



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

JESCE JOHN DA SILVA BORGES

**AVALIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE, RESISTÊNCIA DE PONTA E
VARIAÇÃO DE VOLUME EM CAMPO COM E SEM INUNDAÇÃO EM SOLO
COLAPSÍVEL**

**RECIFE
2016**

JESCE JOHN DA SILVA BORGES

**AVALIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE, RESISTÊNCIA DE PONTA E
VARIAÇÃO DE VOLUME EM CAMPO COM E SEM INUNDAÇÃO EM SOLO
COLAPSÍVEL**

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

Orientador:

Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira

RECIFE

2016

Catálogo na fonte

Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

B732a Borges, Jesce John da Silva.

Avaliação do módulo de elasticidade, resistência de ponta e variação de volume em campo com e sem inundação em solo colapsível / Jesce John da Silva Borges. - Recife: O Autor, 2016.

195 folhas, il.

Orientador: Prof. Dr. Silvío Romero de Melo Ferreira.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, 2016.

Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Solos colapsíveis. 3. LWD. 4. Petrolina I. Ferreira, Silvío Romero de Melo (Orientador). II. Título.

624 CDD (22. ed.)

UFPE/BCTG/2016-42



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

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**AVALIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE, RESISTÊNCIA DE PONTA E
VARIAÇÃO DE VOLUME EM CAMPO COM E SEM INUNDAÇÃO EM SOLO
COLAPSÍVEL**

Defendida por

Jesce John da Silva Borges

Considera o candidato APROVADO

Recife, 21 de janeiro de 2016

Banca Examinadora:

Prof.Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira
(Orientador)

Prof.Dr. Alexandre Duarte Gusmão
Examinador Externo

Prof.Dr. Ivaldo Dário da Silva Pontes Filho
Examinador Interno

Dedico este trabalho à minha família,
assim como a namorada Larissa Morais,
companheira e grande incentivadora.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela força concedida nos momentos difíceis que surgiram nesse período e pela oportunidade de concluir mais uma etapa.

A toda minha família e amigos pelo apoio em todas as fases da minha vida. À minha namorada Larissa, que sempre esteve ao meu lado e foi minha grande incentivadora.

Aos colegas Flávio, William, Hedmun e Marta que participaram na realização dos ensaios de campo em Petrolina.

Ao meu Orientador, Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira, pelos conhecimentos transmitidos ao longo deste curso, confiança, paciência, disponibilidade de tempo e orientação que foi prestada neste trabalho.

À Universidade Federal de Pernambuco, por ter me concedido a oportunidade de cursar e concluir a pós-graduação em engenharia civil.

À empresa SEFE – Serviços Especiais de Fundações e Estruturas LTDA, representada por André Campelo de Melo e Henrique Soares de Azevedo de Melo, por ter cedido gentilmente o equipamento Light Weight Deflectometer – LWD, usado no estudo de caso deste trabalho.

RESUMO

A investigação geotécnica é uma etapa essencial para a elaboração de projeto de engenharia. A utilização de um programa adequado minimiza os riscos. Para se avaliar o comportamento dos solos colapsíveis, é necessário utilizar técnicas de ensaios que simulem as condições a que o solo será submetido. A pesquisa tem por objetivo avaliar o módulo de elasticidade, a resistência de ponta e a variação de volume em campo de um solo colapsível do conjunto Residencial Nova Petrolina em Petrolina-PE, com e sem a inundação prévia. Para tanto, foram utilizados em campo os equipamentos Light Weight Deflectometer – LWD, Expansocolapsômetro, Penetrômetro Dinâmico Ligeiro (Dynamic Probing Light – DPL), Penetrômetro Estático (PE) e a caracterização física do solo foi realizada em laboratório. O solo é preponderantemente arenoso, sua resistência de ponta cresce com a profundidade, chegando a um valor médio de 12,85 MPa para profundidade de 1,20 m, a inundação reduz a resistência em torno de 84%. O módulo de elasticidade varia de 46,3 a 79,2 MPa e a inundação causa uma redução de 88%. A inundação provocou uma redução na tensão de ruptura em 36%. Há uma boa correlação ($R^2 > 0,80$) entre o módulo de elasticidade obtido com o LWD e o índice de resistência a penetração dinâmica (DPL). A partir dos resultados do LWD, estabeleceu-se um critério de identificação de solo colapsível através do coeficiente K_{LWD} , atestando que o solo de Petrolina apresenta suscetibilidade ao colapso: alto para $K_{LWD} > 4,20$, baixo para $K_{LWD} < 2,78$ e médio para K_{LWD} entre 2,78 e 4,20. Portanto, assim como os penetrômetros, a aplicação do LWD em solos colapsíveis demonstrou ser uma técnica promissora na avaliação da perda de rigidez do solo devido à inundação, como também se destaca sua praticidade na execução e obtenção de resultados imediatos sem necessidade de cálculos posteriores, permitindo uma análise em campo de forma imediata.

PALAVRAS CHAVES: Solos colapsíveis. LWD. Petrolina.

ABSTRACT

Geotechnical research is an essential step for the development of an engineering project. The use of a suitable research program minimizes risks. To evaluate the behavior of collapsible soils, it is necessary to use technical tests simulating the conditions in which the soil will be submitted. The research aims to evaluate the elasticity modulus, the tip resistance, the variation of volume in the collapsible soil of "Residential Nova Petrolina" in Petrolina-PE, with and without previous flood. Therefore, were used in the field the Light Weight Deflectometer equipment - LWD, Expansocolapsometer, Dynamic Probing Light - DPL, Static Penetrometer (PE) and the physical characterization of soil was performed in the laboratory. The soil is mainly sandy, the tip resistance grows with depth, reaching an average value of 12.85 MPa for a depth of 1.20 m, flooding reduces the resistance around 84%. The elasticity modulus varies from 46.3 to 79.2 MPa and flooding causes a 88% reduction. The flooding caused a reduction in the breakdown voltage by 36%. There is a good correlation ($R^2 > 0.80$) between the elasticity modulus obtained from the LWD and the dynamic penetration resistance index (DPL). From the results of the LWD, a criterion for the identification of collapsible soils was established through k_{LWD} coefficient, attesting that Petrolina's soil presents the following susceptibility to collapse: high to $K_{LWD} > 4.20$, low to $K_{LWD} < 2.78$ and average for K_{LWD} between 2.78 and 4.20. Therefore, as well as the penetrometers, the LWD application on collapsible soils proved to be a promising technique in the evaluation of soil rigidity loss due to flooding, as it also stands out for its practical implementation and for obtaining immediate results without the need for further calculations, allowing an immediate analysis.

KEYWORDS: Collapsible soil. LWD. Petrolina.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Mapa de suscetibilidade ao colapso dos solos no Estado de Pernambuco - AMORIM (2004).....	25
Figura 2 - Representação esquemática do ensaio SPT.....	40
Figura 3 - Perfil geotécnico do solo colapsível de Petrolina/PE - FUCALE (2000)..	43
Figura 4 - Perfis geotécnicos dos furos: A) SP-01, B), SP-03 C) SP-04 e D) SP-05 - SILVA (2003).....	44
Figura 5 - Ensaio SPT: a) Perfil do solo e b) Variação do N_{SPT} com a profundidade - TORRES (2014).....	45
Figura 6 - Corte esquemático do penetrômetro dinâmico - STOLF et al. (1983); STOLF (1984).....	48
Figura 7- Apresentação dos resultados: a) Dados do Penetrômetro - STOLF (1987); b) Diagrama Estrutural - ALVES (2002) e c) Resistência de ponta do DPL x profundidade - STOLF (2014).	50
Figura 8 - Corte esquemático do funcionamento do penetrômetro dinâmico - STOLF (1991).....	51
Figura 9 - Resistência de Ponta obtida com Penetrômetro de Impacto (DPL): a) Solo natural, b) Solo inundado e c) Relação entre a resistência de ponta no solo natural e inundado - TORRES (2014).	55
Figura 10 - Penetrômetro Estático (CPT) Mecânico - Portátil - Para Uso Agrícola - CLAUS (2014).....	56
Figura 11 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Estático: a) Solo natural, b) Solo inundado e c) Relação entre a Resistência de ponta no solo natural e inundado - TORRES (2014).	57

Figura 12 - Equipamento Expansocolapsômetro, Petrolina - FUCALE (2000).....	61
Figura 13 - Equipamento para medir a variação de volume em campo com controle da vazão de inundação, Expansocolapsômetro - FERREIRA e LACERDA (1993) e FERREIRA (1995).....	62
Figura 14 - 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 - TORRES (2014).	65
Figura 15 - a) variação da umidade com a profundidade antes e após a inundação e b) variação dos potenciais de colapso com a tensão aplicada - TORRES (2014). .	65
Figura 16 - Variação da deformação volumétrica específica com a tensão vertical aplicada – FUCALE (2000).....	68
Figura 17- Exemplo de bacia de deflexão - LOPES (2010).....	69
Figura 18 – TRL Foundation Test – TFT - Adaptado por GARCIA e THOMPSON (2003 apud LOPES, 2010).	71
Figura 19 - Falling Weight Deflectometer - DYNATEST (1995 apud PREUSSLER, 2007).	72
Figura 20 - Elementos constituintes de LWD convencional - Adaptado de GARCIA e THOMPSON (2003) e Norma Técnica de Ensayo (2003 apud LOPES, 2010).	74
Figura 21 - Sequência temporal da força de impacto exercida pelo LWD e assentamento gerado - TB BF - Stb Part B 8.3 (2003).....	78
Figura 22 - Representação gráfica esquemática da bacia deflectométrica e os respectivos índices - FERRI (2013).....	81
Figura 23 - Bacia de deflexão perfeita, adaptado por LOPES (2010) - FLEMING et al (2009).	82

Figura 24 - Bacias de deflexão com diminuição da deformação registrada, adaptado por Lopes (2010) - FLEMING et al. (2009).....	82
Figura 25 - Dispersão das deflexões referente à queda de massa - NEVES et al. (2012 apud MENDES, 2013).....	83
Figura 26 - Bacia de deflexão com ressaltos da placa de carga, adaptado por LOPES (2010) - FLEMING et al. (2009).....	84
Figura 27 - Localização de Petrolina no Brasil e em Pernambuco - Wikipédia (2015).....	89
Figura 28 - Residencial Nova Petrolina.....	93
Figura 29 - Carta de Suscetibilidade de Ocorrência de Solos Colapsíveis com Base na Geologia, Pedologia e Clima - SILVA (2003).	94
Figura 30 - Localização do ensaio de campo - Google earth, imagem registrada em 27/10/2015.	96
Figura 31 - Localização do ensaio de campo na carta de suscetibilidade elaborada por SILVA (2003).....	96
Figura 32 – Campo experimental.	97
Figura 33 - Representação esquemática dos ensaios de campo.....	98
Figura 34 – Inundação da área C.....	99
Figura 35 - Penetrômetro Dinâmico IAA/Planasucar-Stolf - STOLF et al. (2011)..	101
Figura 36 - Locação dos furos do ensaio do DPL.	102
Figura 37 - Trena a Laser DLE-70 Profissional.	103
Figura 38 - Ensaio com o Penetrômetro Dinâmico.....	104

Figura 39 - Locação dos furos do ensaio com o PE.....	105
Figura 40 - Penetrômetro Estático - PE.....	105
Figura 41 – Expansocolapsômetro (1ª Versão).....	106
Figura 42 – Vista geral do TERRATEST 4000 USB - MANUAL DE INSTRUÇÕES (2013).....	110
Figura 43 - Componentes do TERRATEST 4000 USB – TERRATEST GMBH (2013b).....	111
Figura 44 – Exemplos de protocolos de testes com todos os dados do ensaio. ...	115
Figura 45 - TERRATEST 4000 USB.	119
Figura 46 - Representação esquemática LWD x Expansocolapsômetro.	120
Figura 47 - Corte esquemático da realização do ensaio de LWD e Expansocolapsômetro.....	120
Figura 48 - Representação esquemática do modo utilizado para a realização da correlação entre o LWD x DPL – Área A (peso de 10 kgf).....	121
Figura 49 - Representação esquemática do modo utilizado para a realização da correlação entre o LWD x DPL – Área B (peso de 15 kgf) e C (peso de 10 kgf)...	122
Figura 50 - Representação esquemática dos pontos de coletas das amostras do solo para o ensaio de umidade.	125
Figura 51 - Representação esquemática da locação dos pontos onde foram realizados os ensaios de peso específico do solo.....	125
Figura 52- Ensaio do peso específico natural - inserção do anel no solo por pressão.	126

Figura 53 - Resultados relacionados as áreas B (natural) e C (inundado): a) umidade x profundidade e b) grau de saturação x profundidade.	128
Figura 54 - Valores de umidade nos locais onde foram realizados os ensaios com o expansocolapsômetro após ensaio.	129
Figura 55 - Caracterização física do solo: a) curva granulométrica obtida neste estudo; b) curvas granulométricas TORRES (2014) - Residencial Nova Petrolina, prof. 0,05 a 1,50 m; ARAGÃO e MELO (1982) – CHM, FUCALE (2000) - Canal Pontal Azul e NETO (2011) – Parnaíba.....	130
Figura 56 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Dinâmico: a) Resultado para o solo natural e b) Comparação com o resultado de TORRES (2014).	132
Figura 57 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Dinâmico: a) Resultado para o solo inundado e b) Comparação com o resultado de TORRES (2014).....	133
Figura 58 - Relação entre a resistência de ponta no solo natural e inundado ($K_w = P_q/P_{qw}$): a) razão K_w obtida neste estudo e b) razão K_w obtida por TORRES (2014).....	134
Figura 59 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Estático: a) Resultado para o solo natural e b) Comparação com o resultado de Torres (2014).	135
Figura 60 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Estático: a) Resultado para o solo inundado e b) Resultado para o solo inundado obtido por TORRES (2014).....	136
Figura 61 - Resistência de ponta no solo natural e inundado ($K_w = P_q/P_{qw}$): a) razão K_w obtida neste estudo e b) razão K_w obtida por TORRES (2014).	137
Figura 62 - Curvas tensão deslocamento experimentais e ajustadas pelo método de VAN DER VEEN (1953): a) em solo na umidade natural, b) em solo inundado previamente.....	138

Figura 63 - Curvas carga-deslocamento experimentais e ajustadas pelo método de VAN DER VEEN (1953): a) Em solo na umidade natural, b) em solo inundado previamente.....	139
Figura 64 - Avaliação da colapsibilidade em campo utilizando o equipamento Expansocolapsômetro.....	140
Figura 65 - Curvas de deslocamentos com as tensões aplicadas (em logaritmo), em campo utilizando o equipamento Expansocolapsômetro.	140
Figura 66 - Variação de umidade no solo na situação natural, inundado previamente e inundado após ensaio com a profundidade.....	141
Figura 67 - Análise através das curvas de deflexões para o solo no estado natural (Área A) e inundado (Área C): a) ensaio de LWD com peso de 10 kgf e b) ensaio de LWD com peso de 15 kgf.	143
Figura 68 - Análise através das curvas de deflexões individuais para o solo no estado natural (Área A) e inundado (Área C) - ensaio realizado com peso de 10 kgf: a) ponto 6 da área A, b) ponto 5 da Área C.....	144
Figura 69 - Análise comparativa entre os pesos de 10 e 15 kgf para o solo no estado natural e inundado: a) área A, b) área C.	145
Figura 70 - Análise dos resultados após 15 impactos com o peso de 15 kgf: a) ponto 8 da área B e b) ponto 6 da área C.	147
Figura 71 - Correlação de $N_{LWD} \times N_{SPT}$ com dados obtidos pela equação de DÉCOURT (1995).	149
Figura 72 - Correlação de $N_{LWD} \times N_{SPT}$ para solos SM, com dados obtidos pela equação de TEIXEIRA e GODOY (1996).....	150
Figura 73 - Resultado da correlação LWD x DPL – Área A (peso de 10kgf): a) Deflexão (LWD) x índice de penetração (DPL) e b) Módulo de Elasticidade (LWD) x índice de penetração (DPL).....	152

Figura 74 - Resultado da correlação LWD x DPL – Área B (peso de 15 kgf): a) Deflexão (LWD) x índice de penetração (DPL) e b) Módulo de Elasticidade (LWD) x índice de penetração (DPL).....	152
Figura 75 - Resultado da correlação LWD x DPL – Área C (peso de 10 kgf): a) Deflexão (LWD) x índice de penetração (DPL) e b) Módulo de Elasticidade (LWD) x índice de penetração (DPL).....	153
Figura 76 - Círculo de correlação.....	157
Figura 77 - Mapa bidimensional de observação das variáveis.....	158
Figura 78 - Ensaio com o peso de 10 kgf - Área A: a) Ponto 1; b) Ponto 2; c) Ponto 3; d) Ponto 4; e) Ponto 5; f) Ponto 6.....	177
Figura 79 - Ensaio com o peso de 10 kgf - Área A: a) Ponto 7; b) Ponto 8; c) média, mínimo e máximo; d) Todos os pontos da área A.....	178
Figura 80 - Ensaio com o peso de 15 kgf - Área A: a) Ponto 1; b) Ponto 2; c) Ponto 3; d) Ponto 4; e) Ponto 5; f) Ponto 6.....	179
Figura 81 - Ensaio com o peso de 15 kgf - Área A: a) Ponto 7; b) Ponto 8; c) média, mínimo e máximo; d) Todos os pontos da área A.....	180
Figura 82 - Ensaio com o peso de 15 kgf - Área B: a) Ponto 1; b) Ponto 2; c) Ponto 3; d) Ponto 4; e) Ponto 5; f) Ponto 6.....	181
Figura 83 - Ensaio com o peso de 15 kgf - Área B: a) Ponto 7; b) Ponto 8; c) média, mínimo e máximo; d) Ponto 8 após 15 impactos; e) Todos os pontos da área B..	182
Figura 84 - Ensaio com o peso de 10 kgf - Área C: a) Ponto 1; b) Ponto 2; c) Ponto 3; d) Ponto 4; e) Ponto 5; f) Ponto 6.....	183
Figura 85 - Ensaio com o peso de 10 kgf - Área C: a) Ponto 7; b) Ponto 8; c) média, mínimo e máximo; d) Todos os pontos da área C.....	184

Figura 86 - Ensaio com o peso de 15 kgf - Área C: a) Ponto 1; b) Ponto 2; c) Ponto 3; d) Ponto 4; e) Ponto 5; f) Ponto 6..... 185

Figura 87 - Ensaio com o peso de 15 kgf - Área C: a) Ponto 7; b) Ponto 8; c) Ponto 6 após 15 impactos; d) média, mínimo e máximo; e) Todos os pontos da área C. 186

Figura 88 - Análise estatística dos resultados obtidos na Área A com o peso de 10 kgf. 188

Figura 89 - Exemplo de um resultado individual – Área A (ponto 3) utilização do peso de 10kgf..... 189

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Métodos de investigação de solos colapsíveis, adaptado por NETO (2011) - FERREIRA (2008).	34
Tabela 2 – Classificação do solo (estados de compacidade e de consistência) - NBR 6484:2001.....	41
Tabela 3 - Índice de resistência à penetração (SPT) - em solo natural – Petrolina/PE - FUCALE (2000).....	43
Tabela 4 - Exemplo da tabela de campo para levantamento do DPL - CLAUS (2014).....	49
Tabela 5 – Apresentação da média geral de cada intervalo - STOLF (1983).	51
Tabela 6 - Fórmulas para o cálculo da Resistência de Ponta do DPL - CLAUS (2014).....	52
Tabela 7 - Média geral de todos os ensaios: fórmula de Sanders, dos Holandeses e de Brix aplicadas aos cinco tratamentos de massa de impacto; tratamento penetrômetro convencional - STOLF (1991).	53
Tabela 8 - Média de cada ensaio. Fórmula dos Holandeses aplicada aos cinco tratamentos de massa de impacto; tratamento penetrômetro convencional - STOLF (1991).....	54
Tabela 9 - Potencial de colapso obtido através de ensaios de campo (Expansocolapsômetro) - TORRES (2014).	66
Tabela 10 - Potencial de colapso obtido através de ensaios de campo - FUCALE (2000).....	67
Tabela 11 - Estágios de tensões aplicadas antes da tensão de inundação – Ensaios com o Expansocolapsômetro - FUCALE (2000).....	67

Tabela 12 - Parâmetros da equação - TEXEIRA e GODOY (1996 apud COSTA, 2015).....	87
Tabela 13 – Resumo das características das áreas.....	99
Tabela 14 - Dados técnicos relacionado ao TERRATEST 4000 USB - Adaptado do manual de instruções TERRATEST GBMH (2013a).	113
Tabela 15 - Profundidade de coleta de amostra.....	124
Tabela 16 - Profundidade de coleta de amostra no local do ensaio com o Expansocolapsômetro.....	124
Tabela 17 - Resultado do ensaio de umidade.....	128
Tabela 18 - Resultado do ensaio de umidade para os pontos em que foram realizados testes com o Expansocolpasômetro após ensaio.	129
Tabela 19 - Resultados do ensaio de peso específico natural.	130
Tabela 20 - Resultado do ensaio com e sem defloculante.....	131
Tabela 21 - Tensão ruptura no solo na umidade natural e inundado.	138
Tabela 22 - Análise comparativa dos valores de módulo de elasticidade E_{LWD} , deflexão média e s/v para a situação do solo na condição natural e inundado.....	142
Tabela 23 - Cálculo de N através dos resultados LWD pela equação de DÉCOURT (1995).....	148
Tabela 24 - Cálculo de N através dos resultados LWD pela equação de TEIXEIRA e GODOY (1996).....	148
Tabela 25 – Correlações entre deflexão e resistência de ponta.....	151
Tabela 26 – Correlações entre módulo de elasticidade e resistência de ponta. ...	151

Tabela 27 - Resumo da análise estatística.....	153
Tabela 28 – Identificação de solos colapsíveis através do ensaio com LWD para o município de Petrolina.....	155
Tabela 29 – Valores de k_{LWD}	155
Tabela 30 – Estatísticas descritivas gerada pelo XLSTAT.....	156
Tabela 31 – Matriz de correlação gerada pelo XLSTAT.....	156

SUMÁRIO

CAPÍTULO I	24
INTRODUÇÃO	24
1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	24
1.1 Objetivos gerais e específicos	27
1.2 Estrutura da dissertação	28
CAPÍTULO II	30
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	30
2.1 Solos Colapsíveis	30
2.2 Métodos de identificação	33
2.3 Fatores que influenciam no colapso do solo.....	35
2.3.1 <i>Estrutura</i>	36
2.3.2 <i>Umidade</i>	36
2.3.3 <i>Estado de tensão</i>	37
2.3.4 <i>Vazão de inundação</i>	37
2.4 Ensaio de campo realizados em solos colapsíveis	38
2.4.1 <i>Standart Penetration Test (SPT)</i>	39
2.4.1.1 Origem	39
2.4.1.2 Procedimento do ensaio SPT	39
2.4.1.3 Ensaio de SPT que foram realizados em Petrolina	41
2.4.2 <i>Penetrômetro Dinâmico Ligeiro (DPL)</i>	46
2.4.2.1 Origem	46

2.4.2.2	Procedimento de ensaio do DPL	47
2.4.2.3	Fórmulas para o cálculo da resistência de ponta do DPL	51
2.4.2.4	Ensaio com DPL que foram realizados em Petrolina	54
2.4.3	<i>Penetrômetro Estático (PE)</i>	55
2.4.3.1	Origem	55
2.4.3.2	Procedimento de ensaio do PE	56
2.4.3.3	Ensaio com PE que foram realizados em Petrolina	57
2.4.4	<i>Prova de carga em placa</i>	58
2.4.5	<i>Expansocolapsômetro</i>	60
2.4.5.1	Definição	60
2.4.5.2	Equipamento	61
2.4.5.3	Funcionamento	62
2.4.5.4	Procedimento	63
2.4.5.5	Ensaio com Expansocolapsômetro que foram realizados em Petrolina	64
2.5	Deformabilidade	69
2.6	Light Weight Deflectometer - LWD	70
2.6.1	<i>Origem</i>	70
2.6.2	<i>O equipamento LWD</i>	73
2.6.3	<i>Procedimento de ensaio com LWD</i>	74
2.6.4	<i>Interpretação dos resultados e características do LWD</i>	75
2.6.5	<i>Interpretação com base nos dados da bacia de deflexão</i>	80
2.6.6	<i>Correlações existentes entre módulo de elasticidade, DPL, e SPT</i>	84

