficiente de empuxo no Repouso.** Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2012.

FEDA, J. **Structural Stability of Subsident Loess Soil from Prahadejvice.** engineering Geology, Vol. 3, nº 3, pp. 201-219. 1966.

FEITOSA, M. C. A. **Lodo de esgoto: Algumas aplicações em engenharia.** Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de engenharia Civil, Dissertação de Mestrado, Universidade Católica de Pernambuco, p. 120. 2009.

FERREIRA, C.V.; LOBO, A.S. e RENOFIO, A. **Muros de arrimo em solos colapsíveis provenientes do arenito Bauru: problemas executivos e influência em edificações vizinhas em áreas urbanas.** Acta Scientiarum. Technology. Maringá , vol. 25, nº 2, p.169-177. 2003.

FERREIRA, S.R.M. **Solos especiais: colapsíveis, expansivo e dispersivo.** Relatório Anual – CNPq, 1989.

FERREIRA, S.R.M. **Solos especiais: colapsíveis, expansivo e colapsivo.** Relatório Anual – CNPq, 1989.

FERREIRA, S. R .M.. **Pedologia aplicada ao estudo de solos colapsíveis e expansivos.** Seminário de Qualificação de Doutorado. (COPPE/UFRJ publicação interna). 1990.

FERREIRA, S. R. M. **Comportamento de Mudança de Volume em Solos Colapsíveis e expansivos.** In: VII Congresso Brasileiro de Geologia de engenharia, 1993, Poços de Caldas. VII Congresso Brasileiro de Geologia de engenharia. v.1. p.283 – 296. 1993.

FERREIRA, S.R.M. **Colapso e expansão de Solos Naturais Não Saturados Devido à Inundação.** Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Março,1995.

FERREIRA, S.R.M. **Comportamento Geotécnico de uma Argila expansiva não Saturada.** Dissertação de M.Sc., UFPE. Recife. P.109. 1997.

FERREIRA, S. R. M. **Mapa de Risco a Colapsibilidade e expansividade de Solos do estado de Pernambuco – Geotecnia Ambiental.** Relatório Técnico do CNPq, 1999.

FERREIRA, S. R. M. **Solos colapsíveis no Brasil: caracterização e comportamento geotécnico de alguns solos.** In: IV CONGRESSO LUSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA e XI CONGRESSO NACIONAL De GEOTECNIA CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO, Coimbra-PT. IV CONGRESSO LUSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA E XI CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA. Coimbra-PT: Associação Portuguesa de Geotecnia, v.1. p.1 – 8, 2008.

FERREIRA, S.R.M. **Microestrutura de solos colapsíveis e técnicas de melhoramento.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Gramado. XV CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS e ENGENHARIA GEOTÉCNICA. São Paulo: ABMS, 2010. v.1.

FERREIRA, S. R.; LACERDA, W. A., **Fatores que influenciam a variação de volume devido à inundação de solos colapsíveis.** Revista Solos e Rochas, v. 16, n. 4, p. 254–253, 1993.

FERREIRA, S. R. M.; FUCALE, S. P. **Ensaio de campo em solos arenosos do Semi-árido de Pernambuco e em Tocantins.** In: VI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, Salvador. VI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. Salvador: EDUFBA, v.1. p.189 – 198, 2007.

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 (Print). , v.8, p.1285 - 1292, 2014.

FERREIRA, S. R. M.; FUCALE, S. P.; LACERDA, W. A.; SANDRONI, S. S. **Volume Change Measurements Due Wetting In Collapsible Soils By Laboratory and Field Tests**. In: Third International Conference on Unsaturated Soils - UNSAT 2002, Recife. Proceedings of The Third International Conference on Unsaturated Soils - UNSAT 2002. A.A. BALKEMA / ROTTERDAM,. Vol. 2. pp. 577 – 582, 2002.

FERREIRA, S. R. M.; TEIXEIRA. Collapsible soil – A practical case in construction Pernambuco – BRAZIL. In: **International Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering**, 12v.1, p. 603-606, Rio de Janeiro, 1989

FERRI, S.; **Critérios de aceitação e controle da qualidade da execução de camadas de fundação de pavimentos novos através de métodos deflectométricos**. 331p. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica USP. 2013.