2.6.7	<i>Vantagens e desvantagens do LWD</i>	88
2.7	Município de Petrolina - PE	89
2.7.1	<i>Situação geográfica, extensão e acesso</i>	89
2.7.2	<i>Destaque de Petrolina quanto ao desenvolvimento econômico e imobiliário</i>	90
2.7.3	<i>Cartas de suscetibilidade de solos colapsíveis</i>	94
CAPÍTULO III		95
MATERIAIS E MÉTODOS		95
3.	INTRODUÇÃO	95
3.1	Localização do ensaio de campo.....	95
3.2	Equipamentos e procedimentos adotados para cada ensaio de campo... 100	
3.2.1	<i>Penetrômetro Dinâmico - DPL</i>	100
3.2.2	<i>Penetrômetro Estático - PE</i>	104
3.2.3	<i>Expansocolapsômetro</i>	106
3.2.3.1	Curva Carga-Deslocamento	107
3.2.4	<i>Light Weight Deflectometer - LWD</i>	108
3.2.4.1	Elementos constituintes do TERRATEST 4000 USB	109
3.2.4.2	Procedimento de ensaio do TERRATEST 4000 USB	111
3.2.4.3	Os parâmetros fornecidos pelo TERRATEST 4000 USB	114
3.2.4.4	Cálculo do módulo de elasticidade	116
3.2.4.5	Software Terratest 2.0	117
3.2.4.6	Método utilizado para a correlação LWD x N_{SPT}	120
3.2.4.7	Método utilizado para a correlação LWD x DPL	121

3.2.4.8 Utilização do programa Terratest 2.0	122
3.2.4.9 Análise dos fatores influentes na avaliação do módulo de elasticidade	123
3.2.5 <i>Ensaio de umidade do solo</i>	124
3.2.6 <i>Ensaio do peso específico natural</i>	125
3.2.7 <i>Ensaio de granulometria</i>	126
CAPÍTULO IV	127
RESULTADOS	127
4. INTRODUÇÃO	127
4.1 Caracterização física	127
4.1.1 <i>Umidade do solo</i>	127
4.1.2 <i>Peso específico natural</i>	129
4.1.3 <i>Granulometria</i>	130
4.2 Avaliação da resistência de ponta	131
4.2.1 <i>Avaliação da resistência de ponta – obtida com o DPL</i>	131
4.2.2 <i>Avaliação da resistência de ponta – obtida com o PE</i>	134
4.3 Avaliação da colapsibilidade em campo - Expansocolapsômetro	137
4.3.1 <i>Curva Carga-Deslocamento</i>	137
4.3.2 <i>Avaliação da variação de volume devido à inundação</i>	139
4.4 Avaliação do módulo de elasticidade	141
4.4.1 <i>Avaliação o módulo de elasticidade em solo colapsível antes e após inundação</i>	141
4.4.2 <i>Avaliação do módulo de elasticidade do solo na umidade natural e inundado previamente com a aplicação de duas energias</i>	145

4.4.3	<i>Análise da influência do acréscimo da energia no módulo de elasticidade</i>	146
4.4.4	<i>Correlações SPT e LWD</i>	147
4.4.5	<i>Correlação LWD e DPL</i>	151
4.4.6	<i>Análise estatística dos resultados obtida através do programa TERRATEST 2.0.</i>	153
4.4.7	<i>Expressão e critério de identificação de solo colapsível com base no LWD</i>	154
4.4.8	<i>Identificação das variáveis principais influentes no módulo de elasticidade</i>	155
CAPÍTULO V		159
5.	CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA NOVAS PESQUISAS	159
5.1	Principais conclusões	159
5.2	Propostas para novas pesquisas	160
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA		162
Apêndice I		176
Apêndice II		187
Apêndice III		190

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

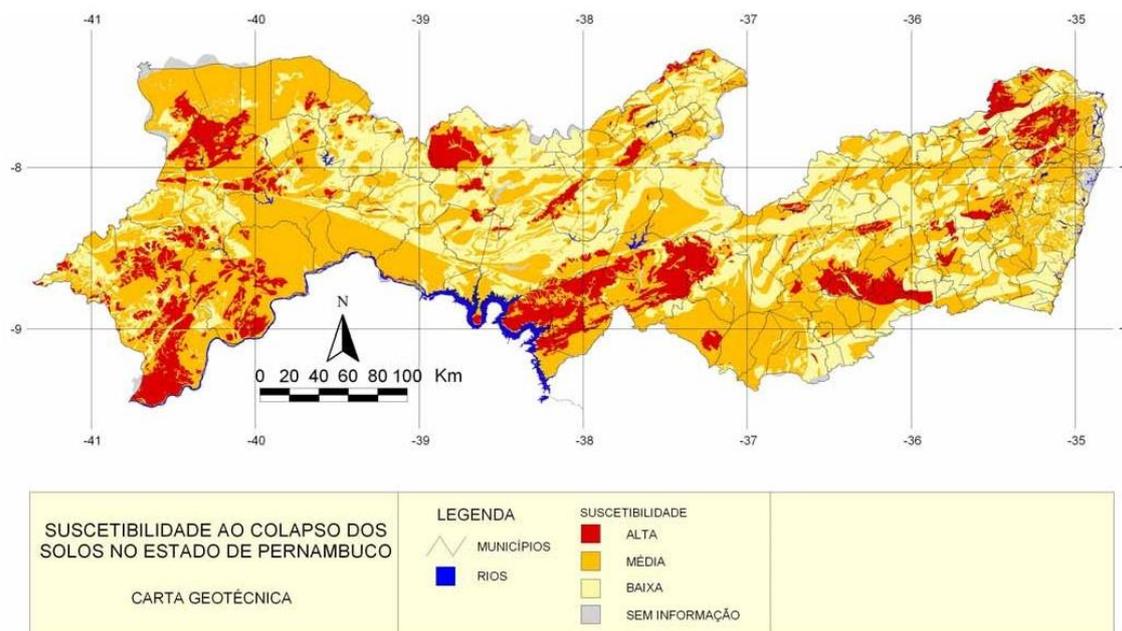
1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O crescimento de Petrolina vem sendo destaque nos últimos anos e passa por um bom momento tanto no cenário estadual, quanto no nacional. Em 2014, a revista Exame da Editora Abril realizou um estudo e classificou o município na 65ª posição no ranking das 100 melhores cidades do Brasil, tomando como referência os índices de qualidade de vida. O crescimento acelerado fez com que o desenvolvimento econômico da cidade atraísse investimentos em diversas áreas, dentre elas destaca-se o ramo da construção civil com a execução de conjuntos habitacionais.

O setor de habitações populares está em ascensão desde 2013, sendo resultado do desenvolvimento de políticas habitacionais implantadas pela administração pública com o intuito de reduzir o déficit habitacional do município. Grande destaque é dado para o Programa do Governo Federal, Minha Casa Minha Vida, favorecendo a cidade com mais de 10 mil habitações populares. Porém, foram detectadas várias patologias após a execução dessas edificações e o grande causador do problema foi o recalque devido ao colapso do solo. (<http://g1.globo.com/pe/Petrolina-região/not-icia/2013/1-1/petrolina-esta-em-obras.html>).

Apresentado por AMORIM (2004), o Sistema de Informações Geográficas dos Solos Expansivos e Colapsíveis do Estado de Pernambuco (SIGSEC-PE) utilizando os levantamentos climatológico, pedológico e geológico, classificou as unidades de mapeamento em três níveis de suscetibilidade: alto, médio e baixo; gerando cartas de zoneamento. Os resultados mostram uma suscetibilidade ao colapso alta em 13,0%, média em 49,8% e baixa em 33,6%. O mapa de suscetibilidade ao colapso no Estado de Pernambuco está apresentado na Figura 1.

Figura 1 - Mapa de suscetibilidade ao colapso dos solos no Estado de Pernambuco - AMORIM (2004).



Há em Petrolina solos colapsíveis, ou seja, solos que experimentam um rearranjo estrutural após terem a umidade elevada a certos valores, podendo sofrer colapso com ou sem aplicação de carga. Esse solo de Petrolina vem sendo estudado há algum tempo, pode-se citar ARAGÃO e MELO (1982), FUCALE (2000), SILVA (2003) e TORRES (2014).

ARAGÃO e MELO (1982) realizaram investigações geotécnicas sobre os solos de fundação do Conjunto Habitacional Massangano com o objetivo de obter as características colapsíveis desses solos. Nesse conjunto com 1200 casas foram verificadas em mais de 600 com patologias (fissuras, trincas e rachaduras) devido à ocorrência de colapsividade nos solos de fundação. Concluindo que as causas do colapso estrutural ocorrido foram decorrentes, associado às características dos solos, do prolongamento do período de estiagem, e posterior umedecimento de terreno.

FUCALE (2000) realizou estudos sobre solos colapsíveis para a elaboração do Canal Pontal Azul (CPA) com cerca de 35 km de extensão. SILVA (2003)

descreve as patologias que ocorreram devido ao colapso do solo no conjunto residencial Privê Village, onde oito das quatorze casas geminadas apresentaram fissuras bastante proeminentes que causaram desconforto e insegurança para os moradores. Esse autor elaborou cartas de zoneamento do município considerando os levantamentos climatológicos, pedológicos e geológicos; indicando a área do município com níveis de suscetibilidade ao colapso.

TORRES (2014) elaborou um estudo sobre a análise da variação de volume e de resistência de ponta do solo colapsível devido à inundação. Vale destacar que esse estudo foi realizado na mesma região onde foram executados os ensaios que oferecem suporte para a elaboração desta dissertação, ou seja, o conjunto Residencial Nova Petrolina.

A identificação de solos colapsíveis significa uma etapa essencial no sucesso de projetos de engenharia, pois falhas nessa etapa podem levar à ruptura de obras ou à necessidade de recuperação. Contudo, sua identificação não é tão fácil. Existem métodos tradicionais de identificação, sendo baseados em ensaios de laboratórios e em ensaios de campo.

Segundo LACERDA et al. (1997), ensaios de laboratório (edométricos simples, duplos e de sucção controlada) têm sido bastante utilizados para analisar o comportamento de variação de volume dos solos colapsíveis devido à mudança de umidade. Porém, tem sido verificado que as técnicas de laboratório demonstram comportamento diferenciado da realidade do solo em campo e muitas vezes realizam adequações nas trajetórias de tensões para que as medidas de variação de volume devido à variação de umidade obtidas sejam próximas das condições de campo. Além do mais, a obtenção de amostras indeformadas em solos com estrutura instável requer cuidados especiais. Em função dessas razões, objetivando reduzir alguns inconvenientes dos ensaios de laboratório, vêm sendo utilizados ensaios de campo em solos superficiais ou em profundidade e por instrumentação de áreas em obras de

engenharia para avaliar medidas de deformação em campo devido à mudança de umidade.

Na utilização de ensaio de campo para análise do comportamento do solo colapsível, tem destaque o Expansocolapsômetro, ensaios de placas e penetrômetros. Os equipamentos citados já são destacados em bibliografias existentes. Nesta dissertação, será utilizado um equipamento moderno que vem ganhando espaço no cenário do desenvolvimento técnico da engenharia, sendo caracterizado como um ensaio que provoca a mínima perturbação na estrutura e pode ser caracterizado como não destrutivo. Este equipamento é o Light Weight Deflectometer – LWD. Apesar de sua maior utilização ser no controle de compactação em obras rodoviárias, buscou-se realizar sua aplicação em solo colapsível com o objetivo de avaliar o comportamento do solo em campo devido à mudança de umidade.

O município de Petrolina foi escolhido devido ao seu histórico de ocorrência de solos colapsíveis, tornando-o um excelente campo experimental para o desenvolvimento de pesquisas relacionadas a esses solos. Outro fator importante para a escolha foi o seu crescimento imobiliário, que fez surgir várias construções de conjuntos habitacionais decorrentes do Programa do Governo Federal Minha Casa Minha Vida. O ensaio de campo foi realizado em um desses conjuntos, o Residencial Nova Petrolina.

1.1 Objetivos gerais e específicos

O objetivo deste trabalho é analisar o módulo de elasticidade, resistência de ponta estática e dinâmica e a variação de volume em campo no solo colapsível de Petrolina – PE antes e após inundação.

Tem como objetivos específicos:

1. compreender o procedimento do ensaio com o LWD para aplicar em solos colapsíveis;

2. comparar a caracterização física dos solos colapsíveis de Petrolina com os resultados obtidos por ARAGÃO e MELO (1982); FUCALE (2000) e TORRES (2014);
3. avaliar a resistência de ponta por meio de penetrômetros estático e dinâmico e comparar com os resultados encontrados por TORRES (2014);
4. avaliar a colapsibilidade do solo em campo nas tensões de 80 kPa e 320 kPa;
5. avaliar o módulo de elasticidade em solo colapsível antes e após inundação;
6. avaliar o módulo de elasticidade do solo na umidade natural e inundado previamente com a aplicação de duas energias;
7. analisar a influência do acréscimo da energia no módulo de elasticidade;
8. comparar os módulos de elasticidade do solo obtidos com o LWD e os obtidos a partir de correlações com o N_{SPT} ;
9. obter a correlação do DPL com LWD;
10. analisar os fatores influentes na avaliação do módulo de elasticidade do solo;

1.2 Estrutura da dissertação

Este capítulo introdutório contextualiza o crescimento de Petrolina no setor imobiliário e destaca os problemas relacionados aos solos colapsíveis no município, além de apontar qual o objetivo do trabalho e a distribuição dos capítulos.

O Capítulo II apresenta uma revisão bibliográfica que consta de: conceito e características dos solos colapsíveis; descrição dos principais ensaios de campo realizados em solos colapsíveis (SPT, DPL, PE e Expansocolapsômetro), destacando os resultados obtidos em Petrolina; um breve conceito sobre deformabilidade; uma revisão bibliográfica sobre o LWD; e apresenta as características do município de Petrolina, assim como o seu

crescente desenvolvimento imobiliário que justifica a importância da sua escolha para análise de previsibilidade do colapso e realização dos ensaios.

No Capítulo III, descrevem-se os materiais e os métodos utilizados para a obtenção dos resultados.

No Capítulo IV são apresentados e discutidos os resultados encontrados.

O Capítulo V refere-se às conclusões gerais do trabalho e sugestões para futuros estudos.

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo tem como finalidade reunir informações bibliográficas sobre o tema estudado. Serão abordados sete tópicos relacionados à pesquisa. Nos quatro primeiros, serão apresentados os conceitos e características dos solos colapsíveis, como também os principais ensaios de campo realizados para esse tipo de solo. No quinto, será apresentado um breve relato sobre deformabilidade. No sexto, destaca-se uma revisão bibliográfica sobre o Light Weight Deflectometer - LWD. Por fim, o sétimo apresenta as características do município de Petrolina – PE, evidenciando o seu grande crescimento imobiliário através de habitações populares decorrentes do programa do Governo Federal – Minha Casa Minha Vida.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Solos Colapsíveis

Uma definição para solos colapsíveis se deu em 1976, na convenção anual da American Society of Civil Engineers (ASCE), na Filadélfia, estabelecendo que os solos colapsíveis são definidos como “o solo não saturado que experimenta um rearranjo radical de partículas e grande redução de volume quando inundado, com ou sem carga adicional (CLEMENCE; FINBARR, 1981). Podendo ser resumido como solos que apresentam uma considerável redução de volume quando há aumento de umidade.

O colapso é o termo utilizado para os recalques adicionais de uma fundação devido ao umedecimento de um solo não saturado, normalmente sem aumento nas tensões aplicadas (JENNINGS & KNIGHT, 1975 apud NETO, 2004). A ocorrência desse fenômeno em solos não saturados resultou na dominação de “Solos Colapsíveis”.

Os solos colapsíveis são caracterizados por terem umidade muito inferior ao necessário para a sua completa saturação, assim como apresentam um alto índice de vazios resultando em uma estrutura porosa e instável, porém é verificada uma rigidez temporária mantida pela tensão de sucção e/ou cimentação. A ocorrência do colapso em sua estrutura é consequência da infiltração da água em uma quantidade suficiente.

CONCIANI (2005) descreve o colapso do solo como sendo uma súbita redução de volume experimentada pelo solo quando esse sofre um aumento de umidade. O solo colapsível apresenta uma estrutura instável, porém com uma rigidez temporária mantida pela sucção e/ou cimentação. Essa instabilidade é resultante do aumento da umidade, pois quando esta ultrapassa um limite crítico sobrevém o colapso, devendo a carga atuante também estar acima de um certo limite.

NETO (2004) relata que a colapsibilidade está ligada à estrutura que o solo adquire na sua formação geológica e a duas componentes de tensões (a tensão total aplicada e a sucção).

Utilizando os trabalhos de BARDEN et al. (1973) e MITCHELL (1976), LAWTON et al. (1992) descreve quatro fatores necessários para que ocorra o colapso:

- ocorrência de solo não saturado, com estrutura aberta a parcialmente estável;
- tensões totais suficientes para que ocorra o colapso;
- presença de agentes de ligação intergranular ou cimentante que tornam o solo estabilizado em condições não saturadas;
- ruptura por cisalhamento das ligações intergranulares (forças capilares, pontes de argila, agentes cimentantes químicos, como óxido de ferro e carbonato de cálcio) e redução de ligações cimentantes pelo efeito da água.

As forças capilares resultam na sucção que causam o aumento da resistência do solo e o enrijecimento da estrutura. Há dois mecanismos de ligação na

estrutura de um solo metaestável: sucção da água do solo e cimentação por argila ou outros tipos de partículas finas (DUDLEY, 1970 apud TORRES, 2014).

A principal diferença entre solos saturados e os solos não saturados é a existência de uma pressão negativa na água dos poros dos solos não saturados, comumente definida por sucção, a qual tende a aumentar a tensão intergranular e, conseqüentemente, a resistência e rigidez do solo. A sucção total em um solo é definida segundo duas componentes: a sucção osmótica e a sucção matricial. A primeira está associada à concentração da solução no solo, enquanto a segunda é resultante da associação de forças de adsorção (atração dos sólidos do solo e os íons permutáveis da água) e de capilaridade gerada pela tensão superficial (NETO, 2004).

CINTRA e AOKI (2009) relatam que, nos estudos iniciais sobre solos colapsíveis, afirmava-se que a estrutura porosa, caracterizada por um alto índice de vazios, poderia estar associada à presença de um agente cimentante. Posteriormente, descobriram o importante papel da sucção matricial, que decorre das forças de capilaridade (gerando pressão neutra negativa) e de absorção, forças estas originadas da interação entre a matriz de solo e água. A valores baixos de umidade correspondem altos valores da sucção matricial, que é uma parcela da sucção total, gerando uma coesão adicional e, portanto, aumentando significativamente a resistência ao cisalhamento do solo.

Logo, o aumento de umidade causa uma redução na sucção matricial, implicando na diminuição da resistência e no aumento da deformabilidade dos solos colapsíveis.

A ocorrência de solos colapsíveis se dá, sobretudo, em regiões de clima tropical, que devido à alternância de estações de relativa seca e precipitação intensa, promove-se a lixiviação da fração fina do solo nos horizontes superficiais, além do déficit de umidade causado pela evapotranspiração maior

do que a precipitação, característico de regiões semiáridas e áridas (FERREIRA, 1988).

No estado de Pernambuco, o tema passou a ter destaque no meio técnico após a construção da barragem de Itaparica. No deslocamento de cidades estabelecidas às margens do Rio São Francisco para áreas antes não ocupadas, envolvendo projetos de assentamentos, os engenheiros vieram a se deparar com problemas de rachaduras em várias residências recém construídas, resultando em um dispendioso trabalho de recuperação. No caso de Petrolândia, em particular, várias obras ligadas ao governo federal e municipal apresentaram graves danos, resultando na sua demolição e reconstrução (NETO, 2004). Ainda segundo o autor, a constatação de solos colapsíveis já tem sido feita em quase todas as regiões do país, por exemplo: Pernambuco (ARAGÃO e MELO, 1982; FERREIRA e TEIXEIRA, 1989; FERREIRA, 1995; COUTINHO et al., 1997, 1997; FUCALÉ, 2000); Bahia (AFLITOS et al, 1990; CARVALHO e SOUZA, 1990); Interior de São Paulo (CINTRA, 1998; COSTA e CINTRA, 2001; LOBO et al, 2001 e outros); Rio Grande do Sul (DIAS, 1994; MARTINS et al., 1997); Tocantins ((MORAES et al, 1994; FERREIRA et al., 2002); Brasília (MARIZ e CASANOVA, 1994; CAMAPUM de CARVALHO et al., 2001); e Mato Grosso (FUTAI, 1997; CONCIANI, 1997; FUTAI et al., 2001; FUTAI et al., 2002).

Devido ao comportamento diferenciado do solo colapsível, a investigação geotécnica passa a ter grande importância na identificação e quantificação do colapso desses solos, fornecendo informações que devem ser consideradas na elaboração de um projeto de uma fundação em solos colapsíveis. Caso contrário, os danos causados nas construções, por consequência do colapso, podem ser bastante significativos.

2.2 Métodos de identificação

A identificação da potencialidade ao colapso de um solo é o primeiro passo para que sejam tomadas medidas visando garantir a integridade do

empreendimento. Existem diversos métodos e/ou critérios para identificar solos potencialmente colapsíveis. Critérios estes definidos por diversos pesquisadores que, diante da complexidade do problema de identificação desses solos, fizeram hipóteses simplificadoras e uso de métodos numéricos em busca de solução.

Os métodos diretos se utilizam da medida do potencial de colapso e preveem os recalques do solo, através do uso de ensaios edométricos. Já os métodos indiretos estabelecem correlações entre as características do solo, como, por exemplo, índices físicos, limites de consistência, parâmetros ligados à textura facilmente obtidos nos ensaios de campo e laboratório. Os métodos diretos e indiretos estão demonstradas na Tabela 1.

Tabela 1 - Métodos de investigação de solos colapsíveis, adaptado por NETO (2011) - FERREIRA (2008).

Métodos Indiretos		
SUBDIVISÕES	BASE	REFERÊNCIAS
IDENTIFICATIVO	MEV	Collins e Mcgown (1974), Wolle et al (1978)
ORIENTATIVO	Pedologia	Ferreira (1990) e Ferreira (1993)
	Ensaio expeditos	Arman e Thornton (1972) e Jennings e Knight (1975)
QUALITATIVO	Índices físicos	Denisov (1951), Priklonskij (1952) ¹ , Gibbs e Bara (1962 E 1967), Código de Obras da URSS (1962) ³ , Feda (1966), Kassif e Henkin (1967), Design of Small Dams (1960 e 1974) ² , Código de Obras da URSS (1977) ⁴
		Ensaio de campo - cone
QUANTITATIVO	Ensaio SPT-T	Décourt e Quaresma Filho (1994)
	Índices físicos e limites de Atterberg	Basma e Tuncer (1992), Futai (2000)
Métodos diretos		
AVALIATIVO	Ensaio edométricos duplos	Reginatto e Ferrero (1973) Abelev (1948) ⁵ , Bally et al (1973), Jennings e Knight (1975), Vargas (1978) Lutenneger e Saber (1988)
QUANTITATIVO	Ensaio edométricos simples	
	Ensaio de campo	Ferreira e Lacerda (1993)

¹Citado por Feda (1966); ²BUREAU OF RECLAMATION; ³Citado por Reginatto (1970); ⁴Citado por Resnik (1989); ⁵Citado por Lutenneger e Saber (1988).

FERREIRA (1995) relata que os métodos diretos conseguem quantificar a magnitude do colapso. Já nos métodos indiretos, não é possível a obtenção dos valores de deformação volumétrica sofrida pelo solo. Além disso, eles não levam em consideração as tensões aplicadas, a natureza do contato entre os grãos, cimentação, etc.

Ensaio edométrico são utilizados para caracterizar o colapso do solo. O edométrico simples consiste em carregar o solo, por estágio, até uma tensão determinada, em que é feita a inundação e medidas as deformações. Com base nos resultados destes ensaios, JENNINGS e KNIGHT (1975) definiram o potencial de colapso (PC):

$$PC = \varepsilon_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times 100 \quad (1)$$

Onde:

Δe = variação do índice de vazios devido à inundação sob tensão constante;

e_0 = índice de vazios inicial;

ε_c = deformação de colapso.

VARGAS (1953 apud NETO, 2004) foi o primeiro a se valer dos resultados de ensaios edométricos na condição natural e inundada para explicar o comportamento de argilas porosas do terciário de São Paulo, hoje reconhecidamente colapsíveis. Este procedimento foi denominado por JENNINGS e KNIGHT (1957) de ensaios edométricos duplos, que consiste em realizar dois ensaios edométricos em amostras idênticas, sendo um na umidade natural e outro na condição inundada. A avaliação da colapsibilidade de um solo por meio de ensaios edométricos tem a vantagem de levar em consideração as tensões atuantes e quantificar o potencial de colapso, sendo extensível a qualquer formação e tipo de solo.

2.3 Fatores que influenciam no colapso do solo

A estrutura, umidade, estado de tensão e vazão de inundação são alguns dos fatores que influenciam na colapsibilidade dos solos.

2.3.1 Estrutura

Uma das características comuns a todos os solos colapsíveis é o fato destes possuírem uma “estrutura aberta”, freqüentemente referida a grãos redondos, unidos por algum material de ligação ou força a qual é susceptível de ser removida ou reduzida por adição de água (BARDEN et al.,1973; POPESCU, 1986). Os materiais de ligação podem variar, por exemplo: argila, carbonatos de cálcio, óxidos de ferro ou ainda soldas (“welding”) nos contatos entre grãos (POPESCU, 1986).

Os típicos modelos estruturais, comuns em vários solos colapsíveis, foram demonstrados por CLEMENCE e FINBARR (1981), sendo eles: capilaridade, vínculo com partículas de silte, vínculo com partículas de argilas dispersas, vínculo com partículas de argilas floculadas, vínculo em solos formados após corridas de lama e vínculos através de pontes de argila.

A estrutura instável, porosa e com partículas ligadas conforme esses modelos estruturais, quando submetidos, ou não, a um aumento de tensão seguido de acréscimo de umidade sofrem um rearranjo estrutural com a consequente redução de volume.

2.3.2 Umidade

O colapso tende a aumentar, de forma inversa com a umidade do solo antes da inundação, o que é esperado, pois quanto menor a umidade, mais rígido torna-se o solo por conta da sucção, e menor será a parcela dos recalques medidos antes da inundação em relação ao recalque total (NETO, 2004).

Tal comportamento terá um efeito direto no potencial de colapso medido através de ensaios de laboratório ou campo, dependendo da umidade inicial.

Caso o ensaio seja realizado em amostra coletada na estação úmida, o potencial de colapso será pequeno. Caso o ensaio seja realizado na estação seca, sob o mesmo nível de tensão, o potencial de colapso será maior. Logo, pode-se concluir que o período mais crítico para se construir uma obra é a estação seca, e os estudos da colapsibilidade para o projeto devem ser definidos com base em resultados de ensaios no solo nesta condição (NETO, 2004).

Para que o colapso seja deflagrado, duas condições básicas devem ser satisfeitas: a elevação da umidade até um certo valor limite e a atuação de um estado de tensões crítico.

2.3.3 Estado de tensão

As deformações de colapso estarão condicionadas ao valor da tensão em que a inundação ocorre. Sob condição de compressão edométrica ou hidrostática, vários autores (ex. LUTENEGGER & SABER, 1988; PHIEN-WEJ et al., 1992; FERREIRA, 1995; FUTAI, 1997; VILAR e MACHADO, 1997 apud NETO, 2004) têm demonstrado que o potencial de colapso tende a aumentar com a tensão de inundação até alcançar um valor máximo, a partir do qual tende a diminuir. A tensão em que ocorre este valor máximo varia com o tipo e condições iniciais do solo.

2.3.4 Vazão de inundação

A velocidade com que a água penetra nos vazios do solo tem influência na sua mudança estrutural podendo ser menor, maior ou igual à velocidade de destruição das ligações entre as partículas. Está relacionada, entre outros fatores, à afinidade interna do solo pela água (permeante) e à intensidade da força de coesão que mantém as partículas agregadas (FERREIRA, 1995). Em geral, a inundação ocorre de forma relativamente lenta. Inundações bruscas geralmente estão relacionadas com evento inesperado, tal como a ruptura de um duto.

FERREIRA (1995), baseado em resultados de ensaios edométricos simples sob diferentes vazões de inundação (0,0175 a 1,0 ml/s), demonstrou que a inundação brusca (1,0 ml/s) tende a provocar colapso mais abrupto, porém de menor magnitude quando comparado com ensaios de inundação lenta. Quando a vazão decresceu de 1,0 ml/s para 0,0175ml/s, o acréscimo máximo verificado na tensão de 80 kPa foi de 40 %. Contudo, há um valor limite da vazão de inundação a partir da qual o potencial de colapso não cresce mais com sua redução. A justificativa para esse comportamento foi atribuída ao maior rearranjo das partículas e maior tempo para o processo de eluviação.

2.4 Ensaios de campo realizados em solos colapsíveis

A investigação geotécnica é um pré-requisito muito importante para obterem-se projetos geotécnicos seguros e econômicos, já que permite o reconhecimento das condições do subsolo através dos ensaios de campo e/ou laboratório. A ausência de investigação geotécnica ou uma má interpretação de dados pode ocasionar em projetos deficientes, aumento de custos por modificações de última hora, problemas ambientais, atrasos na obra, podendo até mesmo resultar na sua ruptura.

A realização dos ensaios permite a obtenção dos parâmetros que representam as características de tensão, deformação e resistência; assim como é possível indicar os fatores que influenciam no comportamento do solo. É importante não limitar-se apenas à realização de ensaios de campo e/ou laboratório, pois a utilização da instrumentação de campo permite a observação do comportamento do solo "in situ". Dentre as várias técnicas disponíveis para se atingir os objetivos de uma investigação de subsolo, estão incluídos os ensaios de campo e de laboratório. Serão demonstrados os principais ensaios de campo utilizados nas investigações geotécnicas – Standart Penetration Test (SPT), Penetrômetro Dinâmico Ligeiro (Dynamic Probing Light – DPL); Penetrômetro Estático (PE); Expansocolpasômetro e o Light Weight Deflectometer (LWD) -, assim como serão destacados os que já foram

realizados nos solos colapsíveis de Petrolina, conforme bibliografias pesquisadas.

2.4.1 *Standart Penetration Test (SPT)*

2.4.1.1 **Origem**

A história do SPT pode ser dividida em quatro fases: a primeira, que vai de 1902 até meados dos anos 1920, quando se inicia a utilização do amostrador; a segunda, começando em 1927 e indo até o final da década de 1940, com a publicação do livro de TERZAGHI e PECK (1948); a terceira que se inicia com a referida publicação e se estende até a segunda metade dos anos 1970, período marcado pelas primeiras tentativas oficiais de normatização do ensaio, abrindo caminho para a quarta fase, a partir de 1977, quando se iniciam as preocupações com a qualidade dos dados e as técnicas de interpretação (CARVALHO, 2012).

Por meio do ensaio de simples reconhecimento do solo (SPT) é possível estimar a resistência do solo, através do índice N_{SPT} , que representa a resistência à penetração dinâmica do amostrador no solo.

Segundo LUKIANTCHUKI (2012), o SPT é uma das sondagens para investigação do subsolo mais utilizadas, tanto no Brasil como em muitos outros países. No âmbito da engenharia geotécnica, principalmente na engenharia de fundações, o amplo emprego deste ensaio deve-se a sua simplicidade, robustez e facilidade de aplicação dos seus resultados.

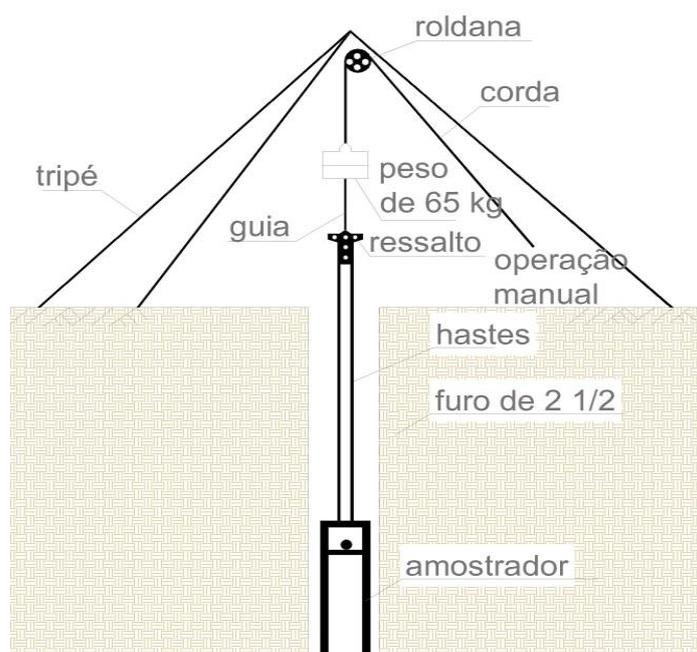
2.4.1.2 **Procedimento do ensaio SPT**

O ensaio com SPT consiste na cravação de um amostrador padrão sob a ação da queda de um martelo, com massa de 65 kg, a uma altura de 0,75 m. A resistência à penetração dinâmica é caracterizada por um índice de resistência (N_{SPT}) que corresponde ao número de golpes necessários para a cravação de

0,30 m do amostrado no solo, após a cravação inicial de 0,15 m. O ensaio foi inicialmente normalizado pela ASTM em 1958 e em seguida padronizado por diversos países. A normalização norte-americana ASTM D 1.586-67 é utilizada na América do Sul. No Brasil, este ensaio é normatizado pela NBR 6484:2001. A sondagem à percussão é limitada pela ocorrência de material resistente, como por exemplo, uma camada rija de transição solo-rocha, matacões, seixos e cascalhos de grande diâmetro ou pela profundidade prevista em projeto. O diâmetro normal da perfuração é de aproximadamente 6,3 cm.

Na Figura 2 está esquematizado o ensaio com o SPT. A NBR 6484:2001 especifica a aparelhagem, os processos de avanço da perfuração, ensaio penetrométrico e amostragem, além da observação do nível d'água e representação formal dos resultados. A norma permite a classificação das camadas de solos investigadas em função do valor "N" de resistência à penetração. Os objetivos esperados ao realizar uma sondagem do tipo SPT são: conhecer o tipo de solo atravessado (a partir da amostra obtida a cada metro perfurado), obter a resistência do solo à cravação do amostrador padrão e, durante a perfuração, localizar a posição do nível d'água.

Figura 2 - Representação esquemática do ensaio SPT.



A classificação das camadas do solo pode ser feita em função do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), tipo de solo, consistência ou compactidade, cor, origem e pela presença ou não de materiais diversos na amostra. A classificação do solo com base no estado de compactidade e consistência está demonstrada na Tabela 2.

Tabela 2 – Classificação do solo (estados de compactidade e de consistência) - NBR 6484:2001.

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

2.4.1.3 Ensaios de SPT que foram realizados em Petrolina

FUCALE (2000), através de ensaios de SPT realizados no solo de Petrolina, comparou os valores com outros da literatura nacional, obtendo os seguintes resultados:

- até a profundidade de 1,00 m, os valores do N_{SPT} dos solos de Petrolina e Santa Maria da Boa Vista são bem próximos; mas entre 1,00 m e 3,00 m de profundidade, o solo de Santa Maria da Boa Vista é sempre mais resistente;

- o solo de Petrolina é menos resistente que o solo de Petrolândia, com exceção da profundidade entre 3,55 m e 3,65 m;
- até a profundidade de 2,00 m, o solo de Petrolina é mais resistente que o de Recife (Alto do Reservatório), invertendo-se o referido comportamento quando se supera esta profundidade;
- os valores do SPT encontrados por AGNELLI (1992) em seis sondagens realizadas em uma areia fina argilosa do solo colapsível da cidade de Bauru – SP, são superiores aos encontrados no solo de Petrolina. Variam, em média, de 2 a 9 golpes até a profundidade de 10,00 m e de 11 a 49 golpes até 20,00 m;
- no solo colapsível da cidade de Ilha Solteira – SP, CARVALHO e ALBUQUERQUE (1994) encontraram valores de SPT inferiores a 3 golpes nos primeiros metros que não ultrapassaram a 4 golpes até 10,00 m de profundidade. Estes resultados são inferiores aos encontrados no solo de Petrolina.

FUCALE (2000) chega à conclusão que baixos ou altos valores de SPT não estão relacionados à colapsibilidade do solo. Valores altos do SPT, no caso de solos colapsíveis, estão associados à baixa umidade ou altas sucções. Não se deve utilizar os valores do índice de resistência à penetração (SPT) para identificar solos potencialmente colapsíveis, embora este critério tenha sido utilizado para identificação de solos.

Conforme demonstrado na Figura 3, o perfil do solo de Petrolina é constituído de duas camadas antes de se atingir a camada impenetrável à percussão. A primeira camada consiste em um silte areno-argiloso, fofo a pouco compacto, de cor marrom amarelado, com espessura de 3,50 m. A segunda, em uma areia fina siltosa com pedregulho, mica e fragmento de rocha, muito compacta, de cor amarelo acizentado, com espessura de 0,15 m. A camada impenetrável consiste em um xisto de textura equigranular, medianamente a pouco alterado a medianamente fraturado com inclinação subhorizontal, pouca oxidação nas fraturas, com a presença de pequenos veios de quartzo, de cor acizentada. Foi encontrado o nível d'água a 2,90 m de profundidade.

Percebe-se, na Tabela 3, que os valores do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) do amostrador padrão são praticamente constantes com a profundidade, apresentando valor médio de 4 golpes/0,30 m.

Figura 3 - Perfil geotécnico do solo colapsível de Petrolina/PE - FUCALE (2000).

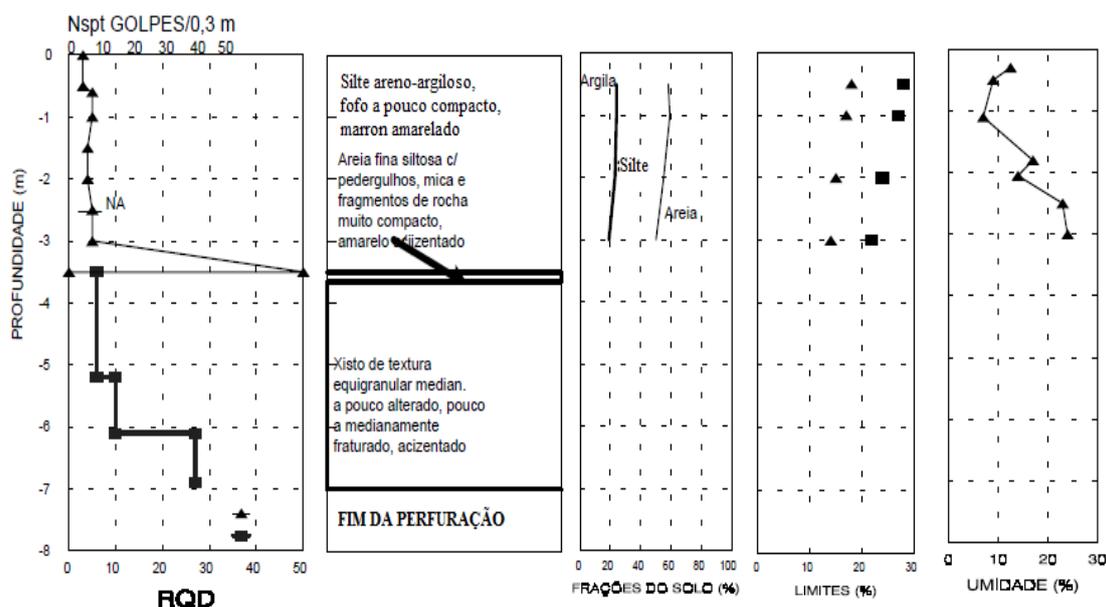
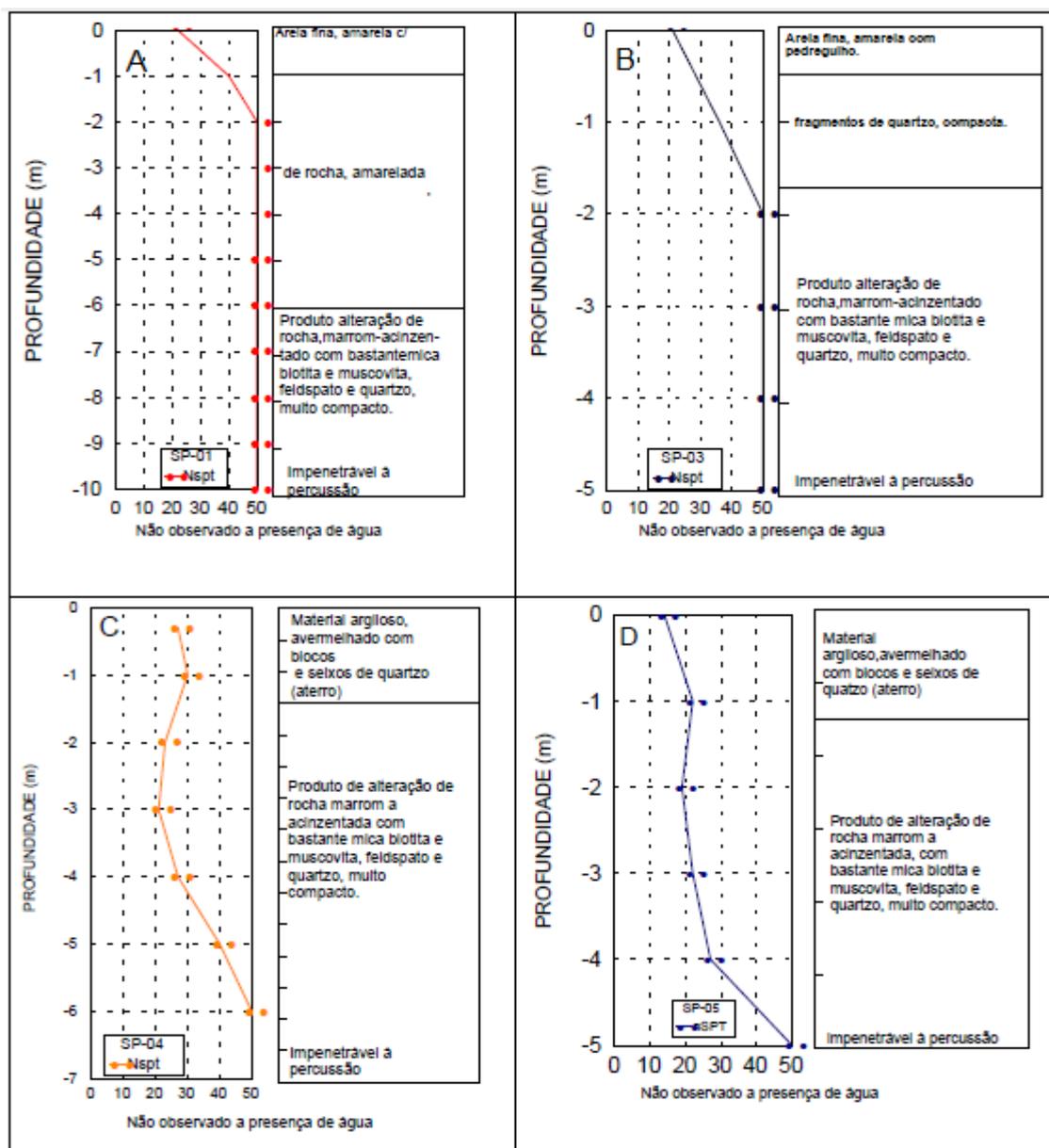


Tabela 3 - Índice de resistência à penetração (SPT) - em solo natural – Petrolina/PE - FUCALE (2000).

Profundidade e (m)	Nível d'água Prof.(m)	SPT P/ 0,30m	Umidade Prof. (m) W (%)	Descrição do Solo
0,00 a 0,45	2,90 m	3	0,30 12,33	Silte areno – argiloso, fofo a pouco compacto, marron amarelado
0,55 a 1,00		5	0,60 09,38	
1,55 a 2,00		4	1,70 16,45	
2,45 a 3,00		5	1,90 14,45	
2,45 a 3,00		5	2,50 27,99	
3,55 a 3,65		50		Areia fina siltosa com pedregulho, mica e fragmento de rocha, muito compacta, amarelo acizentado.
3,56 a 6,92				Xisto de textura equigranular, medianamente a pouco alterado a medianamente fraturado com inclinação subhorizontal, pouca oxidação nas fraturas. Pequenos veios de Quartzo, acizentado. (Obs: fim da perfuração).

SILVA (2003) também descreve os resultados encontrados com a realização do ensaio de SPT no condomínio residencial Privê Village, localizado em Petrolina. Foram executados quatro furos de sondagens (Sondagens SP-01, SP-03, SP-04 e SP-05) e seus resultados estão demonstrados na Figura 4.

Figura 4 - Perfis geotécnicos dos furos: A) SP-01, B), SP-03 C) SP-04 e D) SP-05 - SILVA (2003).



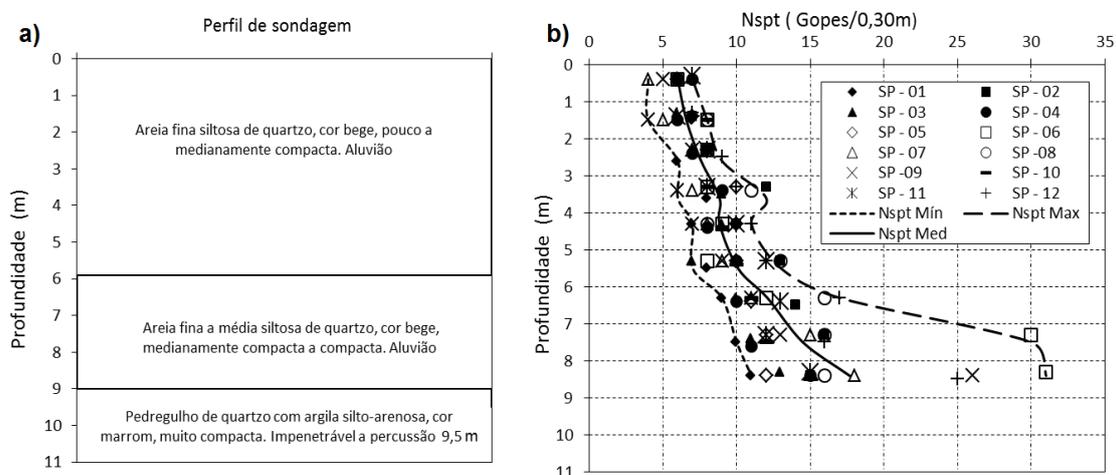
Observa-se, quanto aos índices de penetração, que são valores altos desde a superfície até o horizonte, onde os furos foram paralisados. Segundo a NBR - 7250/82) - Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em

sondagens de simples reconhecimento, o solo da sondagem SP-01 e SP-03 classifica-se como areia muito compacta. Os solos dos furos SP-04 e SP-05 são classificados, pelo índice de consistência, como argila dura.

TORRES (2014) apresenta em seu estudo o resultado do ensaio com o SPT que foi fornecido pela empresa construtora do conjunto Residencial Nova Petrolina, Petrolina/PE. É importante destacar que a região onde está localizado este conjunto habitacional é a mesma região onde foram executados os ensaios de campo desta dissertação, ressaltando que esses ensaios de campo não foram realizados exatamente no mesmo local do ensaio de TORRES (2014), mas sim em uma área bem próxima.

TORRES (2014), com base nos 12 furos de sondagens, analisou o perfil do solo e verificou que é constituído de três camadas até 9,50 m de profundidade, Figura 5. A primeira é uma areia fina siltosa, pouco a medianamente compacta; a segunda é uma areia fina a média de medianamente compacta a compacta e a terceira é uma camada de pedregulho com argila siltosa, atingindo o impenetrável a 9,50 m. O índice de resistência à penetração (golpes/0,3 m) considerando os valores médios ($N_{SPT} = 1,5Z + 3,6$ $r^2 = 0,91$) cresce com a profundidade (Z em m).

Figura 5 - Ensaio SPT: a) Perfil do solo e b) Variação do N_{SPT} com a profundidade - TORRES (2014).



2.4.2 Penetrômetro Dinâmico Ligeiro (DPL)

2.4.2.1 Origem

O ensaio de penetração dinâmica (Dynamic Probing Light-DPL) foi proposto em 1956 por Scala, na Austrália, PEREIRA (2010). Esta versão foi modificada por Van Vuuren no Zimbabwe em 1969. Na África do Sul, desde 1973, o DPL é usado para medições de resistência dos solos “in situ” e em camadas de pavimentos, na área de infraestrutura rodoviária. Na década de oitenta, o DPL foi utilizado em muitas aplicações KLEYN et al. (1982), HARISON (1986), LIVNEH e ISHAI (1988), conforme citado por PEREIRA (2010). ALVES (2002) comenta que os Sul-africanos De Beer, Kleyn e Savage, em 1988, desenvolveram um método empírico que permite avaliar a capacidade de suporte de um pavimento utilizando o DPL (DE BEER et al., 1988). No Brasil, esta técnica de investigação é bastante utilizada em estudos agronômicos (CLAUS, 2014).

Segundo STOLF (1991), os penetrômetros são aparelhos destinados a determinar a resistência do meio no qual penetram, dividindo-se, em função do princípio de penetração. Os penetrômetros podem ser estáticos ou dinâmicos. Nos estáticos o conjunto é pressionado contra o solo e a resistência à penetração (RP) é registrada em um dinamômetro. Já nos dinâmicos, a haste penetra no solo em decorrência do impacto de um peso que cai em queda livre de uma altura constante.

O penetrômetro de impacto tem revelado um ensaio com grandes potencialidades, permitindo uma caracterização “fina” quer de maciços naturais, quer de camadas compactadas em diversos tipos de terrenos, desde solos moles ou pouco consistentes, até camadas de materiais britados, em diversos tipos de obras (NOGAMI e VILLIBOR, 1995 apud TORRES, 2014).

Devido à intensa utilização foi possível estabelecer diversas correlações com outros ensaios, em particular no âmbito da construção e da caracterização de pavimentos.

O equipamento fornece uma indicação da resistência à penetração em função da profundidade, é de simples utilização e permite realizar ensaios de forma rápida. Tem sido amplamente utilizado no campo para caracterizar a compactação de diversas camadas, provocada pelo uso e manejo do solo, em razão do baixo custo, da não necessidade de calibração frequente e do fato dos resultados dependerem do operador (CLAUS, 2014).