FEUERHARMEL, C. **Aspectos do Comportamento Não Saturado de Dois Solos Coluvionares – Gasoduto Bolívia-Brasil**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, dissertação de Mestrado, 2003.

FLEMING, P.; FROST, M.; LAMBERT, J. **Lightweight Deflectometers for Quality Assurance in Road Construction. Bearing Capacity of Roads; Railways and Airfields**; Eds Tutumluer and Al-Qadi, p. 809–818, 2009.

FRASER, A.M., **The Influence of Stress Ratio on Compressibility and Pore Pressure Coefficients**. In *Compacted Soils*, Ph.D. Thesis, University of London, London, U.K. 1957.

FUCALE, S. P. **Comportamento de Variação de Volume Devido à Inundação em Alguns Solos Colapsíveis do estado de Pernambuco**. Tese de Mestrado, UFPE, Recife – PE, 2000.

FUNTAI, M.M. **Comportamento Colapsível de Solos Tropicais Brasileiros**. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, Vol. 1, p. 193-204. 2000.

FUNTAI, M.M.; CONCIANI, W. & SOARES, M.M. **Características geotécnicas do solo saprolítico da Baixada Cuiabana**. XI COBRAMSEG, Brasília, v. 1, pp. 221-228. 1998.

GALINDO, K.B.T. **Comportamento hidro-mecânico de rochas carbonáticas sintéticas submetidas à injeção de um fluido reativo**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. CTG. 2016.

GENS A. **Constitutive modelling: application to compacted soils**. In *Unsaturated Soils*, Alonso et al., Delage P1 (eds). Balkema: Rotterdam, 1179–1200. 1996

GIBBS, H.J.; BARA, J. P. **Predicting surface subsidence from basic soil tests**. ASTM STP, 322: 277-283. 1962.

GIBBS, H. J. e BARA, J. P. **Stability Problems of Collapsing Soil.** Journal of the Soil Mech. and Found. Div., Vol. 93, Nº 4, pp. 557-594. 1967

GUIDI, C. C. **Geotécnica e Técnica Delle Frodazioni.** HOePLI, v 1. 1975.

GUILHERME, L. C. ; BANDEIRA, A. P. ; BARBOSA, H. T. ; CHAVES, A. M. M. . **Avaliação do potencial de colapso de um solo do município de Barbalha-Ce.** In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Belo Horizonte. ABMS, 2016. doi://10.20906/CPS/CB-02-0028..

HANDY, R.L., **Collapse Loess in Iowa.** Proceedings of the Soil Science Society of America, 281-284. 1973.

HARISON, J. A. **Correlation Between California Bearing Ratio and Dynamic Cone Penetrometer Strength Measurement of soil.** Australian Road Research, Technical Note Nº 2. 1986. p. 130-136.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing.** New York, v2 John Wiley, 440 p. 1994.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing: effective stress tests.** Second edition, Volume 3, John Wiley & Sons, 1998.

HOLTZ, W.G. & HILF, J.W. **Settlement of Soil Foundation Due to Saturation.** Proc. Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation eng., 5, Paris, Vol. 1, p. 673-679. 1961.

HOUSTON, W.N.; HOUSTON, J. W. **State-of-the-Practice Mitigation measures Collapsible Soil Sites.** Proceedings. Foundation Engineering: current Principles and Practices. American Society of Civil Engineers, vol1. 1989.

JAKY, J., **The coefficient of earth pressure at rest.** Journal of the Society of Hungarian Architects and engineers, Budapest, Hungary, pp.355-358. 1944

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. **The Additional Settlement of Foundations due to a Collapse of Structure of Sand Subsoils on Wetting.** Proc. of the 4th ISSMFE, Vol. 1, pp. 316-319. 1957.

JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K. **A Guide to Construction on or with Materials exhibiting Additional Settlement Due to a Collapse of Grain Structure.** Proc. IV Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Durban, p. 99-105. 1975.