2.4.2.2 Procedimento de ensaio do DPL

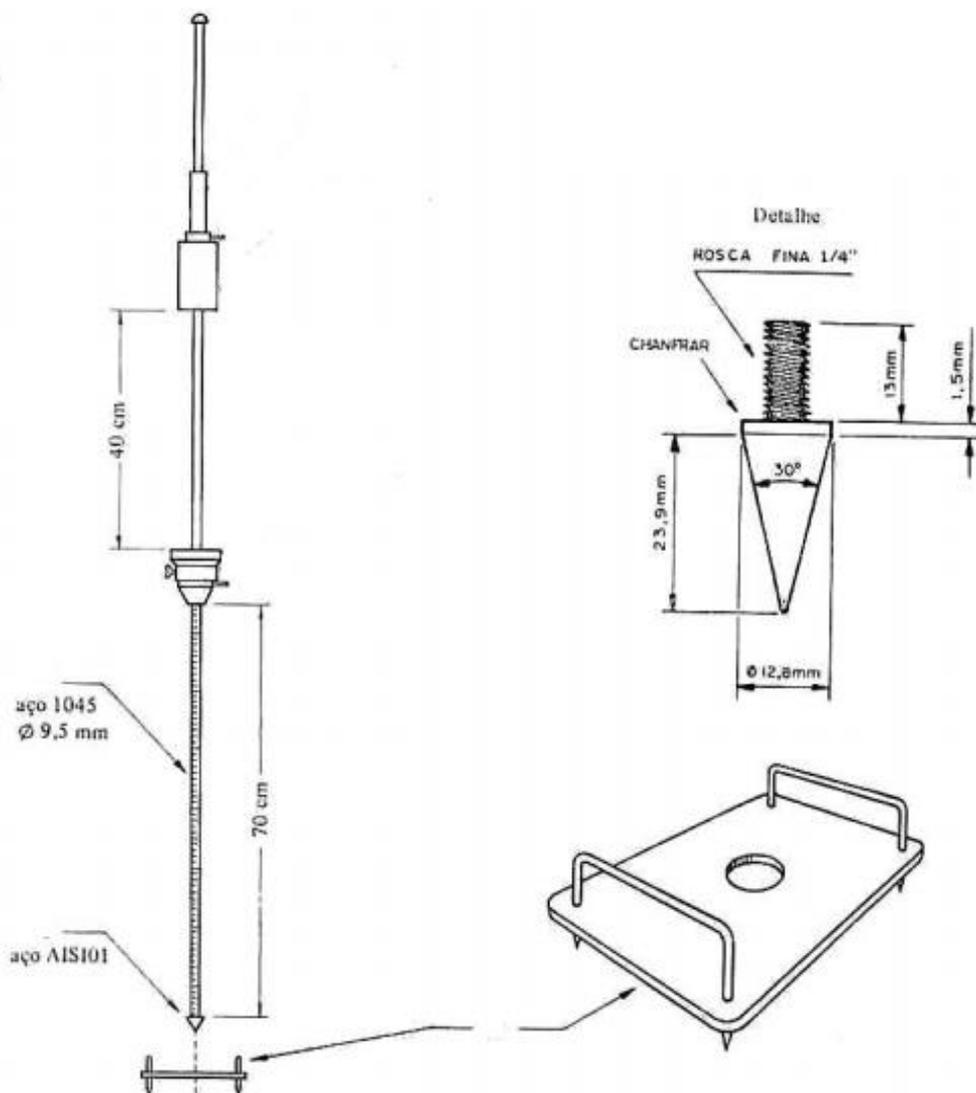
O princípio do penetrômetro dinâmico é baseado na resistência do solo à penetração de uma haste. Este ensaio determina o número de impactos aplicados sobre uma ponteira que conduz à penetração de um determinado comprimento. Os impactos são proporcionados pela queda livre, de uma determinada altura constante, de um peso sobre um batente associado a uma vara com ponta cônica que penetra no solo. São utilizadas duas pessoas na execução, sendo uma delas para operar o penetrômetro, soltando a peça de ferro de cima para baixo, promovendo o impacto, e a outra para fazer a leitura, anotando o intervalo de penetração da haste, graduada em centímetros e o número de impactos correspondente (CLAUS, 2014).

O diâmetro da haste que penetra no solo é inferior ao da base da ponteira cônica, para que a resistência à penetração resulte apenas das forças de reação do terreno sobre a superfície cônica da ponta (TORRES, 2014). O modelo utilizado IAA/Planalsucar – STOLF (Figura 6) apresenta as seguintes características:

- Peso que provoca impacto: 4 kg;
- Curso de queda livre: 400 mm (40 cm);

- Cone: ângulo sólido 30°, área da base 0,2 pol² (12,8 mm de diâmetro);
- Diâmetro da haste que penetra no solo: 9,5 mm;
- Peso do conjunto: cerca de 6 kg.

Figura 6 - Corte esquemático do penetrômetro dinâmico - STOLF et al. (1983); STOLF (1984).



Para calcular o número de impactos/dm, divide-se o número de impactos pela correspondente variação de profundidade em cm e multiplica-se esse valor por 10. A unidade do resultado é, portanto: nº impacto/cm x 10 ou nº impacto/dm. A razão de multiplicar por 10 é apenas para não obter valores muito pequenos, o que dificultaria a colocação nos gráficos. A Tabela de levantamento em campo

pode ser verificada na Tabela 4, onde a primeira e segunda coluna são dados de leitura em campo, a terceira e a quarta coluna são valores calculados, penetração em cm, e impactos/dm (CLAUS, 2014). Abaixo segue a fórmula de cálculo utilizada:

$$\frac{\text{Nº de Impactos}}{\text{Penetração (cm)}} \times 10 = \frac{\text{Nº de Impactos}}{\text{Penetração (dm)}} \quad (2)$$

Tabela 4 - Exemplo da tabela de campo para levantamento do DPL - CLAUS (2014).

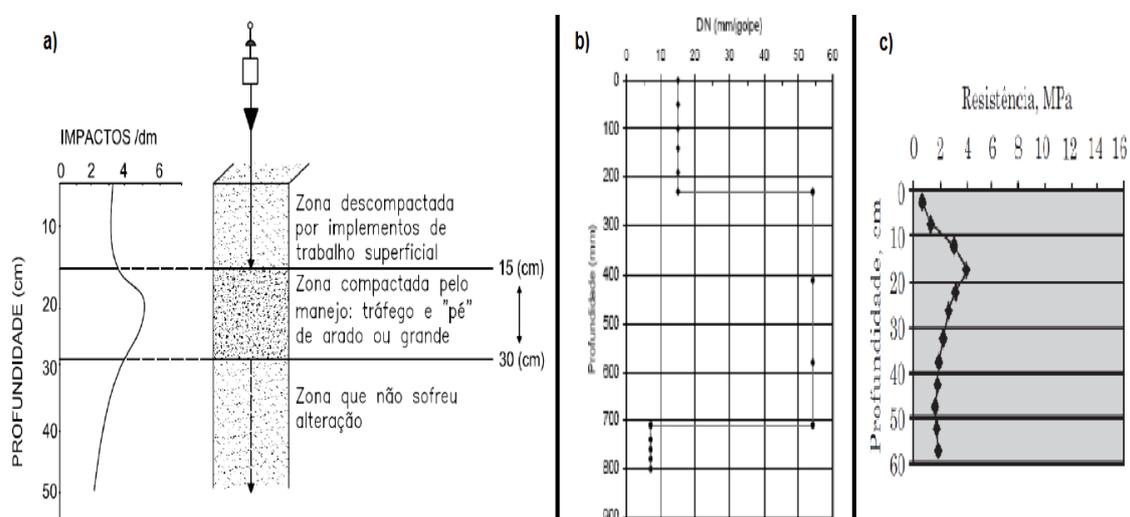
AMOSTRA:			
Profundidade (cm)	Nº Impactos	Penetração (cm)	Impactos/dm
0,00-3,70	5	3,70	13,51
3,70-8,60	5	4,90	10,20
8,60-16,70	5	8,10	6,17
16,70-22,70	5	6,00	8,33

Com a tabela de campo preenchida, pode-se analisar o resultado do ensaio de diversas maneiras. Dentre elas, serão apresentadas três:

- a) a análise dos resultados pode ser feita através da construção de um gráfico, relacionando o número de impactos/dm com a profundidade analisada;
- b) o diagrama estrutural é outra maneira de avaliar os resultados dos dados de campo. Baseia-se no parâmetro chamado de índice de penetração DN (mm/impacto). Quando o índice de penetração não varia em função da profundidade, pode significar que existe uma uniformidade das propriedades do material. Do contrário, quando há variações, pode significar que existe variação do teor de água nos solos, ou na sua compactidade, ou mesmo mudança de tipo de material (CLAUS, 2014);
- c) executar um gráfico entre a resistência de ponta, em unidades de tensão, versus a profundidade.

Na Figura 7 estão demonstradas as 03 maneiras de análise. A resistência à penetração varia conforme a umidade do solo. Portanto, o penetrômetro de impacto não serve para avaliar em termos absolutos se um dado solo está ou não compactado. Mas, admitindo-se que determinado terreno necessite de preparo do solo, é possível, através da curva obtida, determinar até que profundidade deve-se preparar o solo para diminuir a compactação ou quebrar zonas adensadas (STOLF et al., 1983).

Figura 7- Apresentação dos resultados: a) Dados do Penetrômetro - STOLF (1987); b) Diagrama Estrutural - ALVES (2002) e c) Resistência de ponta do DPL x profundidade - STOLF (2014).



Em solos pouco compactados, o simples apoio da ponta do penetrômetro pode gerar uma penetração, já que o conjunto não tem peso desprezível. Por exemplo, se o simples apoio do aparelho gerar uma penetração de 0,04 m e após o primeiro impacto atingir a profundidade de 0,08 m, o cálculo não seria realizado considerando a camada de 0 - 0,08 m, e sim de 0,04 – 0,08 m, (STOLF, 1983).

STOLF (1983) apresentou uma metodologia para tirar a média de vários perfis. O procedimento sugere que se deve fragmentar o perfil em profundidades de 0,02 m, e com isso fazer uma média geral de cada intervalo, Tabela 5.

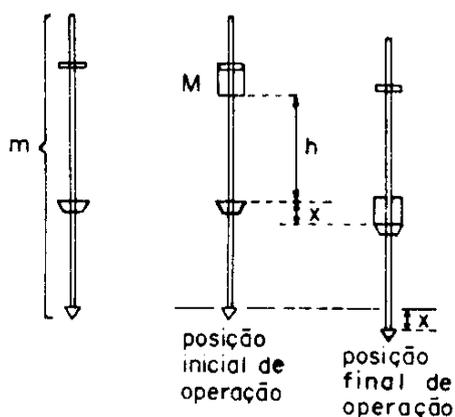
Tabela 5 – Apresentação da média geral de cada intervalo - STOLF (1983).

Profundidade (cm)	Repetição (impactos/dm)				Média Geral
	1	2	3	4	
0-2	1,11	0,71	0,59	0,43	0,71
2-4	1,11	0,71	0,59	0,43	0,71
4-6	1,11	0,71	0,59	0,43	0,71
6-8	1,11	0,71	0,59	0,43	0,71
8-10	1,11	0,71	0,59	0,43	0,71

2.4.2.3 Fórmulas para o cálculo da resistência de ponta do DPL

STOLF (1991) apresentou três fórmulas para calcular a resistência de ponta do DPL, sendo elas: Fórmula de Sanders, Fórmula dos Holandeses e Fórmula de Brix (Tabela 6). No entanto, o equipamento utilizado (Figura 8) nas diferentes metodologias é o mesmo.

Figura 8 - Corte esquemático do funcionamento do penetrômetro dinâmico - STOLF (1991).



A fórmula de Sanders foi elaborada por volta de 1850, e considera a ocorrência de um choque perfeitamente elástico, sem perda de energia. Já a fórmula dos Holandeses, a mais utilizada, trata-se da equação de Sanders, levando-se em conta perdas de energia devido ao impacto entre as massas (M e m), considerando-se a ocorrência de um choque totalmente inelástico, sem deformações permanentes, STOLF (1991).

A fórmula de Brix acrescenta a formula dos Holandeses o fator de perda devido à frenagem de M. Ou seja, após o choque a massa M é detida, impedindo seu avanço durante a penetração, deixando a fração de energia cinética por responsabilidade da massa m (CLAUS, 2014).

Tabela 6 - Fórmulas para o cálculo da Resistência de Ponta do DPL - CLAUS (2014).

Fórmula	Considerações	Equações
	Choque	
Sanders	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)

De acordo com estas fórmulas, a força deve ser dividida pela área da base do cone de penetração ($R=F/A$). O penetrômetro de impacto do modelo STOLF possui as seguintes características:

$$M = 3,992 \text{ kg (M.g = 3,992 kgf)}$$

$$m = 2,444 \text{ kg (m.g = 2,444 kgf)}$$

$$(M+m).g = 6,436 \text{ kgf}$$

$$M / (M+m) = 0,620$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

Com a aplicação desses valores na fórmula dos holandeses, obtém-se $F(\text{kgf}) = 6,436 + 99,043/x$. A ponta adotada no mencionado penetrômetro segue o padrão ASAE para solo duro: $A = 1,29\text{cm}^2$ (0,2 pol²). Resultando na seguinte equação:

$$R(\text{kgf/cm}^2) = 4,989 + 7,6778/x \quad (3)$$

Diferentemente de x (penetração em centímetro/impacto), na prática, utiliza-se o inverso: N (impactos/dm, ou seja, impactos/10cm). Sendo assim:

$$x = 10/N \quad (4)$$

Portanto a fórmula final torna-se:

$$R(\text{kgf/cm}^2) = 4,989 + 7,6778N \quad (5)$$

O penetrômetro dinâmico utilizado neste estudo é o mesmo que foi aplicado nos trabalhos realizados por TORRES (2014) e CLAUS (2014). Portanto, o procedimento descrito é específico para o penetrômetro considerado, conforme a fórmula dos holandeses. Segundo TORRES (2014), no caso de aplicação da fórmula de Sanders os resultados seriam quase o dobro e menos da metade se comparados à aplicação da fórmula de Brix. Contudo, todas tem o mesmo objetivo: determinar a resistência dinâmica.

Ao analisar-se os resultados obtidos com as diferentes metodologias aplicadas (Tabela 7), os dados revelam que a fórmula dos Holandeses apresentou menor coeficiente de variação. Assim, os dados obtidos nesta metodologia apresentam maior independência em relação à geometria do aparelho, variada pela utilização de diferentes massas de impacto (TORRES, 2014).

Tabela 7 - Média geral de todos os ensaios: fórmula de Sanders, dos Holandeses e de Brix aplicadas aos cinco tratamentos de massa de impacto; tratamento penetrômetro convencional - STOLF (1991).

Fórmulas	Penetrômetro de Impacto					Média	CV (%)
	Massas de Impacto (kg)						
	2	3	4	5	6		
Sanders (Kgf/cm ²)	46,1	39,7	35,6	32,6	31,8	37,2	15,8
Holandeses (Kgf/cm ²)	20,0	21,4	22,0	22,0	22,9	21,7	4,9
Brix (Kgf/cm ²)	12,3	11,1	9,8	8,6	8,0	10,0	17,7

CV – Coeficiente de variação.

Considerando que a média do penetrômetro convencional (kgf/cm^2) é de 19,1 kgf/cm^2 , percebe-se, na análise da média de cada metodologia com a utilização do penetrômetro convencional, que a fórmula dos holandeses possui a mesma ordem de grandeza.

A Tabela 8 demonstra que, segundo a teoria, em solos incompressíveis de pouca elasticidade (solos arenosos), a força estática e dinâmica aplicadas ao solo se confundem, em virtude de a resistência do meio não variar com o aumento de velocidade de penetração. Já nos meios sujeitos a compressões elásticas (solos argilosos), a resistência dinâmica deve-se apresentar maior do que a estática. Na comparação com a utilização do penetrômetro convencional, a resistência apresentada com solo arenoso fofo apresenta menor variação (STOLF, 1991).

Tabela 8 - Média de cada ensaio. Fórmula dos Holandeses aplicada aos cinco tratamentos de massa de impacto; tratamento penetrômetro convencional - STOLF (1991).

Ensaio	Penetrômetro de Impacto										Média	Penetrômetro convencional Média
	Massas de Impacto (kg)											
	2	3	4	5	6	2	3	4	5	6		
	-----Impactos/dm-----					----- kgf/cm^2 -----						
Arenoso fofo	4,8	2,8	1,8	1,4	0,83	15,6	17,2	18,0	19,1	17,2	17,4	18,7
Arenoso compacto	6,3	3,6	2,4	1,8	1,3	19,1	20,8	22,2	22,9	22,3	21,5	25,2
Argiloso fofo PF	3,4	1,5	1,1	0,63	0,56	12,2	11,7	13,2	12,3	14,0	12,7	11,9
Argiloso fofo PG	11,1	6,3	3,5	2,5	2,0	12,3	13,2	11,8	12,0	12,7	12,4	9,7
Argiloso compacto	15,3	8,8	5,7	4,0	3,4	40,6	44,3	44,7	43,9	48,5	44,4	30,2

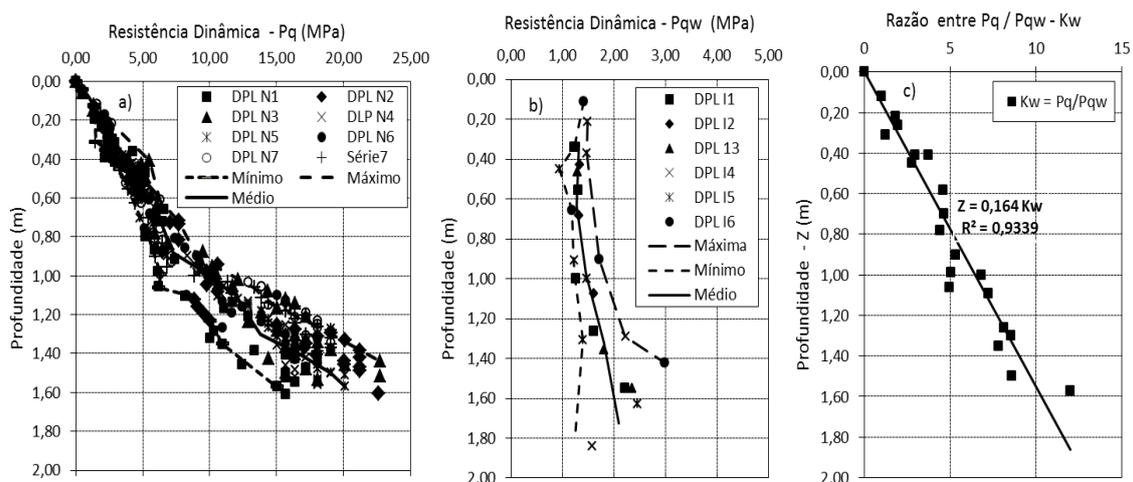
PF: posta fina; PG: posta grossa.

2.4.2.4 Ensaios com DPL que foram realizados em Petrolina

Ensaios de campo com o DPL foram realizados por TORRES (2014) no solo do Residencial Nova Petrolina e após os resultados foi verificado que a resistência de ponta do solo na umidade natural cresce com a profundidade (Figura 9a) e do solo inundado varia de 1 a 2 MPa até a profundidade de 1,0 m e de 1,2 a

3,5 MPa até a profundidade de 1,40 m (Figura 9b). A Figura 9c demonstra que os valores da razão entre a resistência de ponta do solo na umidade natural e inundado ($K_w = P_q/P_{qw}$) cresce com a profundidade, K_w (MPa) = 6 Z (m).

Figura 9 - Resistência de Ponta obtida com Penetrômetro de Impacto (DPL): a) Solo natural, b) Solo inundado e c) Relação entre a resistência de ponta no solo natural e inundado - TORRES (2014).



2.4.3 Penetrômetro Estático (PE)

2.4.3.1 Origem

O ensaio de penetração estática, conhecido por Cone Penetration Test (CPT) ou por ensaio do Cone Holandês, foi referenciado as primeiras vezes na década de 30 do século XX, na Holanda.

O ensaio de cone holandês, penetração estática, ensaio de cone ou Cone Penetration Test (CPT) se desenvolveu a partir da década de 30, no laboratório de Mecânica dos solos de Delft, na Holanda, ABMS/ABEF (2002). Na ocasião, dois equipamentos foram desenvolvidos. O primeiro para estudos de implantação de estradas e o segundo para estudos de fundação em estacas. O CPT permite uma avaliação contínua das resistências do solo, proporcionando a descrição detalhada da estratigrafia das camadas em profundidade, além de possibilitar a previsão da capacidade de carga de fundações (CLAUS, 2014).

2.4.3.2 Procedimento de ensaio do PE

O princípio de funcionamento deste ensaio consiste na cravação no terreno de uma ponteira cônica, à velocidade constante. PEREIRA (2010) classifica o CPT em três grupos: cone mecânico: caracterizado pela medida na superfície, com transferência mecânica pela haste, dos esforços necessários para a cravação da ponta cônica (q_c) e para vencer o atrito lateral (f_s); cone eléctrico: medições da resistência de ponta (q_c) e do atrito lateral (f_s) a partir de células de carga eléctricas, estrategicamente colocadas no equipamento; piezocone: equipamento que, além das medições eléctricas de q_c e f_s , permite a medição da pressão de água nos poros que se gera durante a cravação.

Os cones mecânicos são equipamentos mais simples, podendo ser equipamentos portáteis ou mais robustos. Os portáteis são operados manualmente sem a luva de atrito lateral, determinando apenas a resistência de ponta (q_c). São comumente empregados em estudos agrícolas e constituídos de um guidão na parte superior e, em sequência um anel dinamométrico e uma haste com ponta cônica no extremo inferior (CLAUS, 2014). Na Figura 10 está representado o penetrômetro estático (cone mecânico).

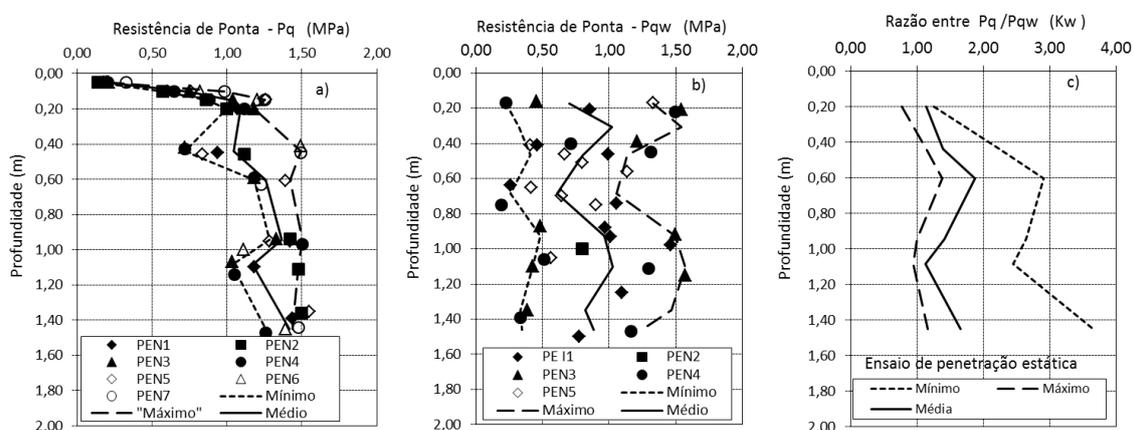
Figura 10 - Penetrômetro Estático (CPT) Mecânico - Portátil - Para Uso Agrícola - CLAUS (2014).



2.4.3.3 Ensaios com PE que foram realizados em Petrolina

TORRES (2014) realizou ensaio com o Penetrômetro Estático no solo do Residencial Nova Petrolina e identificou que a resistência de ponta no solo na umidade natural cresce linearmente com a profundidade, até 0,20 m e para profundidades superiores não há tendência de crescimento com a profundidade, variando de 1,00 a 1,50 MPa (Figura 11a). Já no solo inundado previamente, também não há evidência de crescimento da resistência de ponta com a profundidade, variando de 0,30 a 1,50 MPa (Figura 11b). Os valores da razão entre a resistência de ponta do solo na umidade natural e inundado ($K_w = P_q/P_{q_w}$) são variáveis com a profundidade, com valores próximos 1 na superfície do terreno e chegando a 3,5 na profundidade de 1,40 m (Figura 11c). A relação ($K_w = P_q/P_{q_w}$) variou com a profundidade de 1,2 a 1,8, considerando os valores médios.

Figura 11 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Estático: a) Solo natural, b) Solo inundado e c) Relação entre a Resistência de ponta no solo natural e inundado - TORRES (2014).



TORRES (2014) chegou a seguinte conclusão para o ensaio com o DPL e PE:

- ✓ os Penetrômetros DPL e Estático são técnicas de investigação semi-diretas promissoras para avaliar a perda de resistência do solo colapsível devido à inundação em solos colapsíveis superficiais.

2.4.4 Prova de carga em placa

Segundo BARATA (1984), o ensaio de placa foi a primeira aplicação dos ensaios “in situ” para determinação das propriedades de deformação e de ruptura do solo. Podendo-se dizer que as provas de carga sobre placas são o meio mais realístico para determinar a capacidade de carga e o recalque de fundações rasas. O tipo de solo, a rigidez da placa e a posição dos carregamentos são exemplos de fatores que influenciam a tensão transmitida ao solo pela placa. A tensão média de contato entre a placa rígida e o solo é considerada como sendo a tensão transmitida pela placa.

Segundo KUBLIK (2010), na execução do ensaio de placa a preparação do terreno tem consistido em simplesmente abrir a cava, geralmente com a mesma dimensão da placa, e aplicar uma camada de areia grossa para regularizar o fundo da vala. A inundação da cava para medição do colapso é sempre um fator preocupante. Na realização de provas de carga, o tempo e a forma de inundação têm variado. Em geral, o tempo de inundação varia de 2 a 24 horas. Alguns autores acrescentam água mantendo uma vazão constante, independentemente da altura da lâmina acumulada no fundo da vala; outros autores, até atingir uma lâmina de água de espessura constante.

O ensaio de placa é executado com e sem inundação e permite a quantificação dos recalques para diferentes profundidades do terreno, constituindo-se atualmente, num ensaio de campo muito utilizado. O ensaio de placa, sobretudo no que se refere à montagem e instrumentação, segue o método convencional de reação sob vigas metálicas ancoradas no subsolo, utilizando placa rígida com área não inferior a $0,5\text{m}^2$, instalada sobre o solo natural na mesma cota prevista no projeto das fundações superficiais. Aplicam-se cargas verticalmente no centro da placa, em estágios, e medem-se as deformações simultaneamente com os incrementos de carga. Os resultados desse ensaio são apresentados em gráficos (KUBLIK, 2010).

CONCIANI (2005) relata que, no estudo dos solos colapsíveis, a maioria dos pesquisadores têm empregado placas circulares de 0,5 m² de área, CARVALHO e SOUZA (1990); REZNIK (1993); AGNELLI (1992). CARVALHO e SOUZA (1990) realizaram o ensaio de placa para verificar a ocorrência do colapso em solos coluvionares. Já REZNIK (1993) realizou um amplo estudo de colapso nos loesses ucranianos através da prova de carga com e sem umedecimento do solo. Segundo ISMAEL e AL-SANAD (1993) a realização de provas de carga com diferentes tamanhos de placa mostrou que o recalque devido ao colapso é tanto maior quanto maior for a placa empregada.

CINTRA, SOUZA e VILAR (1995 apud KUBLIK, 2010) executaram provas de carga em placas e em protótipos de fundações por sapatas em solo poroso natural e compactado. As provas de carga em placas mostraram que a compactação reduziu o recalque por colapso do solo em aproximadamente 87% e aumentou a carga admissível em 110%. Os recalques por colapso observados nos protótipos indicaram uma redução de aproximadamente 80% em razão do efeito da compactação do solo. Esses resultados comprovam que a compactação é um método alternativo de melhoria do solo, capaz de reduzir os recalques por colapso, melhorando o desempenho de fundações superficiais em solos colapsíveis.

Segundo MILITITSKY (1991 apud KUBLIK, 2010), os métodos de ensaio utilizados no ensaio de prova de carga direta sobre terreno de fundações podem ser classificados nos seguintes tipos: Ensaio Lento – SML (Slow Maintained Load Test); Ensaio Rápido – QML (Quick Maintained Load Test); Ensaio Cíclico – CLT (Cyclic Load Test) e Ensaio com Taxa de Penetração Constante – CRP (Constant Rate of Penetration Test).

O ensaio lento é descrito pela NBR 6489/84 em que a tensão aplicada em estágios não deve ser superior a 20% da tensão admissível provável do solo, sendo a mudança de estágio somente efetuada quando a diferença entre duas leituras de recalques, realizadas nos tempos t e $t/2$, não ultrapassar 5% do deslocamento total ocorrido no correspondente estágio de carregamento. Os

recalques, em cada estágio, deverão ser lidos imediatamente após a aplicação da carga, em intervalos de tempo sucessivamente dobrados (1,2,4,8,15 min...). O ensaio deve prosseguir até que seja observado um recalque total de 25 mm ou o dobro da tensão admissível provável do solo, sendo que a tensão máxima deve ser mantida, pelo menos, por 12 horas, caso não ocorra a ruptura nítida. O descarregamento deve ser realizado em quatro estágios, registrando-se os recalques correspondentes, e cada estágio de descarregamento deve ser mantido até a estabilização.

A execução de provas de carga com inundação controlada foi proposta por FERREIRA e LACERDA (1993). Estes autores propuseram um equipamento capaz de realizar provas de carga com placas de pequeno diâmetro e um depósito de água elevado para controlar o fornecimento de água ao solo. A este equipamento, os dois pesquisadores chamaram de Expansocolapsômetro, por medir deformações tanto de colapso quanto de expansão (CONCIANI, 2005).

2.4.5 Expansocolapsômetro

2.4.5.1 Definição

O Expansocolapsômetro é um equipamento que mede em campo a deformação do solo, colapso ou expansão, quando da aplicação de carga ou inundação, foi desenvolvido por FERREIRA e LACERDA (1993). Permite a realização de ensaios em diferentes profundidades de um perfil de solo. O equipamento permite realizar em campo ensaios em que a estrutura do solo e sua umidade são preservadas, sem a retirada de amostras indeformadas. Com o Expansocolapsômetro pode-se ainda realizar ensaios, em campo, similares aos edométricos simples e duplos de laboratório com controle da vazão de inundação, preservando a estrutura do solo no campo, a sua umidade inicial, e também quantificar o potencial de colapso e de expansão dos solos. É um equipamento simples, mas de grandes recursos técnicos, que possibilita realizar ensaios de placa para medir a deformação do solo com o controle da vazão que se pretenda inundar (FUCALE, 2000).

Figura 12 - Equipamento Expansocolapsômetro, Petrolina - FUCALE (2000).

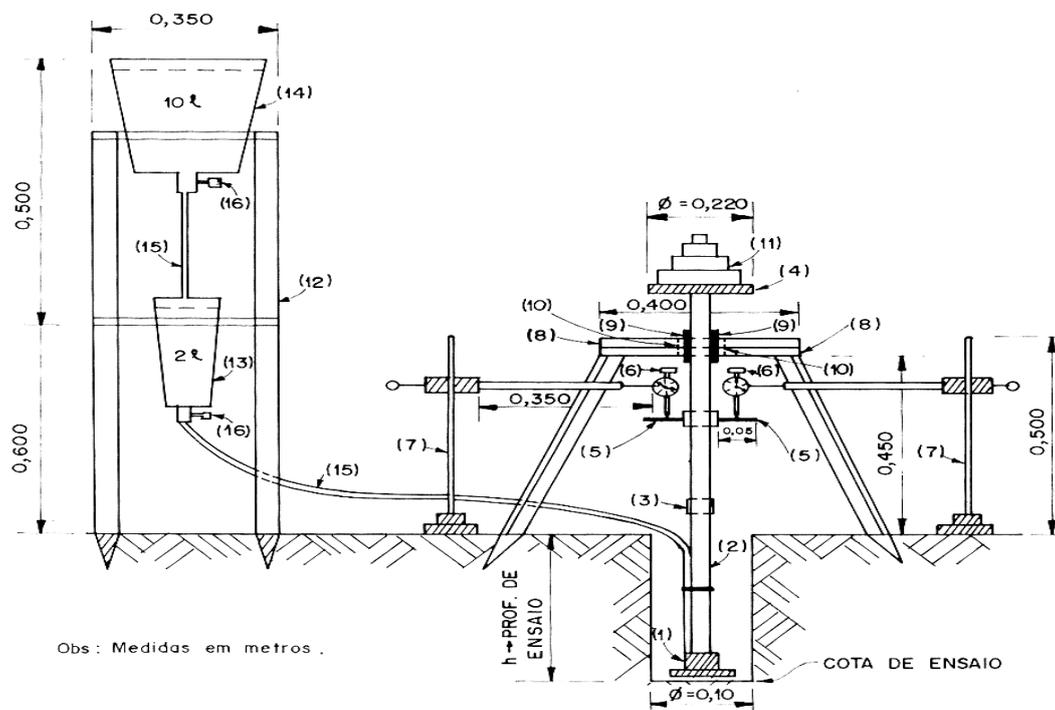


2.4.5.2 Equipamento

Segundo FERREIRA (1993) e FERREIRA (1995), o Expansocolapsômetro se compõe de duas partes: a primeira consiste num sistema de aplicação de carga ao solo, semelhante ao ensaio de placa, que pode realizar ensaios em diferentes profundidades de um perfil de solo. O diâmetro e a espessura da placa são 0,10 m e 0,01 m, respectivamente. A outra parte é constituída de um sistema de inundação com controle de vazão. O sistema de aplicação de carga é composto pelas peças de (1) ao (11), enquanto que o sistema de inundação com controle de vazão é composto das peças (12) a (16), conforme demonstrado na Figura 13.

Na base fixa existe uma mesa estabilizadora com um rolamento central tipo agulha com diâmetro fixo. O contato placa-haste é feito por meio de encaixe, formando uma espécie de rótula. A inundação é feita por um conduto (mangueira) fixado externamente à haste. A inundação é feita lançando água sobre a placa. O sistema de inundação é independente do sistema de carregamento, permitindo o controle de vazão. A medição dos recalques é feita através de extensômetros instalados na parte inferior do equipamento.

Figura 13 - Equipamento para medir a variação de volume em campo com controle da vazão de inundação, Expansocolapsômetro - FERREIRA e LACERDA (1993) e FERREIRA (1995).



2.4.5.3 Funcionamento

Segundo FUCALÉ (2000), o sistema de aplicação de carga independe do sistema de inundação, desta forma pode-se aplicar qualquer trajetória de tensão vertical ao solo e inundá-lo em qualquer nível de tensão. Existem três possibilidades, são elas:

- aplica-se uma determinada trajetória de tensão ao solo por estágio de carga e medem-se as deformações que ocorrerão ao longo do tempo, sem inundar o solo. Pode-se também medir a carga de ruptura do solo, caso se deseje;
- inunda-se o solo antes da aplicação das cargas e medem-se as deformações (colapso ou expansão) ocorridas até a estabilização. Em seguida, aplica-se a trajetória de tensão vertical desejada;

- c. aplica-se determinada trajetória de tensão ao solo, mantendo o teor de umidade constante, e medem-se as deformações do solo. Ocorrida a estabilização, inunda-se com uma determinada vazão e medem-se as deformações (colapso ou expansão) ao longo do tempo, submetendo o solo a uma outra trajetória de tensão desejada.

2.4.5.4 Procedimento

Os ensaios realizados com o Expansocolapsômetro têm o seguinte procedimento: a área do ensaio deve ser limpa e nivelada para então abrir-se o furo e ser removido o material, por meio de espátula ou trado, até a profundidade desejada. A base do furo deve ser limpa e nivelada com uma plainadeira. A placa e demais peças componentes do equipamento são colocados com hastes adequadas a fim de se atingir a profundidade do ensaio, devendo também verificar a verticalidade destas hastes e o nivelamento da mesa estabilizadora do sistema.

Segundo FUCALE (2000), o solo em suas condições naturais é carregado por estágios até a tensão de inundação. O tempo de duração de cada estágio é tal que a diferença entre duas leituras de deformação consecutivas deve ser inferior a 5 % da deformação total ocorrida até aquele momento, com intervalos entre duas leituras consecutivas de $\Delta t/t = 1$. Quando as deformações estabilizavam, inundava-se o solo com água a uma vazão de inundação de 1,0 ml/s, e então eram medidas as deformações, causadas pela variação de umidade no solo, até a sua estabilização.

O carregamento é feito por estágios até alcançar uma tensão específica, em que é feita a inundação. Os recalques são acompanhados até a estabilização e o potencial de colapso é definido segundo a expressão:

$$PC = \left(\frac{\Delta H}{H} \right) \times 100\% \quad (6)$$

Onde:

- ΔH é a variação de altura (recalque) devido à inundação;

- H é a espessura inicial da camada comprometida com o processo do colapso antes da inundação.

A profundidade pode ser determinada pela variação da umidade do solo alterada com a inundação ou profundidade abaixo da placa em que a transmissão de tensão é significativa. Nos ensaios realizados, esta profundidade está situada a 275 mm abaixo da placa, ou seja, aproximadamente $2,5D$, onde D é o diâmetro da placa (100 mm). Nesta profundidade, FERREIRA e LACERDA (1995), usando o método dos elementos finitos, mostram que a tensão transmitida pela placa é cerca de 5% da tensão média de contato entre o solo e a placa.

2.4.5.5 Ensaios com Expansocolapsômetro que foram realizados em Petrolina

TORRES (2014), através do equipamento Expansocolpasômetro, determinou curvas de deformação volumétrica específica com a tensão aplicada (Figura 14a) e curvas de deformação de colapso com o logaritmo do tempo (Figura 14b). O autor chegou à conclusão de que em campo, o colapso ocorre rapidamente e estabiliza a 4 minutos no início do processo. Ele informa que, 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 alterada com a inundação (Figura 15a) ou pela profundidade abaixo da placa em que a transmissão de tensão não é mais significativa ($z > 3d$ sendo: d o diâmetro da placa). No ensaio desenvolvido por TORRES (2014) foi considerada a profundidade em que a variação da umidade do solo praticamente não foi alterada com a inundação ($Z=2,5d$).

Na Figura 15b estão representados os valores dos potenciais de colapso. Observa-se que o potencial de colapso cresce com a tensão vertical de consolidação.

Figura 14 - 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 - TORRES (2014).

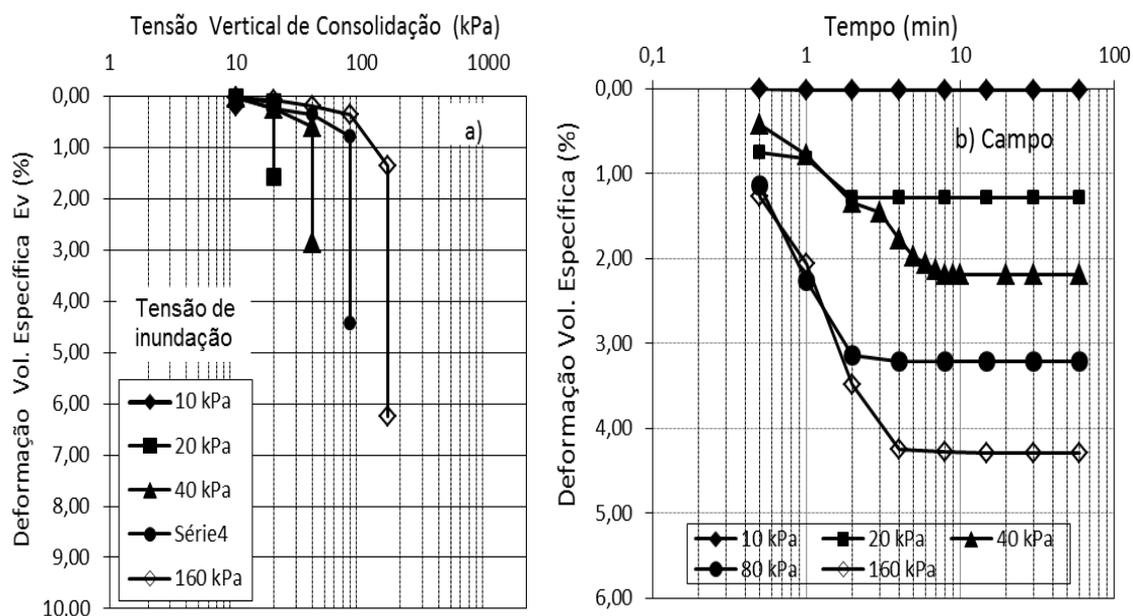


Figura 15 - a) variação da umidade com a profundidade antes e após a inundação e b) variação dos potenciais de colapso com a tensão aplicada - TORRES (2014).

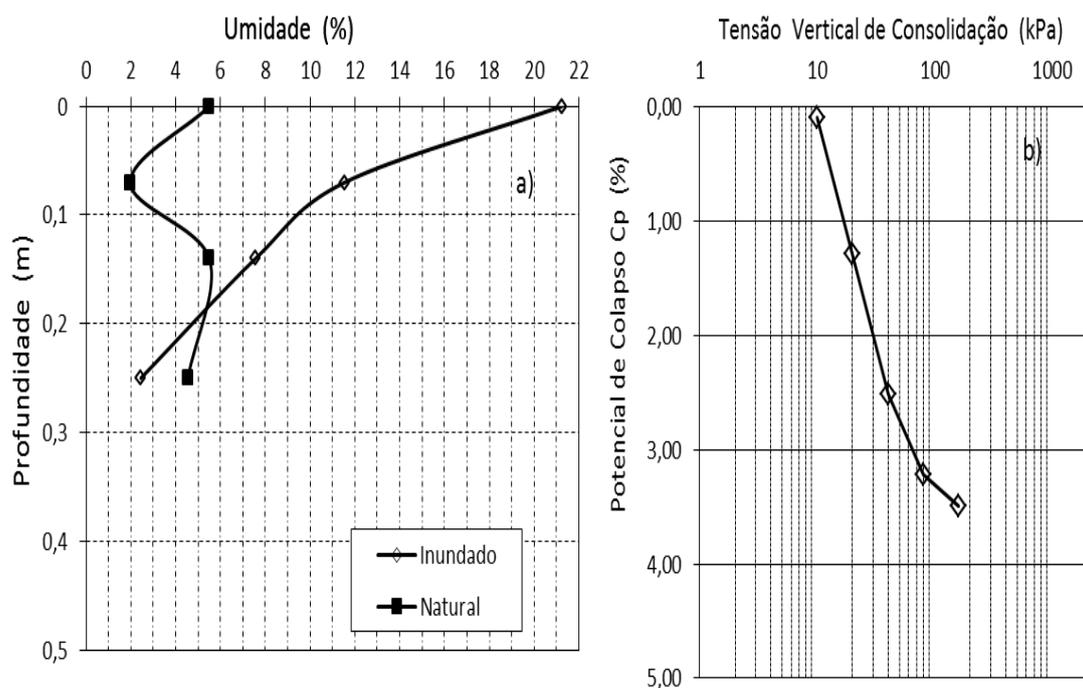


Tabela 9 - Potencial de colapso obtido através de ensaios de campo (Expansocolapsômetro) - TORRES (2014).

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

TORRES (2014) chegou às seguintes conclusões para o ensaio com o Expansocolapsômetro:

- ✓ os valores absolutos dos potenciais de colapso crescem até um determinado valor, apresentando um máximo associado a uma determinada tensão, comportamento de pico;
- ✓ os valores dos potenciais de colapso determinados pelos ensaios edométricos simples de laboratório são superiores àqueles medidos pelo Expansocolapsômetro em campo, em média 25 %;
- ✓ os valores da deformação volumétrica específica obtidos através de ensaios de campo com o Expansocolapsômetro são inferiores aos medidos através de ensaios de laboratório com o edométrico simples e o colapso se processa mais rapidamente em laboratório do que em campo, para uma mesma tensão vertical de consolidação.

FUCALE (2000) também realizou ensaios com o Expansocolpasômetro no município de Petrolina. Foram realizadas 09 (nove) ensaios e os valores dos potenciais de colapso devidos à inundação, em profundidades diferentes, sob tensões verticais aplicadas na profundidade de ensaio, estão demonstrados na Tabela 10.

Tabela 10 - Potencial de colapso obtido através de ensaios de campo - FUCALE (2000).

ENSAIO	AMOSTRA	PROF. ENSAIO (m)	TENSÃO INUN. (kPa)	POTENCIAL DE COLAPSO (%)
1	1	1,00	140	8,48
2	1	2,00	160	0,25
3	8	0,80	30	1,47
4	2	0,80	140	3,14
5	4	0,50	130	1,18
6	5	0,90	50	0,65
7	11	0,50	50	1,38
8	6	0,60	180	0,79
9	7	0,80	180	5,97

O carregamento por estágios até atingir a tensão de inundação está indicado na Tabela 11.

Tabela 11 - Estágios de tensões aplicadas antes da tensão de inundação – Ensaios com o Expansocolapsômetro - FUCALE (2000).

ENSAIO	Estágios de tensões aplicadas antes da tensão de inundação - kPa				
1	33	40	80	140	-
2	37	40	80	160	-
3	16	20	30	-	-
4	33	40	80	140	-
5	33	40	80	130	-
6	16	20	40	50	-
7	13	20	40	50	-
8	32	40	80	160	180
9	32	40	80	160	180

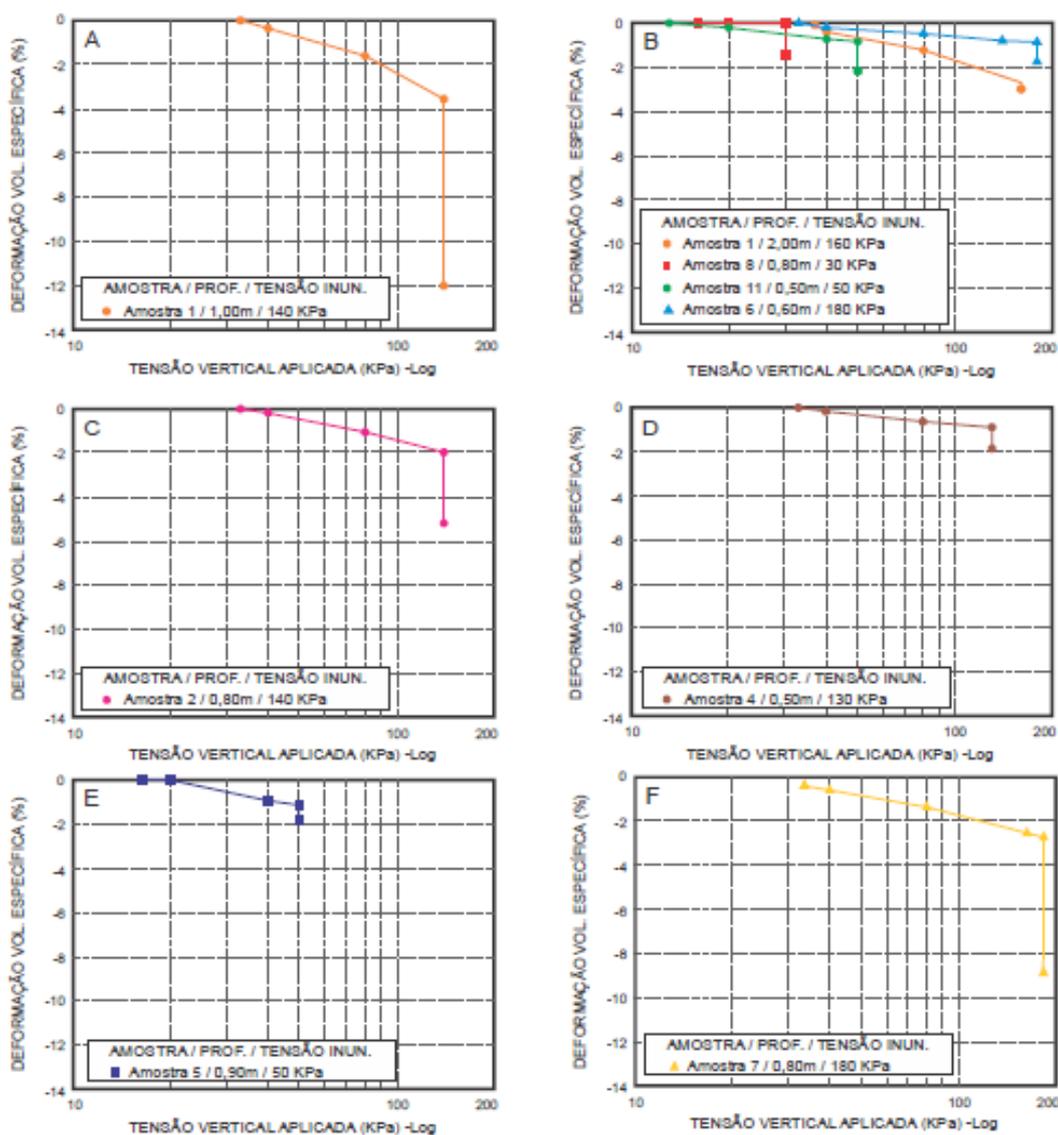
FUCALE (2000) chegou às seguintes conclusões para o ensaio com o expansocolapsômetro:

- ✓ não foi verificado acréscimo adicional de deformação de colapso quando da adição de água em bastante quantidade nos ensaios 2, 3, 4 e 5 após a estabilização das deformações devidas à inundação, com controle de

vazão. Isto indica que todo o processo de deformação já havia ocorrido, mesmo que o solo não tenha atingido a saturação;

- ✓ os valores dos potenciais de colapso determinados pelos ensaios edométricos simples de laboratório são superiores àqueles medidos pelo Expansocolapsômetro em campo, em média 25 %;
- ✓ os valores da deformação volumétrica específica obtidos através de ensaios de campo com o Expansocolapsômetro são inferiores aos medidos através de ensaios de laboratório com o edométrico simples;

Figura 16 - Variação da deformação volumétrica específica com a tensão vertical aplicada – FUCALE (2000).