KASSIF G.E., HENKIN E.N., **Engineering and Physic- Chemical properties affecting pipping failure of Loess Dams in the Negev.** in: Proceedings of 3rd Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation, Haifa, 1, 13-16. 1967.

KLEYN, E.G.; SAVAGE, P.E. **The Application of the Pavement DCP to Determine the Bearing Properties and Performance of Road Pavements.** International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields in Norway. Trondheim, 1982.

KNODEL, P. C. **Construction of Large Canal on Collapsing Soils.** Journal of Geotechnical Engineering Division, A.S.C.e., Vol. 107, Nº GT1, Janeiro, pp. 79-94. 1981.

LAMBE, T.W. **Soil Testing for Engineerings.** New York, J. Wiley. P. 165. 1951.

LAMBE, T. W. ; WHITMAN, R. V. . **Soil mechanics.** New York, John Wiley & Sons. (1969)

LAFAYETTE, K. P. V.. **Comportamento Geomecânico de Solos de uma Topossequência na Formação Barreiras em uma encosta na Área Urbana do Recife.** Dissertação (Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, 2000.

LIMA, T. L. S. E. ; RIBEIRO JR, I. **Estudo de caso com amostras indeformadas e amostras compactadas em solos colapsíveis no município de Primavera do Leste - MT.** In: COBRAMSEG 2012, 2012, Porto de Galinhas. COBRAMSEG 2012. Recife: CCS, 2012.

LINS, C. M.M.S. **Desenvolvimento de uma célula edométrica para estudo da evolução da tensão horizontal durante a dissolução química.** Tese de Doutorado. Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação Engenharia Civil. p. 125. 2014.

LIVNEH, M. **Validation of Correlation Between a Number of Penetration Tests and *in situ* California Bearing Ratio Tests.** Transp. Res. Rec 1219. Transportation Research Board, Washington, 1987.

LOPES, J. e. R. **Contributo para o estudo da utilização do deflectómetro de impacto ligeiro.** Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa, 2010.

LOURO, C. F.; SOARES, F.T.; RIBEIRO, K.F.A.; RIBEIRO JÚNIOR, I. **Utilização de expansocolapsômetro na determinação do colapso no solo de Rondonópolis – MT.** XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2016, Belo Horizonte, ABMS, doi:10.20906/CPS/CB-02-0032

LUTENEGGER, A. J.; SABER, R.T. **Determination of collapse potential of soils.** Geotechnical Testing Journal. ASTM, v, 11n. 3p.173-178, 1988.

MAIA, C. M. M. *et al.* **Execução de Fundações Profundas.** In: Fundações Teoria e Prática. 2ed. São Paulo: Pini. 1998. p. 329-407.

MAHMOUD, H.H., HOUSTON, W.N., HOUSTON, S.L. (1995). **Apparatus and Procedure for an *in situ* Collapse Test**. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 18, no 4, December, pp. 431-440.

MARIZ, D. F. **Um estudo físico químico mecânico sobre o colapso de solos Residuais Sesquioxídicos micro-agregados do Planalto Central**. 168p Dissertação (Mestrado em engenharia Civil). COOPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 1993.

MARTINS, I. S. M. **Sobre uma nova relação índice de vazios tensão nos solos**. Tese de Mestrado, COPPE/UFPE. 1983.

MATSUOKA, H. e SAKAKIBARA, K. **A constitutive Odel for sands and Clays evauating Principal Stress Rotation**. soils and Foundation, Vol. 27, No. 4. 1987.

McGOWN, A.; COLLINS, K. **The Microfabrics of some expansive and Collapsing Soils**. Anais, V Cong. Panamericano de Mec. dos Suelos e Ing. De Fundaciones, Buenos Aires, p. 323-332. 1975.

MENDONÇA, M. B., (1990). **Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa-Bahia**. Tese de Mestrado, COPPe/UFRJ.

MENDONÇA NETO, H. C. **Análise da variação de volume devido à inundação de um solo colapsível utilizado em um canal de irrigação**. Dissertação de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco. 2011.

MENDONÇA NETO, H. C.; FERREIRA, S. R. M. **Behavior of volume change due to wetting in a collapsible soil to used in irrigation channel**. Journal of Civil Engineering and Architecture (Online). , v.2, p.770 - 778, 2015.

MORAES, L.J.; CAVALCANTI, A.V.; FRANCO, J.A.M. **Caracterização dos Solos Colapsíveis na Fundação do Dique 2 do Aproveitamento Hidroelétrico de Cana-Brava**. II Simp. Sobre Solos Não Saturados. AMSF-UFPE/ABMS-Ne. Recife. Vol. 1, p. 117-122. 1994.

MOROTO, N.; MURAMATSU. M. **Ko value and degree of anisotropy of overconsolidated clay**. Proceeding 9th southeast Asian geotechnical conference, 1987.

MOTTA, E. Q. **Análise do colapso de um solo compactado devido à inundação e à interação solo-líquido contaminante**. Dissertação de Mestrado, Recife, UFPE, 114p. 2006.

MOTTA, E. Q.; FERREIRA, S. R. M. **Variações da compressibilidade e do potencial de colapso de um solo perante diferentes líquidos de inundação**. Revista de Estudos Ambientais (Online). , v.13, p.28 - 41, 2011.

NUÑEZ, E. **Suelos especiales: Colapsibles y expansivos, Preconsolidados por Desecacion.** V Congreso Panamericano de Mecânica dos Suelos e Ingenieria de Fundaciones, Buenos Aires, Sessão II, Vol. IV, pp.43-73.1975.

PEREIRA, T. C. **Uma Contribuição para a Determinação de Propriedades Físicas e Mecânicas de Materiais Granulares Compactos, com Recurso a Penetrômetro Dinâmico Ligeiro.** Dissertação de Pós-Graduação, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto. Porto, 2010. 83 p.

PESSOA, J. R. D. **Desenvolvimento de uma célula triaxial para estimativa da tensão horizontal em condições edométricas.** Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 108p. 2015.

PHIEN-WEJ, N.; PIENTONG, T. E BALASUBRAMANIAN, A.S. **Collapse and Strength Characteristics of Loess.** In Thailand. engineering Geology, Vol. 32, Elsevier Science, Amsterdam, p. 59-72. 1992.

POPESCU, M. E. **A Comparison Between the Behavior of Swelling and of Collapsing Soils.** Engineering Geology, Vol.23, nº 2, pp. 145-163. (1986).

PREUSSLER, L. A. **Contribuição ao estudo da deformabilidade de camadas de pavimento.** São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes, 2007.

PRIKLONSKIJ, V. A. **Gruntovenedie - Utoraira Chast.** Gosgeolizdat, Moscow. 371 p. 1952.

REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. **Colapse Potential of Soils and Soil-Water Chemistry. Proceedings.** Anais...VIII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Moscow, vol.2.2, p. 177-183. 1973.

REZNIK, Y. M. **Discurssion of Determination of Collapse Potencial of Soils.** Geotechnical Testing Journal, ASTN, vol.12, nº 3, pp. 240-249. 1989.

REZNIK, Y.M. **Comparison of Results of Oedometer and Plate Load Tests Performed on Collapsible Soils.** Engineering Geology, 39, p. 17-30. 1995.

RIANI H.C. E BARBOSA, M.C **Collapsible sand and its treatment by compactation.** Proc. Of the 12th ICSMFe., Rio de janeiro, 643-645, 1989.

RODRIGUES, R. A. & LOLLO, J. A. **Características dos Solos Colapsíveis.** In: Solos Colapsíveis: identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas. UNESP, São Paulo, Cap. 2, p.59-67, 2008.

RODRIGUES, R. A.; VILAR. O. M. **Colapso de solo desencadeado pela elevação do nível d'água.** Revista Nacional De Gerenciamento de Cidades. ANAP, v. 1, n. 6, 2013.

ROWE, P.W., **Ce=0 Hypothesis for normally loaded clays at equilibrium**. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.1, 189-192, 1957.

SANTA MARIA, F. C. M. **Estudo Reológico-experimental do Coeficiente de empuxo no Repouso, K_0** . Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil., 2002, 171p.