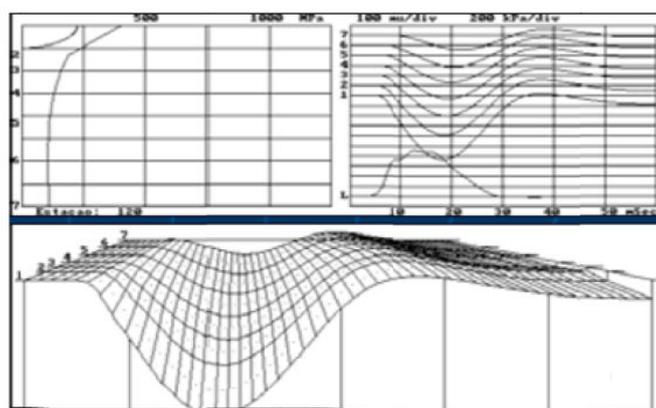


2.5 Deformabilidade

A deformabilidade, segundo BRANCO et al. (2008 apud LOPES, 2010), provém de uma deformação vertical da superfície, considerada como a resposta do pavimento quando é submetido à aplicação de uma carga em determinadas condições.

O valor dessa deformação é designado por deflexão e encontra-se representado pela bacia na Figura 17.

Figura 17- Exemplo de bacia de deflexão - LOPES (2010).



Estas representações gráficas e principalmente o seu valor de pico são usados para a caracterização da capacidade resistente de um material, sendo obtidos in situ, graças a ensaios de carregamento do pavimento (LOPES, 2010).

Na análise das deformações de camadas de pavimentos, é importante ter noção da ordem de grandeza das deformações expectáveis, permitindo uma boa leitura in situ dos resultados. Assim, em solos e materiais granulares de pavimentos de estradas e auto-estradas, são esperadas deformações na ordem dos 10^{-4} %, para fundações na ordem dos 10^{-2} %, sendo que nos aterros de solos moles são de 10^{-1} %. É igualmente relevante perceber quais os fatores que interferem nas medições da deformabilidade, como o caso dos parâmetros intrínsecos do solo: granulometria, características físicas e litológicas; os parâmetros de estado, como o estado de tensão, compactidade e

teor em água, ou ainda, o fato de se tratarem ou não de camadas homogêneas (LOPES, 2010).

Existem vários ensaios que permitem medições de deformação do solo, são eles: Ensaio de Carga com Placa – carregamento estático; FWD – Falling Weight Deflectometer – carregamento dinâmico; Viga de Benkleman – carregamento quase-estático; Dynaflect – carregamento vibratório; Ensaio de Carga com LWD; Ensaio com “Soil Stiffness Gauge” e Ensaio com “Dynamic Cone Penetrometer”. Dentre os equipamentos citados será dado destaque ao Ensaio com LWD, pois é o equipamento utilizado neste trabalho.

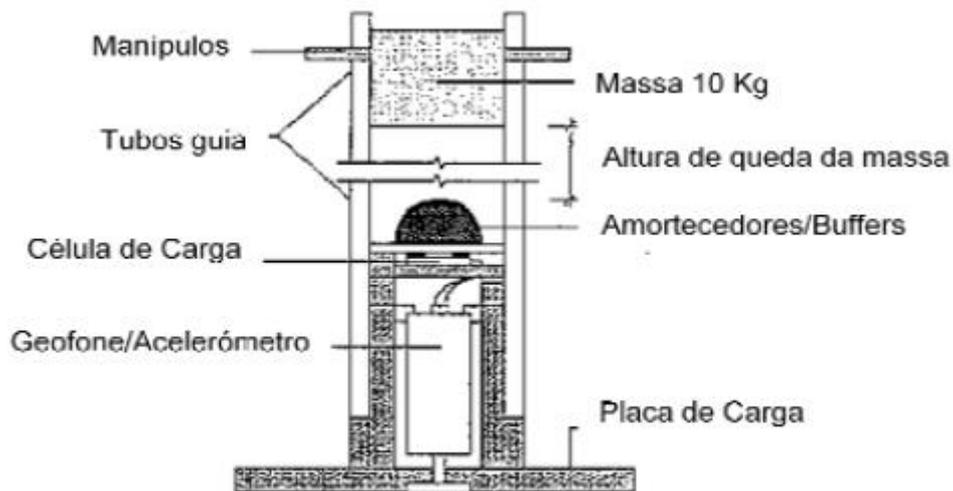
2.6 Light Weight Deflectometer - LWD

2.6.1 Origem

LOPES (2010) cita que a primeira referência a ensaios com o uso de um Light Weight Deflectometer surge da Dynatest, mencionando a primeira versão de LWD, desenvolvida por volta dos anos 70. Em seguida, relata menções ao LWD a partir dos anos 90 com destaque para o ano de 1991, período em que foi desenvolvido na Alemanha o “*German Dynamic Plate Bearing Test*” e, na Filândia, o Loadman. Na Inglaterra, no ano de 1992, a “*Loughborough University*” desenvolveu um protótipo do atual Light Weight Deflectometer, o “*TRL Foundation Tester (TFT)*”, que se tratava de um equipamento de forma idêntica aos deflectômetros atuais, apresentando apenas diferença na massa mais elevada da placa de carga, Figura 18.

O Deflectômetro de Impacto Ligeiro (DIL), conhecido na literatura estrangeira como Light Weight Deflectometer (LWD) ou como Portable Falling Weight Deflectometer (PFWD), é um ensaio de carga dinâmico com placa, em que 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 (LOPES, 2010). Trata-se de um equipamento portátil que visa à realização de um ensaio dinâmico, fornecendo diretamente o módulo de elasticidade.

Figura 18 – TRL Foundation Test – TFT - Adaptado por GARCIA e THOMPSON (2003 apud LOPES, 2010).



Segundo COST 324 (1997), o desenvolvimento no uso de LWD ocorreu na França nos anos de 1960 e mais tarde na Holanda e Dinamarca, cujo uso veio a generalizar-se, nomeadamente na caracterização estrutural e na avaliação da capacidade de carga de pavimentos rodoviários e aeroportuários. Os deflectômetros de impacto podem ser divididos em pesados (todo aquele que necessita de veículo automóvel para realizar o ensaio) e ligeiros (todo aquele que seja facilmente transportável).

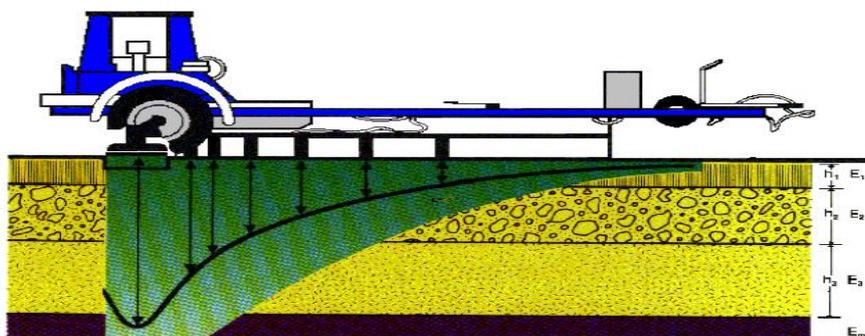
LOPES (2010) relata o surgimento do LWD como uma ferramenta de análise com recurso a carga dinâmica, mas num formato ligeiro, o que implica em uma menor capacidade de indução de forças sobre os materiais. Por outro lado, tem a vantagem de tornar o equipamento facilmente transportável e com um baixo custo associado.

Para NAZAAL (2003), foi na Alemanha onde ocorreu o desenvolvimento do equipamento Light Weight Deflectometer – LWD e este constitui um sistema de ensaio dinâmico em placa de carga empregado para medir a deformabilidade das camadas do subleito e da infra-estrutura do pavimento. Acrescentando que o equipamento não necessita de nenhuma medida de referência e fornece

alternativa simples em comparação aos demais testes até então utilizados, em especial o FWD.

No manual de pavimentação do DNIT (2006), os Falling Weight Deflectometers são equipamentos classificados como deflectômetros de impacto que aplicam cargas impulsivas, cuja duração é tal que simula cargas de roda a velocidades da ordem de 70 km/h, Figura 19. Não requerem aplicação de pré-carga estática e podem ser aplicadas cargas de magnitude das dos eixos de caminhões ou dos trens de pouso de aeronaves.

Figura 19 - Falling Weight Deflectometer - DYNATEST (1995 apud PREUSSLER, 2007).



Embora o equipamento FWD seja uma evolução tecnológica significativa com relação à pioneira Viga Benkelman, na avaliação da deformabilidade de estruturas de pavimento a sua utilização no controle tecnológico de obras apresenta limitações em face do elevado custo de aquisição desses equipamentos e da sua manutenção em serviços dessa natureza. Além disso, tais equipamentos também se mostram, em algumas situações, de difícil operação nas obras devido às dimensões dos mesmos (PREUSSLER, 2007).

Diante do exposto, uma recente tecnologia vem sendo promissora em termos de equipamento e ganhando muito espaço no mercado devido a sua praticidade aliada ao baixo custo quando comparado com outros equipamentos; esta tecnologia é denominada LWD (Light Weight Deflectometer), sendo destinada ao controle tecnológico das características

elásticas de camadas de pavimento, principalmente de solos e materiais granulares, caracterizando assim a evolução tecnológica do FWD com a praticidade de utilização e baixo custo.

Segundo LOPES (2010), historicamente, o desenvolvimento e o uso do LWD são recentes. O ensaio com este equipamento encontra-se normalizado desde 2007, pela ASTM E2583 - 07 – “*Standard Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflctometer (LWD)*”.

Conforme a bibliografia, o ensaio pode ser usado em solos granulares, não invalidando a análise de solos finos e coesivos. Pode ser aplicado para determinar o módulo de elasticidade (E) com valores tipicamente entre 15 e 70/80 MPa. Podendo, contudo, serem possíveis medições de módulo superior a 120 MPa.

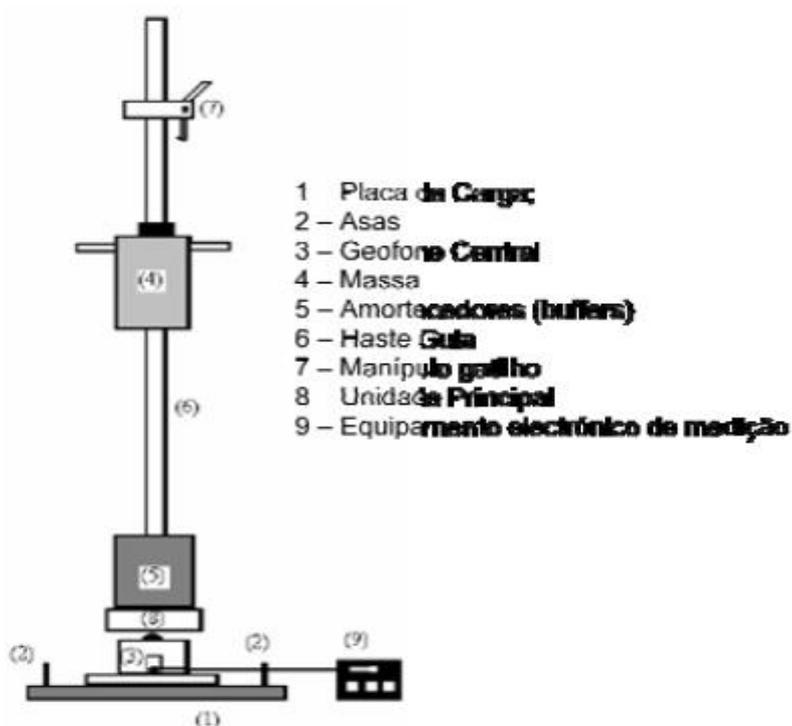
2.6.2 O equipamento LWD

O equipamento é constituído por uma placa circular com um furo central. O diâmetro pode ser de 100, 200 ou 300 mm. Sobre a placa de carga está instalado um cilindro oco que permite a transferência do impulso à placa, que resulta da queda de uma massa a determinada altura. No sistema de carga, está fixo um varão-guia que serve para conduzir uma massa móvel, que é elevada manualmente até uma determinada altura definida (no máximo de 0,80m). Na parte superior do varão-guia existe um dispositivo que assegura a fixação da massa antes do início de cada ensaio e que permite manter constante a altura de queda e o impulso gerado (FORTUNATO, 2005).

Atualmente, em versão comercial, existem vários tipos de LWD como podemos destacar os mais referenciados: “German Dynamic Plate (GDP)”, o Loandman, o 3031 LWD da Dynatest, o Prima da Grontmij-Carl Bro, ZFG 3.0 da ZORN Instruments e Terratest 3000, 4000 e 5000. No Brasil, existem algumas empresas comercializando este equipamento como a Fortest, Solocap e Solotest. Todos apresentam um formato estético e funcional idêntico entre

fabricantes, com exceção apenas do Loadman. O LWD é um equipamento facilmente transportável que se divide em peças quase sempre singulares e com uma montagem rápida e simples. Apresenta um peso aproximando de 20 kg, uma altura de cerca de 1,40 m e uma carga dinâmica entre os 15 e os 20 kN. Os elementos constituintes de LWD convencional são apresentados na Figura 20.

Figura 20 - Elementos constituintes de LWD convencional - Adaptado de GARCIA e THOMPSON (2003) e Norma Técnica de Ensayo (2003 apud LOPES, 2010).



2.6.3 Procedimento de ensaio com LWD

FORTUNATO (2005) descreve o ensaio de carga com LWD sobre uma superfície como a operação que consiste na aplicação, através de uma placa circular, de uma força de impulso gerada pela queda de uma massa de uma determinada altura sobre um conjunto de amortecedores e na medição, nessa superfície, das deflexões daí resultantes. O valor máximo da força pode ser escolhido, sendo variável consoante a massa que cai, a altura de queda e o

número de amortecedores. Normalmente a medição da força é feita através de uma célula de carga instalada junto da placa e a medição das deflexões em vários pontos da superfície é feita por transdutores, cujos registos permitem quantificar os deslocamentos.

O LWD (Light Weight Deflectometer) consiste em um equipamento portátil de precisão que visa à realização de um ensaio estático, fornecendo dados impressos diretamente de deflexões e módulo de resiliência (MR), podendo atingir até 2000 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 0,30 m de diâmetro, tal impacto gera deflexões na superfície em estudo. As propriedades avaliadas são a curva e o comprimento da deflexão, sendo detalhadas e mostradas através de um gráfico que pode ser impresso in loco, com resultados em mm. Todos os dados são processados em uma caixa de datalog conectada com um fio ao LWD (SANTOS, 2014).

Para a determinação das deflexões de pontos à superfície, existe um sistema de três geofones que medem 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.

Para a realização do ensaio, o equipamento é posicionado sobre a superfície a ensaiar, a massa é elevada até a altura desejada e é acionado o dispositivo que a liberta. A superfície a ensaiar sob a placa de carga sofre então a aplicação de um impulso dinâmico que provoca a sua deflexão.

2.6.4 Interpretação dos resultados e características do LWD

Os ensaios são interpretados utilizando recurso da equação da deflexão num meio espaço sujeito a uma carga, derivada da teoria de Boussinesq, obtendo-

se assim um módulo equivalente de superfície. Segundo PREUSSLER (2007), em qualquer configuração do teste a deflexão no centro da placa de carga é obtida para calcular o módulo de elasticidade ou de resiliência da camada de estudo.

A expressão utilizada para o cálculo do módulo de elasticidade (E_{LWD}) da camada é aquela desenvolvida por Boussinesq com base na Teoria da Elasticidade (Steinert, 2006 apud PREUSSLER, 2007), conforme é mostrado na equação 7.

$$E_{LWD} = \frac{F(1 - \mu^2)\sigma \times R}{Df} \quad (7)$$

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).

Provavelmente os resultados obtidos com a aplicação dos distintos equipamentos disponíveis no meio técnico a situações típicas de camadas de infra-estruturas de transportes deveriam conduzir a resultados semelhantes. Porém, são frequentes os relatos em que os valores calculados do módulo de elasticidade são distintos quando se utilizam deflectômetros diferentes.

LOPES (2010) realizou um estudo comparativo entre os resultados das deflexões de dois LWDs (3031 da Dynatest e Prima 100 da Carl Bro) chegando à conclusão de uma boa relação entre os resultados. Porém, foi constatado que os valores de deflexão medidos foram diferentes entre os equipamentos, destacando-se que essas diferenças foram sempre constantes. Sugerindo que

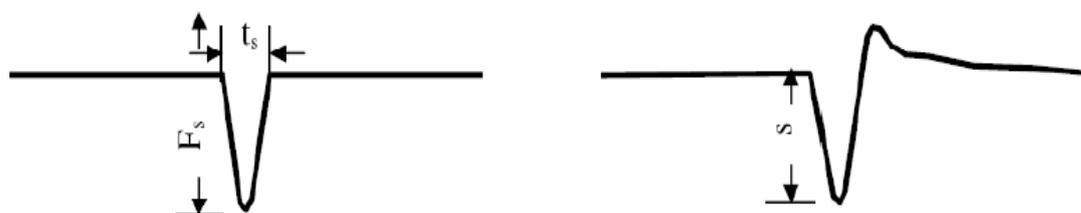
as diferenças encontradas podem estar associadas a fatores constantes, intrínsecos aos próprios equipamentos. Identificou também diferenças nos tempos de retorno, em que o 3031 LWD apresenta tempos consideravelmente superiores ao Prima 100. Sabendo que tempos de retorno mais curtos conduzem a registros de deformabilidade inferiores, verificou que o Prima 100 apresentou deformações mais pequenas devido aos seus tempos de retorno mais curtos. Concluindo que o Prima 100 apresenta um sistema de amortecedores mais rijo que o 3031 LWD.

Os deflectômetros de impacto têm como principais vantagens, em relação ao ensaio de carga estática com placa, a rapidez e a facilidade de execução, notadamente no que se refere aos meios mobilizados, o que permite fazer um elevado número de ensaios com custos reduzidos e um tratamento estatístico dos resultados. No entanto, os deflectômetros têm sido utilizados normalmente para a caracterização de pavimentos rodoviários e aeroportuários, havendo, comparativamente, uma menor experiência na aplicação direta a camadas compactadas de solos ou agregados (GURP et al., 1967 apud FORTUNATO, 2005).

A duração do ensaio dinâmico é definida pelo intervalo de tempo entre o início e o pico da onda gerada pela carga (Figura 21), sendo que o valor do módulo de deformabilidade é obtido com base na amplitude ($s_{máx}$) do assentamento da placa de carga. As durações mais comuns estão compreendidas em intervalos de tempo de 4 até 25 ms, que demonstram uma rapidez de execução apreciável se comparado a outros ensaios (GARCIA e THOMPSON, 2003 apud LOPES, 2010).

O melhoramento do desempenho do equipamento, bem como a possibilidade de realização de vários ensaios num curto espaço de tempo e com uma boa velocidade de obtenção de dados in situ, fazem do LWD uma ferramenta interessante para uso em cenários reais de ambiente de obra (LOPES, 2010).

Figura 21 - Sequência temporal da força de impacto exercida pelo LWD e assentamento gerado - TB BF - Stb Part B 8.3 (2003).



FORTUNATO et al. (2007) publicaram estudos sobre a utilização de um LWD para avaliação do módulo de deformabilidade das camadas de apoio da via férrea, no âmbito das obras de renovação da plataforma ferroviária da Linha do Norte da rede ferroviária portuguesa, entre Pampilhosa e Quintans. Os autores concluíram que as principais vantagens do deflectômetro de impacto portátil são: (i) peso reduzido do equipamento; (ii) necessidade de apenas um ou, eventualmente, dois operadores; (iii) pouco espaço necessário para realização do ensaio; (iv) tempo reduzido de realização do ensaio, e (v) fornecimento imediato de resultados (permitindo, por exemplo, avaliação e ações imediatas da fiscalização durante uma obra). Para LOPES (2010), o LWD apresenta como desvantagem a sua pouca capacidade de carga mas, ainda assim, é uma ferramenta de auscultação que permite caracterizar fundações ou bases granulares.

Quando comparado ao ensaio de carga em placa, ou mesmo ao deflectômetro pesado, este equipamento tem como vantagens o fato de ser portátil, de ser fácil de transportar, de poder ser utilizado em locais de difícil acesso e de ter um custo de investimento e de utilização muito inferior (PEREIRA, 2010).

Os principais parâmetros fornecidos pelo equipamento são: o E_{VD} ou E_{LWD} , sendo o módulo de deflexão dinâmica em MPa; a deflexão média S_m , em mm, é obtida através da média de 3 leituras, ou seja, 3 quedas do peso e s/v , que é o grau de compactabilidade, em que é possível constatar 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, menor que esse valor, o solo não precisa sofrer nova compactação (SANTOS, 2014).

Segundo LOPES (2010), existem alguns fatores que influenciam nos resultados do ensaio, dividindo-se em dois grupos: um relacionado com as condições da camada a ensaiar e outro com o equipamento em si. Portanto, os fatores externos ao uso do deflectômetro que afetam a medição da deflexão são os seguintes:

- a. fatores ambientais, tais como a temperatura e a umidade;
- b. espessura e posição das camadas;
- c. teor em água e compactação dos materiais;
- d. tipo de materiais que constituem as camadas.

Quanto aos fatores relacionados ao equipamento, excluindo-se à partida o uso indevido do LWD, estão relacionados com:

- i. contato da placa de carga e geofone central;
- ii. tipo de sistema de amortecedores;
- iii. tempo de retorno dos resultados.

Em primeiro lugar, o contato da placa com a superfície a ensaiar é um fator importante porque influencia os dados obtidos, alterando os valores de deformação registrados e podendo distorcer a bacia de deflexão (LOPES, 2010). A bacia de deflexão tem destaque na análise dos resultados, pois permite, através da sua forma, verificar o comportamento do solo.

Em segundo lugar, a escolha do sistema de amortecedores depende, logo à partida, da capacidade da aplicação de carga que se pretende atingir visto que, segundo THOM et al. (2002 apud LOPES, 2010), a rigidez dos amortecedores contribui para uma maior ou menor capacidade de aplicação de tensão pelo equipamento. No seu estudo, concluiu que o uso de amortecedores mais rijos provoca a redução do tempo de aplicação da carga máxima, aumentando a

força de impacto, que resulta num módulo de deformabilidade superior. Por outro lado, no caso de amortecedores com menor rigidez, ocorreram alterações no tempo de pico de carga, reduzindo a capacidade de aplicação de força, porém com pouca alteração no valor do módulo de deformabilidade.

Por fim, THOM et al. (2002 apud LOPES, 2010) estudaram o efeito das alterações do tempo de retorno nos resultados obtidos, concluindo que quanto mais baixo for o tempo, maior será o módulo de deformabilidade. O tempo de retorno é influenciado pelo sistema de amortecedores escolhidos, em que amortecedores mais rijos implicam em uma redução no intervalo.

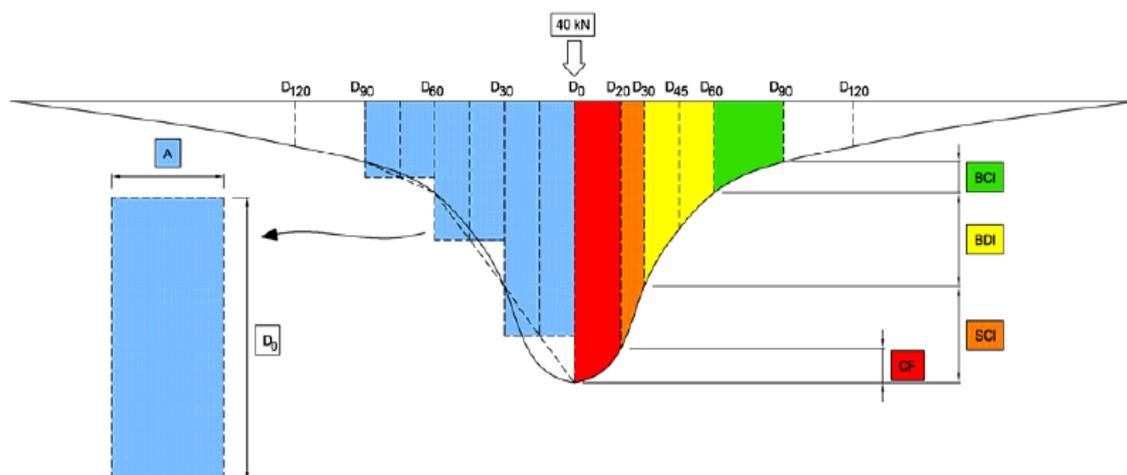
2.6.5 Interpretação com base nos dados da bacia de deflexão

Segundo FERRI (2013), uma forma de analisar os resultados é através da interpretação dos dados da deflexão. A deflexão recuperável máxima (D_f) é a deflexão medida no ponto de aplicação de carga. Trata-se de um parâmetro importante para a avaliação estrutural, que reflete o comportamento estrutural de todo o conjunto de camadas. Quanto maior seu valor, mais elástica ou resiliente é a estrutura, e maior o potencial de dano às camadas em estruturas de pavimento convencionais. SANTOS (2014) define deformação elástica ou deflexão reversível ou recuperável como sendo os deslocamentos verticais que surgem na superfície ou no interior da estrutura do pavimento quando o mesmo é submetido a esforços de forma intermitente ou transitória. Cessado o esforço, o sistema retorna à posição anterior.