SANTOS, G. M. **Comportamento hidromecânico de solo e das misturas solo-composto utilizados em camadas de cobertura no aterro experimental da Muribeca, Pernambuco**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco.196p, 2015.

SANTOS, P. J. C. R. **Análise estrutural de pavimento utilizando LWD**. Rio de Janeiro: Instituto Militar de Engenharia, 2014.

SANTOS, B. N. A., CONSTANTINO, C. S.; FERREIRA, S. R. M. **Avaliação do Coeficiente de empuxo no Repouso Devido à Inundação em Solos Colapsíveis através de Correlações empíricas**. Seminário apresentado a disciplina Comportamento dos Solos Colapsíveis e expansivos do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFPE. 21p, 2016.

SANTOS JÚNIOR, O.F.; ARÁUJO. **Relatório da pesquisa características geotécnicas dos solos de Natal**. Departamento de Engenharia Civil – Pró-reitoria de Pesquisa e Pós-graduação, Universidade Federal de Rio Grande do Norte, Natal, 1999.

SANTOS NETO, F. C. **Uso de Resíduos da Construção Civil para Melhoramento de Solos Colapsíveis**. Dissertação de Mestrado, Recife, Poli-UPE, 142p, 2015.

SCHMIDT, B., **Lateral stresses in uniaxial strain**, Geoteknisk Institut (The Danish Geotechnical Institute), Copenhagen, Denmark, Bulletin 23, pp. 5-12. 1967.

SHERARD, J.L., DECKER, R.S. E RYKER, N.B. **Piping in Earth Dams of Dispersive Clays**. A.S.C.E., Proceeding of the Specialty Conference on the Performance of earth and earth-Supported Structures, Purdue University. 1972.

SHIN, H., & J.C. SANTAMARINA. (2009). **Mineral dissolution and the evolution of K_0** . J. of Geotech. & Geoenv. Eng. 135:1141-1147.

SILVA, M. J. R. DA. **Comportamento Geomecânico De Solos Colapsíveis e expansivos em Petrolina-PE: Cartas De Suscetibilidade**. Recife: UFPE, 2003

SOUSA, A. C. R. C. ; MASCARENHA, M. M. A. ; JESUS, A. S. ; SILVA, M. R. . **Influência da Sucção na estabilidade estrutural de Solos Tropicais Não Saturados no Município de Silvânia-GO**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v. 1. p. 1-8. 2016

SOUZA NETO, J. B.. **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso)**. Rio de Janeiro, RJ – Brasil, Agosto de 2004.

STOLF, R. **Teoria e Teste Experimental de Fórmulas de Transformação dos Dados de Penetrômetro de Impacto em Resistência do Solo**. Revista Brasileira de Ciência do Solo, n. 15, p. 229-235, 1991.

STOLF, R.; **Incorporação de régua para medida de profundidade no projeto do penetrômetro de impacto Stolf**. In: XL CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA. p. 1-10. Cuiabá, 2011.

STOLF, R. *et al.* **Penetrômetro de Impacto Stolf Programa Computacional de dados em excel-Vba**. Revista Brasileira de Ciência do Solo, n. 38, p. 774-782, 2014.

TERZAGHI, K., **Discussion of lateral earth pressure: the accurate experimental determination of the lateral earth pressure, together with a resume of previous experiments**. Transactions of the American Society of Civil Engineers 86, 1525-1543. 1923.

TORRES, M. S. **Avaliação da colapsibilidade e da resistência de ponta de um solo de Petrolina devido à inundação**. 98p. Dissertação de Mestrado, UFPE. 2014.

TORRES, M. S.; FREITAS, M. L. R. A.; FERREIRA, S. R. M. **Microestruturas de Alguns Solos Colapsíveis do Semiárido do Nordeste Antes e Após o Colapso**. In: VIII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2015, Fortaleza. Solos não saturados: da caracterização às aplicações. Recife: Gráfica Fotolaser - ABMS, v.1. p.143 – 151, 2015.

VAN VUUREN, D. J. **Rapid Determination of CBR with the Portable Dynamic Cone Penetrometer**. The Rhodesian Engineer, n. 105. 1969.