No geral, todas as camadas fletam quando submetidas a um carregamento do topo da camada. Geralmente o valor da deflexão diminui com a profundidade e com afastamento, em área, do ponto de aplicação, estando também associado a esse efeito o módulo de elasticidade dos materiais de cada camada. Os pavimentos mais robustos arqueiam menos que os debilitados e esta diferença está associada ao desempenho estrutural entre eles. Sendo assim, pavimentos com menores deflexões suportam maior número de solicitações ocasionadas pelo tráfego de veículos (PINTO e PREUSSLER (2010 apud Santos, 2014).

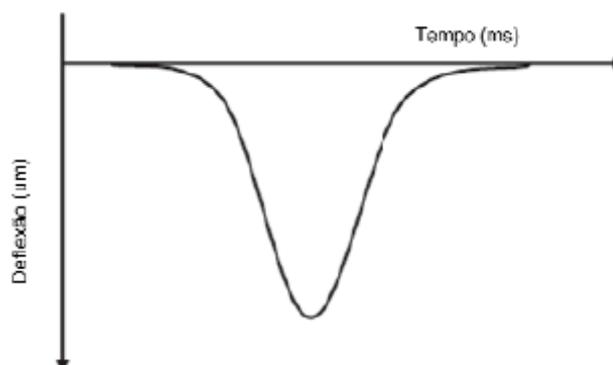
No entanto, a análise isolada de seu valor não dá todos os indícios necessários para a completa caracterização estrutural, já que estruturas de pavimentos distintas podem apresentar a mesma deflexão máxima, porém com arqueamentos diferenciados na deformada. A forma da deformada tem grande relevância na avaliação estrutural (FERRI, 2013). Logo, existem vários fatores que são passíveis de análise da bacia de deflexão, sendo eles: Raio de Curvatura (R_c), Índice da Curvatura da Superfície (SCI), Índice de Danos à Base (BDI), Índice da Curvatura da Base (BCI) e Fator de Curvatura (CF), Figura 22.

Figura 22 - Representação gráfica esquemática da bacia deflectométrica e os respectivos índices - FERRI (2013).



Na pavimentação, a deflectometria é o estudo das deformações verticais da superfície de um pavimento em consequência da ação de uma determinada carga ou solicitação. Em termos de medição, está relacionada às parcelas da deformação elástica ou recuperável e à deformação permanente. A parcela permanente é muito pequena, devido ao curto espaço de tempo de aplicação de carga de espera com o equipamento no local do levantamento, não havendo tempo para a recuperação total da estrutura (BORGES, 2001). O aspecto de uma bacia de deflexão perfeita é demonstrado na Figura 23.

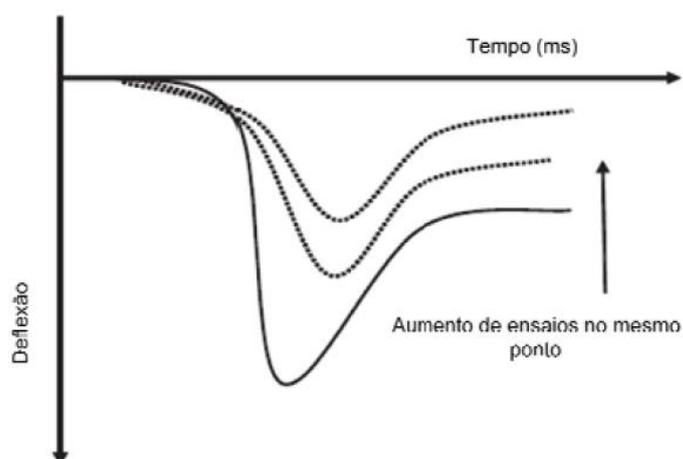
Figura 23 - Bacia de deflexão perfeita, adaptado por LOPES (2010) - FLEMING et al (2009).



Da análise da curva, é possível concluir que o impulso da carga aplicada e a resposta dos transdutores têm a forma de sino sendo o tempo de carga o tempo decorrido entre o início e o final do impulso.

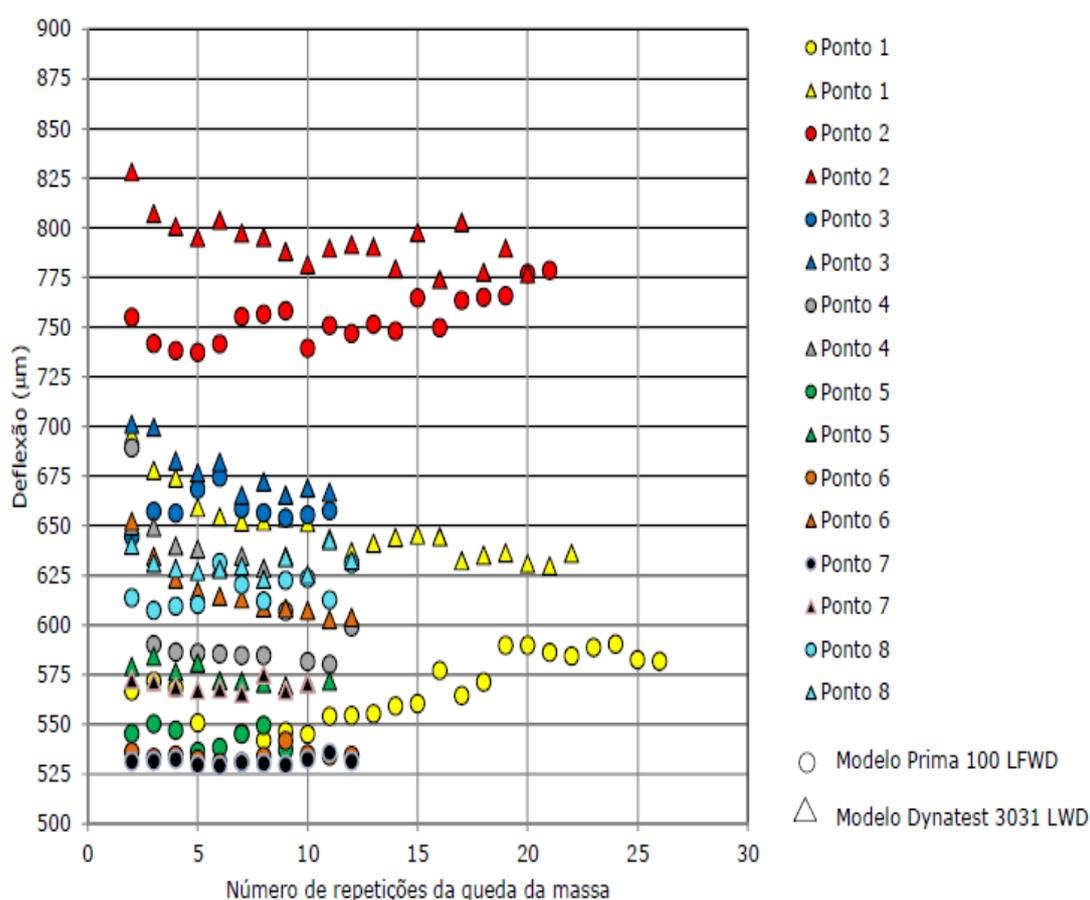
Segundo LOPES (2010), no caso de ensaios de repetibilidade e dependendo do material em análise, poderá ocorrer uma compactação do solo com a energia do ensaio, diminuindo a deformação registrada ao longo das sucessivas aplicações de tensão. Esse comportamento terá, à partida, uma sequência de bacias de deflexão como apresentadas na Figura 24.

Figura 24 - Bacias de deflexão com diminuição da deformação registrada, adaptado por Lopes (2010) - FLEMING et al. (2009).



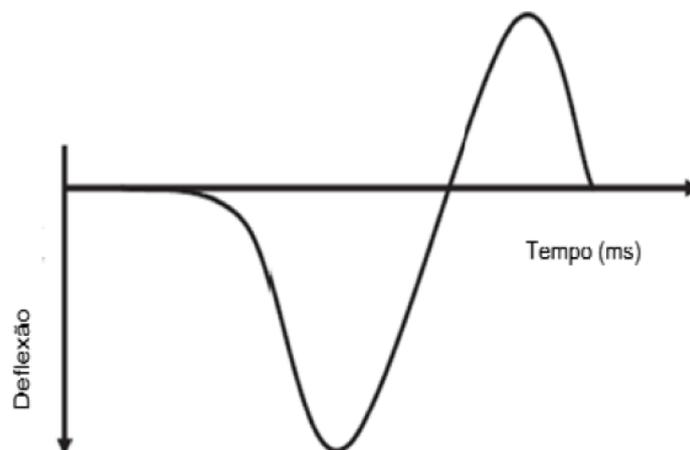
Um estudo feito em Portugal por NEVES et al. (2012 apud MENDES, 2013) mostrou que a sucessiva aplicação de cargas no mesmo ponto de ensaio, obtidas pela queda da mesma massa, não conduziu a valores iguais da deflexão medida, mesmo após a realização de um número elevado de pancadas, Figura 25. Esse estudo experimental mostrou uma variação de deflexões medidas da ordem de 5 a 10%.

Figura 25 - Dispersão das deflexões referente à queda de massa - NEVES et al. (2012 apud MENDES, 2013).



Existe ainda a possibilidade da bacia de deflexão se apresentar como na Figura 26, sendo resultado de 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 (LOPES, 2010).

Figura 26 - Bacia de deflexão com ressalto da placa de carga, adaptado por LOPES (2010) - FLEMING et al. (2009).



De forma geral, importa assinalar que um posicionamento errado da placa de carga ou do geofone pode traduzir-se em medições débeis. Tratam-se, assim, de erros associados a uma utilização incorreta do equipamento, podendo ser evitados (LOPES, 2010).

2.6.6 Correlações existentes entre módulo de elasticidade, DPL, e SPT

Conforme a literatura, existem várias correlações entre o módulo de elasticidade do solo, DPL e SPT. Serão demonstradas algumas dessas correlações:

- Módulo de elasticidade x DPL

Alguns autores referenciados por FORTUNATO (2005) propõem a determinação do módulo de elasticidade de solos e de agregados a partir do valor do índice de penetração, I_{DPL} (mm/pancada) do ensaio DPL, através de uma relação do tipo (DE BEER, 1991; KONRAD e LACHANCE, 2000):

$$\log(E) = a - b \cdot \log(I_{DPL}) \quad (8)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade (MPa);

a = módulo de elasticidade para o índice I_{DPL} unitário;

b = declividade da reta que relaciona E x I_{DPL} ;

I_{DPL} = índice do cone de penetração dinâmica em (mm/pancada).

CHEN et al. (2005 apud MENDES, 2013), obtiveram uma expressão para relacionar módulos de deformabilidade (obtidos por retroanálise a partir de ensaios com defletômetro de impacto) com o I_{CPD} .

$$E = 537,76 \times I_{CPD}^{-0,6645} [R^2 = 0,855] \quad (9)$$

Onde:

E – módulo de deformabilidade (MPa);

I_{CPD} – índice do cone de penetração dinâmica;

R^2 = coeficiente de determinação.

GEORGE et al. (2009 apud MENDES, 2013) relacionaram o I_{CPD} com os valores de módulo obtidos com LWD sobre solos lateríticos. Nos ensaios com LWD utilizaram uma massa de 10 kg, com queda de 800 mm de altura e uma placa de carga com 140 mm de diâmetro.

$$E_{LWD} = 162,48 \times I_{CPD}^{-0,6397} [R^2 = 0,73] \quad (10)$$

Onde:

E_{LWD} – módulo de deformabilidade (MPa);

I_{CPD} – índice do cone de penetração dinâmica;

R^2 = coeficiente de determinação.

PREUSSLER (2007) obteve a correlação entre os valores resultantes do ensaio LWD e os valores do ensaio de DPL, chegando a seguinte equação:

$$Df_{LWD} = 4,753 PR^{0,9235} [R^2 = 0,57] \quad (11)$$

Onde:

Df_{LWD} = deformabilidade obtida no ensaio LWD;

PR = Leitura do CPR (mm/golpe);

R^2 = coeficiente de determinação.

ABU-FARSAKH et al. (2004 apud PEREIRA, 2010) estabeleceram a seguinte correlação:

$$E_{LFWD} = 2191,4/I_{DCP} \quad (12)$$

Onde:

E_{LFWD} = módulo de elasticidade obtida no ensaio LWD;

I_{DCP} – índice do cone de penetração dinâmica.

FORTUNATO et al. (2009 apud PEREIRA, 2010) chegaram a duas equações, sendo uma para solos finos e outra para solos grosseiros.

Solos Finos:

$$E = 199,17 \times I_{DPL}^{-0,42} \quad (13)$$

Solos Grosseiros:

$$E = 310,22 \times I_{DPL}^{-0,80} \quad (14)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade (MPa);

I_{DPL} = índice do cone de penetração dinâmica em (mm/pancada).

- Módulo de elasticidade x N_{SPT}

Correlação segundo DÉCOURT (1995 apud Costa, 2015):

$$\text{Para areias:} \quad E = 3,5 N_{SPT} \quad (15)$$

$$\text{Solos intermediários:} \quad E = 3,0 N_{SPT} \quad (16)$$

$$\text{Argilas Saturadas:} \quad E = 2,5 N_{SPT} \quad (17)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade (MPa);

N = índice de resistência à penetração do solo.

Correlação segundo MITCHELL e GARDNER (1975 apud COSTA, 2015):

$$\text{Para areias:} \quad E = 4,88 (N_{SPT} + 15) \quad (18)$$

$$\text{Para argilas:} \quad E = 2,93 (N_{SPT} + 5) \quad (19)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade (MPa);

N_{SPT} = índice de resistência à penetração do solo.

Correlação segundo TEIXEIRA e GODOY (1996 apud COSTA, 2015):

$$E = j \times w \times N_{SPT} \quad (20)$$

Onde:

j e w são variáveis para cada tipo de solo de acordo com a Tabela 12.

Tabela 12 - Parâmetros da equação - TEIXEIRA e GODOY (1996 apud COSTA, 2015).

Solo	j	w(MN/m ²)
Areia pedregulhosa		1,10
Areia	3	0,90
Areia siltosa		0,70
Areia argilosa		0,55
Silte arenoso	5	0,45
Silte		0,35
Silte argiloso		0,25
Argila arenosa	7	0,30
Argila siltosa		0,20

2.6.7 Vantagens e desvantagens do LWD

Apesar de ser reconhecida a utilidade da operação com o LWD, pode apontar-se um leque de vantagens e desvantagens do seu uso, apresentando-se as mais importantes que são referidas na bibliografia (TERRATEST, 2013; FORTUNATO, 2005):

- peso reduzido do equipamento que permite a fácil operação manual;
- economia de tempo na realização do ensaio, pois em torno de dois minutos pode-se fazer todo o teste e obter resultados;
- fácil de montar no campo;
- pouco espaço necessário para a realização do ensaio;
- não necessita da carga efetuada por caminhão, essencial no ensaio convencional de carga estática em placa;
- software de processamento de dados, o que permite a transferência de dados para computador e edição de relatórios automatizados;
- necessidade de apenas um ou, eventualmente, dois operadores;
- baixo custo quando comparado com outros equipamentos de obtenção de módulo de deformabilidade;
- fornecimento imediato de resultados.

Desvantagens:

- não é recomendado para o ensaio de camadas muito rígidas, como pode ser o caso de camadas betuminosas, dadas as limitações do nível de carga que o equipamento pode aplicar;
- o alcance do dispositivo na análise da camada vai até um máximo de 40 cm de profundidade;
- a inclinação da superfície de teste não ser maior que 6°;
- adequado apenas para uso em solos que possuam partículas com até 63 mm de diâmetro.

2.7 Município de Petrolina - PE

Este item descreve as características geográficas do município de Petrolina em Pernambuco, assim como relata o destaque do município quanto ao seu crescimento imobiliário e econômico nos últimos tempos. Por fim, demonstra o trabalho realizado por SILVA (2003) quanto à elaboração de cartas de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis.

2.7.1 Situação geográfica, extensão e acesso

Petrolina é um município brasileiro do interior do estado de Pernambuco, Região Nordeste do país, Figura 27. Segundo a CPRM (2005), o município de Petrolina está localizado na mesorregião São Francisco e na Microrregião Petrolina do Estado de Pernambuco, limitando-se a norte com Dormentes, a sul com o Estado da Bahia, a leste com Lagoa Grande, e a oeste com o Estado da Bahia e Afrânio. A área municipal ocupa 4737,1 km² e representa 4.81 % do Estado de Pernambuco. Está inserido nas Folhas SUDENE de Riacho do Caboclo, Cristália, Itamotinga e Petrolina na escala 1:100.000. Segundo dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, o IBGE, em 2015 sua população foi estimada em 293.962 habitantes.

Figura 27 - Localização de Petrolina no Brasil e em Pernambuco - Wikipédia (2015).



A sede do município tem uma altitude aproximada de 376 metros e coordenadas geográficas de 09 Graus 23 min. 35 seg de latitude sul e 40

Graus 30 min. 27 seg de longitude oeste, distando 722 km da capital, cujo acesso é feito pela BR-232/110, PE-360 e BR-316/428/122 (CPRM, 2005).

2.7.2 Destaque de Petrolina quanto ao desenvolvimento econômico e imobiliário

Em 2014, a revista Exame da Editora Abril escolheu as melhores cidades do Brasil tomando por base os índices de qualidade de vida. Petrolina ficou classificada na 65ª posição no ranking das 100 melhores cidades, demonstrando que possui as características preponderantes para se viver bem. O objetivo do estudo foi identificar os municípios com mais de 100 mil habitantes com grande potencial. Nesse estudo, Petrolina atingiu a marca de 1,12 dos 2 pontos possíveis para o item de desenvolvimento municipal.

A cidade é um dos municípios mais importantes de Pernambuco por ser distante da capital, Recife, tornou-se um polo centralizador, ofertando serviços disponibilizados apenas em grandes centros, fator que atrai pessoas de várias localidades ao seu entorno. As ações da gestão municipal para manter aquecidos os investimentos que chegam até a cidade partem, entre outras atividades, de articulações feitas com entidades governamentais, de classe e instituições privadas que possam impulsionar o crescimento da cidade (<http://www.ricardobanana.com/economia-e-desenvolvimento-de-petrolina-conquistam-notoriedade-nacional/>).

Privilegiada por sua posição geográfica às margens do Rio São Francisco e beneficiada por um rico solo, a cidade assume destaque, figurando mundialmente como a 3º maior produtora de frutas e 20º maior exportadora. Segundo ARAÚJO (2013), o Polo Frutícola Petrolina/Juazeiro apresenta-se como um dos mais importantes centros econômicos no Sertão pernambucano e baiano, tem mais de 90% de produção exportada para Europa, Estados Unidos e Japão, devido à alta qualidade dos seus produtos. Configura-se como um centro de atração populacional consolidado, exercendo papel de líder na região concentrando os principais serviços, outrora encontrados apenas em Recife e Salvador.

A fruticultura é uma das maiores atividades econômicas da cidade, responsável pelo aumento populacional no Vale do São Francisco, que atrai para a região pessoas em busca de novas perspectivas em negócios e educação gerando ainda novos empregos, diminuindo a pobreza e impulsionando o desenvolvimento da região. O aeroporto internacional de Petrolina tem influência direta na economia da cidade, especialmente no traslado de frutas para exportação e também é responsável por reforçar o turismo de lazer e de negócios na cidade, atendendo pessoas que chegam de diversos lugares do país e do mundo e que escolhem se instalar, ainda que temporariamente, em Petrolina para usufruir da estrutura que a cidade oferece (http://www.petrolina.pe.gov.br/2010/noticia_2.php?id=4089).

O crescimento de Petrolina fez com que o desenvolvimento econômico da cidade não ficasse concentrado apenas na fruticultura, atraindo novos investimentos em diversas áreas. Hoje o município já aponta crescimento na geração de emprego e renda em outros segmentos como administração pública, construção civil e comércio. Segundo dados do Cadastro Geral de Empregados e Desempregados – Caged, a cidade ocupa a 7ª colocação em admissões no nordeste. Só em 2014, foram abertos aproximadamente 30 mil novos postos de trabalho (<http://www.ricardobanana.com/economia-e-desenvolvimento-de-petrolina-conquistam-notoriedade-nacional/>).

Já faz alguns anos que o crescimento imobiliário de Petrolina vive um bom momento e com isso tem chamado a atenção de construtoras e incorporadoras de outros estados, que veem em Petrolina uma ótima oportunidade para o incremento dos seus negócios. Essas empresas têm encontrado demanda e ótima aceitação do público. O crescimento de renda da população, a redução dos juros, maior acesso aos financiamentos e a existência de programas como o Minha Casa Minha Vida contribuem para que as famílias brasileiras apostem mais na compra da casa própria. Segundo a Caixa Econômica Federal, a contratação de financiamentos cresce 30% ao ano na cidade. A agência informou ainda que a grande procura por financiamentos de imóveis é fruto do

crescimento da economia frente ao déficit habitacional da cidade, aliado a maior oferta de imóveis e às facilidades na aquisição.

O Minha Casa Minha Vida é um programa do Governo Federal que visa reduzir o déficit habitacional no Brasil, um dos problemas crônicos do país. Desta forma, o Programa acontece em parceria com estados, municípios, empresas e entidades sem fins lucrativos, sendo gerido pelo Ministério das Cidades e operacionalizado pela Caixa Econômica Federal (CEF). O pacote habitacional, lançado em 2009, tinha como meta a construção de 1 milhão de moradias. O objetivo do governo federal é levar o setor imobiliário a atender à demanda habitacional da população, sobretudo, de baixa renda. A meta do programa, que entra agora na sua segunda fase (2011-2014), é construir dois milhões de unidades habitacionais (<http://www.pac.gov.br/minha-casa-minha-vida/pe> apud TORRES, 2014).

A cidade de Petrolina, com o intuito de reduzir o déficit habitacional do município, vem se consolidando cada vez mais no desenvolvimento de políticas habitacionais. O setor de habitações populares está em ascensão desde 2013 e, de acordo com a Prefeitura de Petrolina, nesta época foram investidos R\$ 1,2 bilhões, 6.400 mil habitações contratadas em construção, 4 mil projetos para aprovação e 2.800 mil moradias entregues. Os números são do 'Programa Minha Casa, Minha Vida' (Faixa I e II) de 2009 até 2013. Segundo as informações da Secretaria de Habitação, o déficit habitacional de Petrolina caiu de 10 para 7 mil em cinco anos. Resultados que aqueceram, em especial, o mercado de trabalho da cidade. Ocorreu também, em Petrolina, um aumento significativo nos preços dos imóveis (<http://g1.globo.com/pe/Petrolina-região/noticia/2013/1-1/petrolina-esta-em-obras.html>).

O Programa Minha Casa Minha Vida (PMCMV) contratou cerca de 13 mil moradias em Petrolina – PE, segundo o secretário de habitação, Edinaldo Lima. Entre maio de 2009 e outubro de 2014, o patamar dos investimentos habitacionais na cidade foi elevado de forma acentuada. Ainda segundo o secretário, esses empreendimentos somaram contratações no valor de R\$ 700

milhões. Os empreendimentos da Faixa 1 do PMCMV, os quais são destinados a famílias com renda mensal de R\$ 1,6 mil, foram responsáveis pelo crescimento das contratações. Neste programa, Petrolina está contemplada por vários empreendimentos, sendo eles: Vila Esperança com 404 unidades, Vila Real com 496, o Vila Verde com 496, o Nova Vida I com 500, o Nova Vida II com 500, o Operação Coletiva Pedra Linda com 183 unidades, Nova Petrolina com 1.200 unidades, o Residencial Brasil com 900 casas, o Monsenhor Bernardino com 1.444 unidades, Vivendas Petrolina I com 1.432 unidades, Vivendas Petrolina II com 1.000, o cacheado com 400, o Novo Tempo com 499, e o Parque São Gonçalo com 1.000 unidades (http://www.petrolina.pe.gov.br/2010/noticia_2.php?id=3916).

Figura 28 - Residencial Nova Petrolina.



Portanto, a cidade está cercada de novos empreendimentos imobiliários, tanto os empreendimentos financiados pelo governo federal, como o 'Minha Casa, Minha vida' (com o total de 10.454 mil novas habitações), quanto os empreendimentos imobiliários de empresas privadas. O mercado imobiliário em Petrolina está forte e crescente, uma cidade que aumenta seus investimentos para que se realize seu pleno potencial.