VARGAS, M. **The Concept of tropical soils. I International Conference on Tropical Lateritic and Saprolitic Soils**, Brasília, v. 3, pp. 101-134. 1985.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: McGRAW-HILL do Brasil Ltda, 1978.

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

VERISSIMO, K. J. S.; TORRES, M. S.; FERREIRA, R. G. B.; FREITAS, M. L. R. A.; FERREIRA, S. R. M. **Volume evaluation due to wetting in a collapsible soil used in a housing development in the semi-arid region of Pernambuco State – Brazil**. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical engineering, Buenos Aires. Panamerican Conference on Soil Mechanics and

Geotechnical Engineering. Buenos Aires: IOS Press, 2015. v.1. p.2158 – 2165. 2015.

VILAR, O. M. & FERREIRA, S. R. M. **Solos Colapsíveis e expansivos**. In: Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico. AMBS, São Paulo, Cap. 15, p.415-436, 2015.

VILAR, O.M.; RODRIGUES, J.E. & NOGUEIRA, J.B. **Collapse soils: A problem for tropical soil engineering**. In: Proc. Brazilian Symposium of Tropical Soils, Rio de Janeiro, v. 1, pp. 209-224, 1981 (In Portuguese).

VILAR, O. M. & RODRIGUES, R. A. **Revisiting Classical Methods to Identify Collapsible Soils**. In: Soils And Rocks, 38 (3), p.265-278. 2015.

WHEELER SJ, SIVAKUMAR V. **A elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil**. Geotechnique 1995; 45:35–53, 1995.

WOLLE, C. M.; BENVENUTO, C.; VICTORIO, F. C.; POLLA, C. M.; SAAD, A. M. & PULEGHINI, P. **Estudo preliminar da Colapsividade dos Solos no projeto Jaíba - MG**. In: Congresso Brasileiro de geologia de engenharia, São Paulo, v. 1, p. 179-193,1978.

WOLLE, C. M.; BENVENUTO, C. E CARVALHO, P.A.S. **Collapse soils foundations of canals in Central Brazil. In International Conference**. In Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stocolmo, v.1, p. 277-280. 1981.

APÊNDICE

Índices Físicos do solo nos ensaios edométricos

QUADRO A -1 - Índices físicos do solo em amostras indeformadas no início e término dos ensaios edométricos.

ENSAIO	ÍNDICES FÍSICOS INICIAIS					ÍNDICES FÍSICOS FINAIS				
	w %	e	ρ_d kN/m ³	ρ_h kN/m ³	Sr %	w %	e	ρ_d kN/m ³	ρ_h kN/m ³	Sr %
Natural	0,88	0,778	14,86	14,99	3,00	1,32	0,621	16,3	20,13	5,60
Inundado	0,86	0,721	15,35	15,48	3,13	17,84	0,504	17,57	20,92	93,55
Inundado 10 kPa	0,69	0,745	15,14	15,25	2,43	19,83	0,722	15,34	19,53	72,56
Inundado 20 kPa	0,74	0,694	15,6	15,71	2,82	19,45	0,638	16,13	20,03	80,53
Inundado 40 kPa	0,60	0,693	15,61	15,7	2,3	19,12	0,617	16,33	20,15	81,82
Inundado 80 kPa	0,55	0,684	15,69	15,77	2,13	19,19	0,578	16,74	20,4	87,66
Inundado 160 kPa	0,78	0,81	14,6	15,45	19,05	17,73	0,654	15,97	19,92	71,61
Inundado 320 kPa	0,90	0,756	15,04	15,18	3,14	17,82	0,608	16,43	20,21	77,45
Inundado 640 kPa	0,90	0,723	15,34	15,48	3,29	16,74	0,542	17,13	20,64	81,56
Inundado 1280 kPa	0,87	0,791	14,75	14,88	2,91	16,41	0,583	16,69	20,37	74,39

w – Umidade,

e- índice de vazios,

ρ_d - Peso específico aparente seco,

ρ_h - Peso específico úmido,

Sr – Grau de saturação.

QUADRO A-2 - Índices Físicos das Amostras compactadas dos Ensaios Edométricos com GC= 85% e w= 0,22%.

ENSAIO	ÍNDICES FÍSICOS INICIAIS					ÍNDICES FÍSICOS FINAIS				
	w %	e	ρ_d kN/m ³	ρ_h kN/m ³	Sr %	w %	e	ρ_d kN/m ³	ρ_h kN/m ³	Sr %
Inundado 10 kPa	0,219	0,675	15,714	15,748	0,855	23,60	0,621	15,373	19,000	100,0
Inundado 20 kPa	0,219	0,681	15,660	15,694	0,848	20,86	0,549	15,577	18,826	100,0
Inundado 40 kPa	0,219	0,691	15,563	15,597	0,835	19,71	0,519	15,496	18,550	100,0
Inundado 80 kPa	0,219	0,680	15,664	15,699	0,849	16,73	0,442	15,379	17,951	99,7
Inundado 160 kPa	0,219	0,676	15,707	15,742	0,855	13,75	0,362	16,000	18,199	99,9
Inundado 320 kPa	0,219	0,682	15,649	15,683	0,847	10,04	0,265	15,497	17,052	99,5

w – Umidade,

e- índice de vazios,

ρ_d - Peso específico aparente seco,

ρ_h - Peso específico úmido,

Sr – Grau de saturação.

QUADRO A-3 - Índices Físicos das Amostras compactadas dos Ensaios Edométricos com GC= 90% e w= 0,22%.

ENSAIO	ÍNDICES FÍSICOS INICIAIS					ÍNDICES FÍSICOS FINAIS				
	w %	e	ρ_d kN/m ³	ρ_h kN/m ³	Sr %	w %	e	ρ_d kN/m ³	ρ_h kN/m ³	Sr %
Inundado 10 kPa	0,219	0,600	16,454	16,490	0,96	21,41	0,575	16,376	19,882	98,0
Inundado 20 kPa	0,219	0,591	16,539	16,575	0,98	19,89	0,530	16,469	19,731	98,4
Inundado 40 kPa	0,219	0,580	16,653	16,690	0,99	18,89	0,497	16,632	19,774	100,0
Inundado 80 kPa	0,219	0,585	16,603	16,639	0,99	14,99	0,395	16,590	19,078	99,9
Inundado 160 kPa	0,219	0,599	16,460	16,496	0,96	13,44	0,354	16,328	18,523	100,0
Inundado 320 kPa	0,219	0,582	16,636	16,672	0,99	11,52	0,303	16,532	18,437	99,9

w – Umidade,

e- índice de vazios,

ρ_d - Peso específico aparente seco,

ρ_h - Peso específico úmido,

Sr – Grau de saturação.

QUADRO A-4 - Índices Físicos das Amostras compactadas dos Ensaios Edométricos com GC= 95% e w= 0,22%.

ENSAIO	ÍNDICES FÍSICOS INICIAIS					ÍNDICES FÍSICOS FINAIS				
	w %	e	ρ_d kN/m ³	ρ_h kN/m ³	Sr %	w %	e	ρ_d kN/m ³	ρ_h kN/m ³	Sr %
Inundado 10 kPa	0,219	0,498	17,575	17,614	1,160	17,95	0,472	17,567	20,720	100,0
Inundado 20 kPa	0,219	0,501	17,535	17,574	1,153	16,95	0,446	17,511	20,479	100,0
Inundado 40 kPa	0,219	0,494	17,618	17,657	1,169	15,35	0,411	17,534	20,226	98,4
Inundado 80 kPa	0,219	0,481	17,775	17,814	1,201	13,45	0,354	17,748	20,134	100,0
Inundado 160 kPa	0,219	0,499	17,563	17,601	1,158	12,06	0,318	17,513	19,625	100,0
Inundado 320 kPa	0,219	0,491	17,655	17,694	1,176	11,06	0,291	17,593	19,539	100,0

w – Umidade,

e- índice de vazios,

ρ_d - Peso específico aparente seco,

ρ_h - Peso específico úmido,

Sr – Grau de saturação.