Da lista de municípios do estado de Pernambuco quanto ao Produto Interno Bruto (PIB), Petrolina ocupa a 6ª posição, perdendo apenas para Recife, Ipojuca, Jaboatão dos Guararapes, Cabo de Santo Agostinho e Caruaru. Os dados são de acordo com o levantamento feito pelo Instituto Brasileiro de

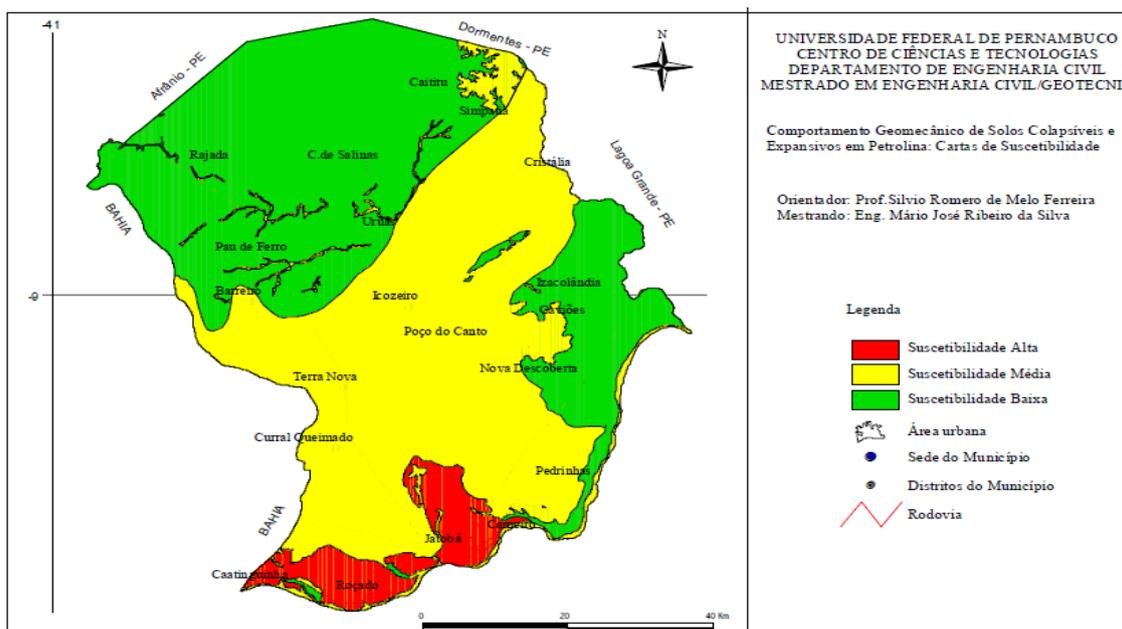
Geografia e Estatística, publicado no dia 11 de dezembro de 2014, e tendo como referência o ano de 2012 (https://pt.wikipedia.org/wiki/lista_de_munic%C3%A0dios_de_Pernambuco_por_PIB).

2.7.3 Cartas de suscetibilidade de solos colapsíveis

SILVA (2003) elaborou cartas de zoneamento do município de Petrolina considerando os levantamentos climatológicos, pedológicos e geológicos, indicando a área do município com três níveis de suscetibilidade ao colapso: alto (6%), médio (44%) e baixo (50%).

Como se observa no mapa da Figura 29, a sede do município de Petrolina está sob uma área de suscetibilidade alta de ocorrência de solos colapsíveis. Esta área é onde se concentra a maior parte da população do município e, conseqüentemente, a que mais se desenvolve, devendo, portanto, demandar os maiores cuidados por parte dos engenheiros, construtores e prefeitura do município, devendo-se verificar sempre a possibilidade de colapso (SILVA, 2003).

Figura 29 - Carta de Suscetibilidade de Ocorrência de Solos Colapsíveis com Base na Geologia, Pedologia e Clima - SILVA (2003).



CAPÍTULO III

MATERIAIS E MÉTODOS

3. INTRODUÇÃO

Serão descritos, neste capítulo, os ensaios de campo, a coleta das amostras deformadas e os ensaios de laboratório. O programa de investigação geotécnica em campo foi realizado no local próximo ao conjunto habitacional do Programa do Governo Federal Minha Casa Minha Vida no município de Petrolina-PE, conhecido como Residencial Nova Petrolina. As amostras coletadas em campo foram levadas ao Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE.

Em campo foram realizados os ensaios de umidade, peso específico natural e utilização do Light Weight Deflectometer – LWD, Expansocolapsômetro, Penetrômetros Dinâmico DPL (Dynamic Petermeter Light) e Estático (cone) no solo natural e inundado. Em laboratório, ocorreu a realização dos ensaios: de umidade, peso específico natural, limites de consistência e granulometria.

3.1 Localização do ensaio de campo

A investigação geotécnica em campo foi realizada no local próximo ao Residencial Nova Petrolina. A Figura 30 mostra a vista de satélite do local de ensaio obtida através do Google Earth.

Utilizando a carta de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis elaborada por SILVA (2003), foi possível obter a localização do ensaio de campo. O Autocad e o Google Earth foram os programas utilizados para chegar na Figura 31, que é o resultado da superposição das imagens. O procedimento utilizado foi o seguinte: primeiro identificou-se a localização do ensaio no mapa do Google Earth conforme as coordenadas -9.406110, -40.560272 (9° 24'21.41"S; 40°33'36.79"O) e em seguida exportou-se a imagem para o Autocad. Após colocar os mapas em iguais escalas, realizou-se a superposição

das imagens e, por fim, demarcou-se o local do ensaio de campo na carta de suscetibilidade. Percebe-se que o local da realização do ensaio de campo está inserido na região com presença de solos colapsíveis de suscetibilidade alta.

Figura 30 - Localização do ensaio de campo - Google earth, imagem registrada em 27/10/2015.

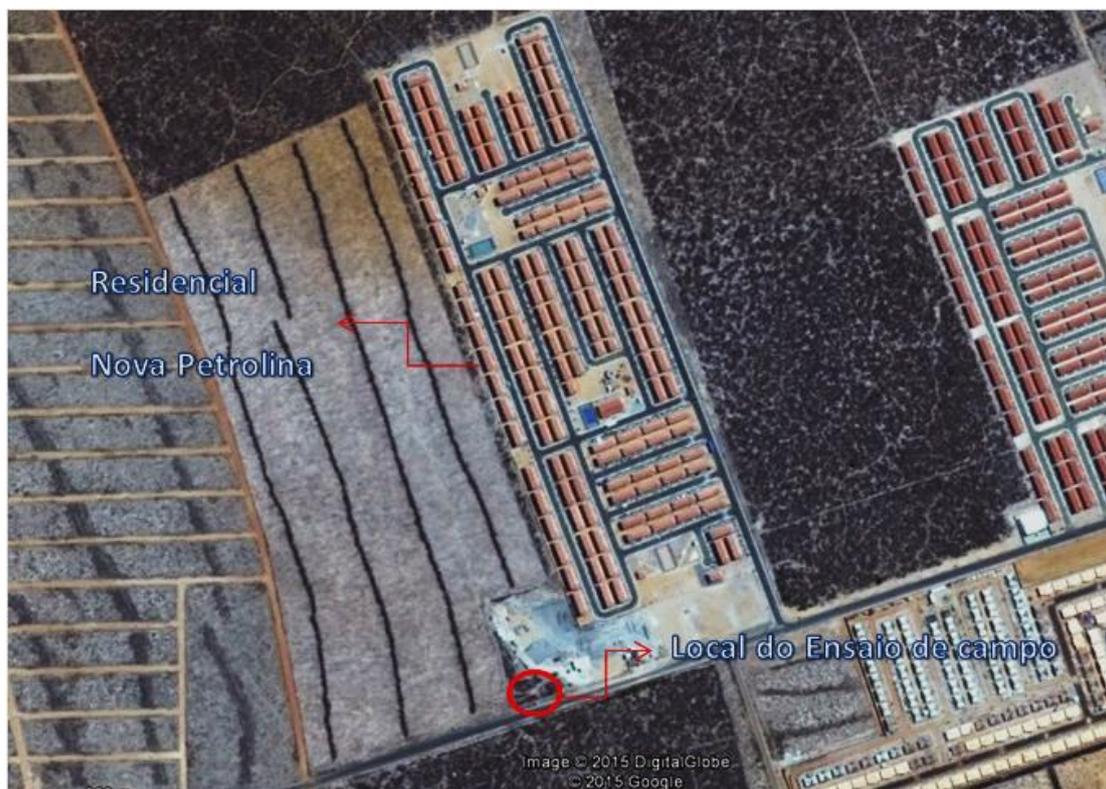


Figura 31 - Localização do ensaio de campo na carta de suscetibilidade elaborada por SILVA (2003).



Na Figura 32 está apresentado o espaço utilizado para a realização dos ensaios e na Figura 33 será exposto o sistema de locação de cada ensaio: ensaio Penetrômetro Dinâmico – DPL, ensaio Penetrômetro Estático – PE, Ensaio Light Weight Deflectometer – LWD e ensaio Expansocolapsômetro. Podemos resumir o trabalho de campo em 6 áreas, onde apenas 3 serão nomeadas. São elas:

- três áreas destinadas ao ensaio com o Expansocolapsômetro e o LWD. Essas áreas de estudo foram nomeadas de área A, B e C. Para cada área, foram numerados pontos de 1 a 8 para os ensaios com LWD;
- área destinada ao ensaio com o PE;
- área destinada ao ensaio com o DPL;
- área destinada ao local de apoio.

Figura 32 – Campo experimental.



Figura 33 - Representação esquemática dos ensaios de campo.

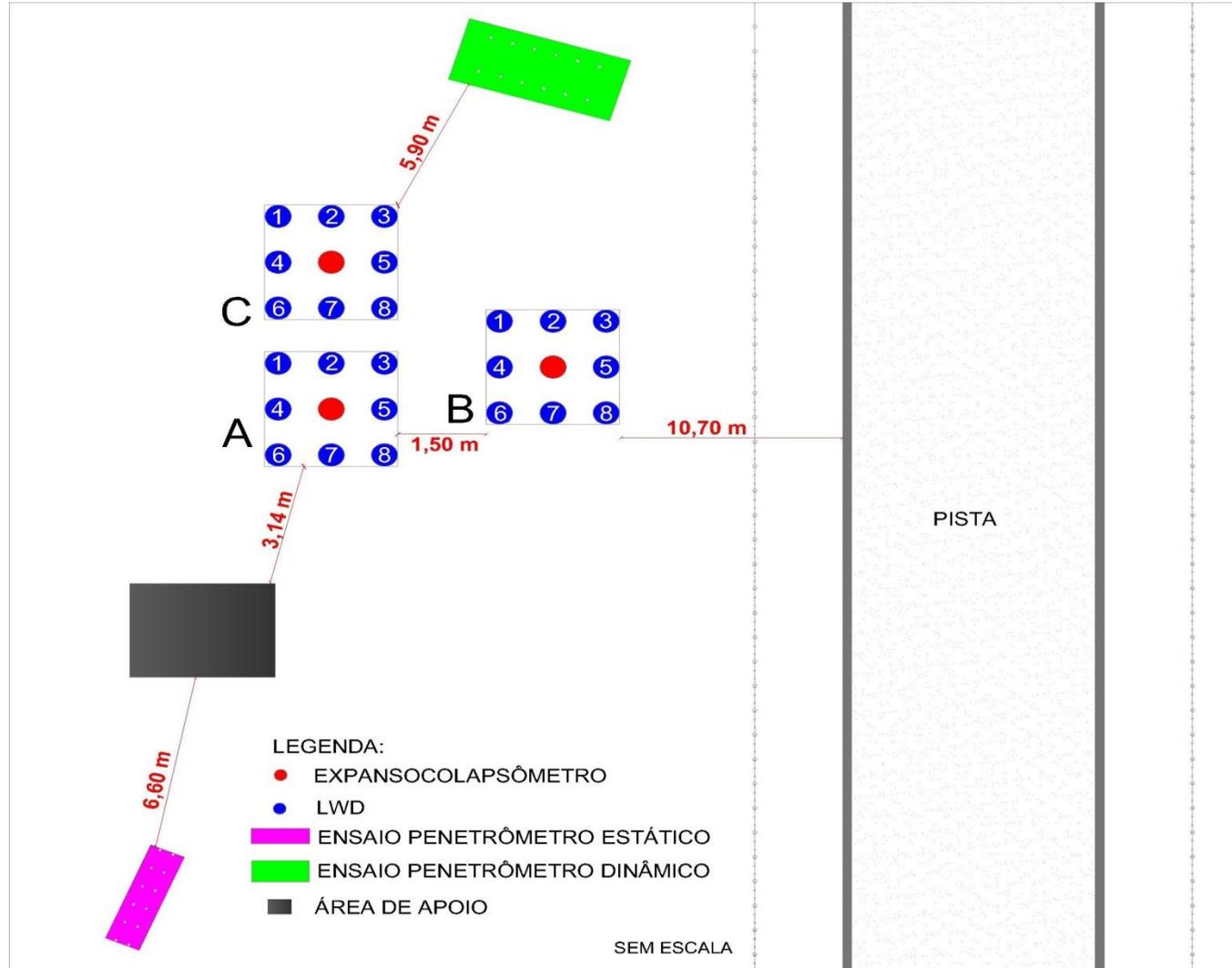


Tabela 13 – Resumo das características das áreas.

Expansocolapsômetro x LWD								
Área A	Condição	Ensaio realizado com o LWD					Expansocolapsômetro	Profundidade da área de estudo (m)
		Peso utilizado		Quantidade de ensaios		Total		
		10 kgf	15 kgf	10 kgf	15 kgf			
A	Natural	1º Ensaio	2º Ensaio	8	8	16	Um ensaio realizado	0,30
B	Natural	-	1º Ensaio	-	8	8	Um ensaio realizado	0,05
C	Inundado	1º Ensaio	2º Ensaio	8	8	16	Um ensaio realizado	0,05
Penetrômetros								
Dinâmico				Estático				
Solo natural		Solo inundado		Solo natural		Solo inundado		
6 ensaios		6 ensaios		6 ensaios		6 ensaios		
OBS: Após os ensaios, foram realizados 15 impactos com o peso de 15 kgf para os pontos 6 e 8 das áreas C e B, respectivamente.								

Nas Áreas A e C foram realizados 16 ensaios, sendo oito com carga de impacto de 10 kgf e posteriormente a realização dos ensaios iniciais, a carga de impacto foi elevada para 15 kgf e oito novos ensaios foram realizados para cada área. Na área B foram realizados 8 ensaios com o peso de 15 kgf. Na Área C o solo foi inundado previamente de forma lenta e progressiva de modo a se obter uma umidade uniforme próxima à umidade de saturação em uma espessura de 0,40 m (profundidade de influência do carregamento do impacto com o LWD), Figura 34.

Figura 34 – Inundação da área C.



3.2 Equipamentos e procedimentos adotados para cada ensaio de campo

Inicialmente, foi escolhida a melhor área de estudo dentro do espaço disponível e, em seguida, executou-se a área de apoio. Demarcados os locais para cada ensaio, estabeleceu-se a limpeza superficial do terreno e, posteriormente, iniciaram os ensaios. A seguir, será descrito o procedimento e o tipo de equipamento utilizado em cada ensaio:

3.2.1 *Penetrômetro Dinâmico - DPL*

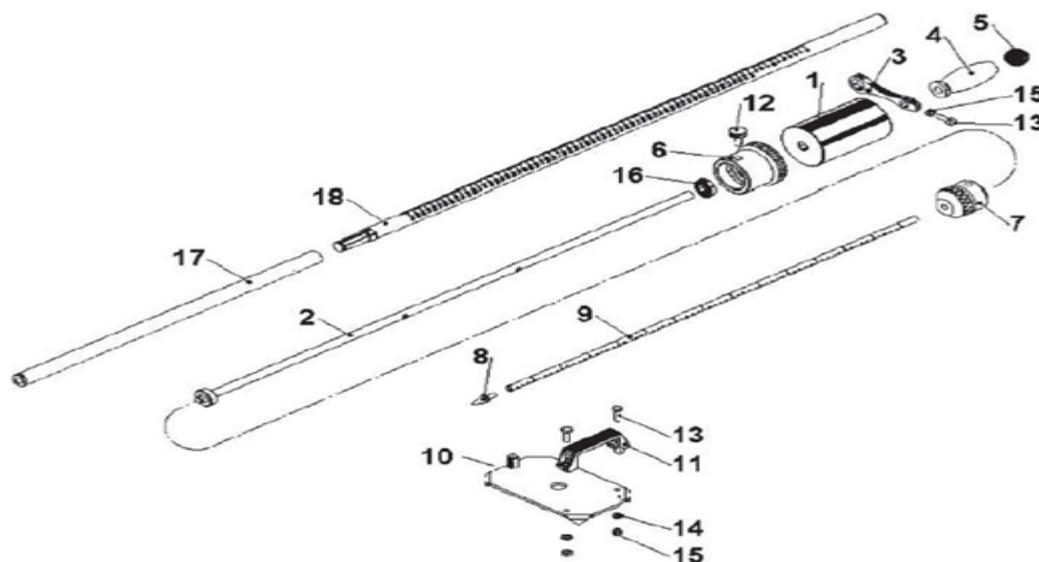
O DPL utilizado no ensaio de campo apresenta as seguintes características:

- Modelo: IAA / Planalsucar – Stolf;
- Peso que provoca impacto: 3,992 kg;
- Curso de queda livre: 40,00 cm;
- Cone: ângulo sólido 30°, área da base 1,290 cm² (1,280 cm de diâmetro);
- Diâmetro da haste que penetra no solo: 0,950 cm;
- Peso do conjunto: 6,436 kg.

O penetrômetro utilizado apresenta o diâmetro da haste que penetra no solo inferior ao da base da ponteira cônica, para que a resistência à penetração resulte apenas das forças de reação do terreno sobre a superfície cônica da ponta.

À medida que o penetrômetro atinge camadas mais adensadas, a penetração por impacto é menor, possibilitando assim a localização dessas zonas no perfil. A leitura da penetração é feita na própria haste, que é graduada em centímetros. O detalhamento das peças que compõem o Penetrômetro Dinâmico de STOLF pode ser verificado na Figura 35.

Figura 35 - Penetrômetro Dinâmico IAA/Planasucar-Stolf - STOLF et al. (2011).

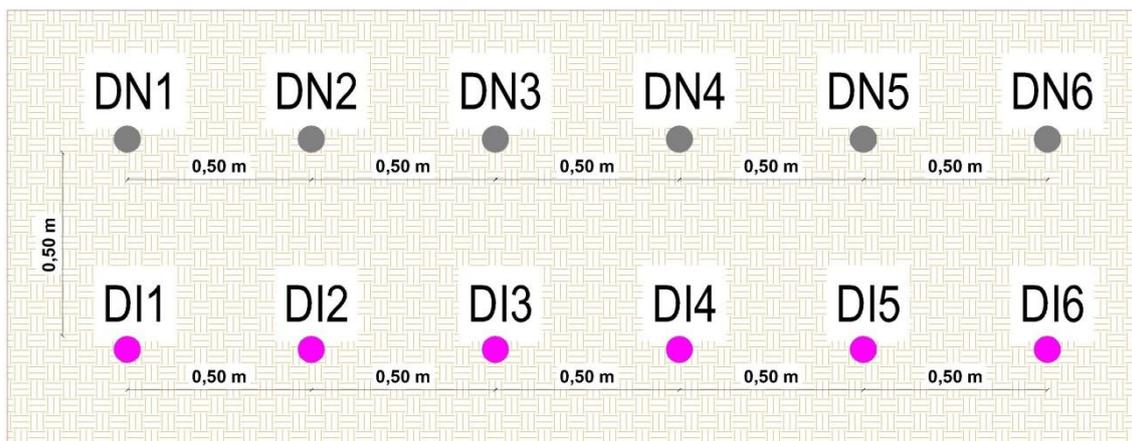


1) Peso que provoca o impacto; 2) Haste por onde o peso percorre; 3) Argola de nível de leitura; 4) e 5) Apoio para o operador manter o aparelho na vertical; 6) Limitador inferior do peso; 7) Conector da haste de penetração com estrutura de impacto; 8) Ponta cônica; 9) Haste de penetração; 10) Chapa de nivelamento; 11) Alça da chapa de nivelamento; 12), 13), 14), 15) e 16) Parafusos e porcas do equipamento; 17) Base da régua de leitura; 18) Régua de leitura.

No solo, com sua umidade natural, foram realizados 06 ensaios com penetração contínua e, no solo inundado previamente, foram realizados 06 ensaios com afastamento de 0,50 m um do outro. Foram estabelecidas duas linhas para a realização dos ensaios. Uma linha com a realização do ensaio dinâmico com o solo no estado natural e outra linha na condição inundada. Assim, foram utilizadas a nomenclatura DNX e DIX, onde “D” significa dinâmico, “N” natural, “I” inundado e “X” o número do furo. A Figura 36 sistematiza o procedimento de execução dos furos realizado para as condições natural e inundado. Desta forma, observa-se o procedimento de locação e realização dos ensaios de campo com o uso do DPL.

Na fase de inundação, o furo foi inundado de forma lenta e progressiva até formar uma película de água na superfície do furo. Antes da realização dos ensaios, foram executadas três etapas de inundação para cada furo.

Figura 36 - Locação dos furos do ensaio do DPL.



A transformação dos valores da penetração da haste do aparelho no solo (cm/impacto) em resistência à penetração foi obtida pela fórmula dos “holandeses”, segundo STOLF (1991), conforme a equação abaixo.

$$RP = \frac{Mg + mg + \left(\frac{M}{M + m}\right) \frac{Mgh}{x}}{A} \quad (21)$$

Onde:

RP = qc - resistência à penetração, kgf cm⁻²;

M - massa do êmbolo (3,992 kg);

Mg - corresponde a massa do aparelho sem êmbolo (2,444 kg para profundidades até 0,70 m, 2,754 kg para profundidades até 1,20 m e 3,295 Kg para profundidades até 1,70 m);

h - altura de queda do êmbolo (40 cm);

x - penetração da haste do aparelho (cm impacto⁻¹);

A - área do cone 1,29 cm² e g é a aceleração da gravidade.

No ensaio DN1, a verificação da penetração foi feita através da régua. Já nos demais ensaios com o DPL, utilizou-se a trena eletrônica (Figura 37) visto que era mais prático e assim há diminuição da margem de erro nas medições.

Características da Trena a Laser DLE-70 Profissional:

- diodo do laser: 635 nm, < 1 mW;

- faixa de medição interior: 0,05 – 70 m;
- classe Laser: 2;
- precisão da medição, modelo: $\pm 1,5$ mm;
- tempo de medição, médio: $< 0,5$ seg;
- tempo de medição máx.: Normal m. $< 0,5$ s; máx. 4s;
- alimentação de energia: Pilhas: 4 x 1,5 V LR03 (AAA);
- dispositivo de desconexão automática: 5 min;
- peso aprox.: 0,180 kg;
- comprimento: 100 mm;
- largura: 59 mm;
- altura: 32 mm.

Figura 37 - Trena a Laser DLE-70 Profissional.



Também foi no ensaio DN1 que ocorreu o acréscimo da haste (união da haste de 70 cm com a haste de 50 cm, resultando no comprimento total de 1,20 m) e permanecendo com a união para o restante dos ensaios com o DPL.

Figura 38 - Ensaio com o Penetrômetro Dinâmico.



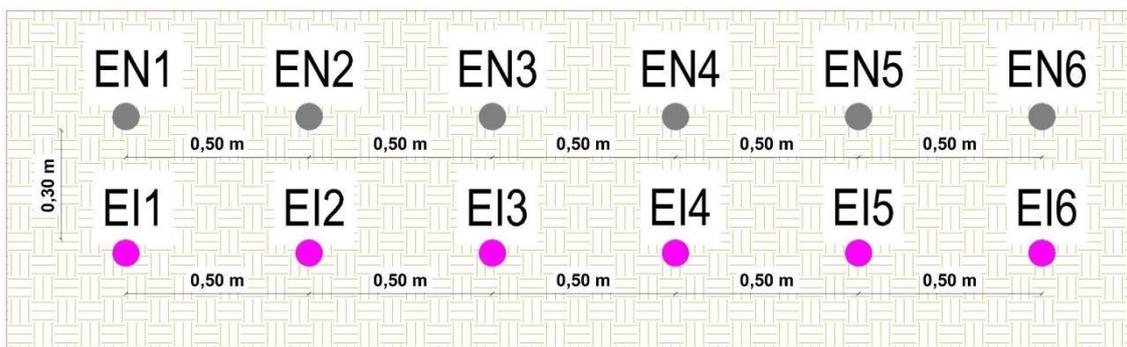
3.2.2 Penetrômetro Estático - PE

O Penetrômetro Estático utilizado foi o de cone mecânico. O mesmo compõem-se de um guidão na parte superior e, em sequência, um anel dinamométrico e uma haste com uma ponta cônica no extremo inferior. A resistência à penetração avaliada com o Penetrômetro Estático (PE) utilizou um cone com área de 63300 mm². O valor do deslocamento medido no anel (y em mm) foi transformado em força (kgf) pela equação de calibração do aparelho (0,505 kgf/divisão), que corresponde a uma resistência de ponta $P_q = 0,00798y$ (MPa).

A nomenclatura utilizada para o Penetrômetro Estático foi ENX e EIX, onde “E” significa estático, “N” natural, “I” inundado e “X” o número do furo. Segue a representação esquemática do ensaio com o PE conforme a Figura 39.

Na fase de inundação, o furo foi inundado de forma lenta e progressiva até formar uma película de água na superfície do furo. Antes da realização dos ensaios, foram executados três etapas de inundação para cada furo.

Figura 39 - Locação dos furos do ensaio com o PE.



No solo, na umidade natural, foram realizados 06 ensaios afastados de 0,50 m um do outro. Para o solo inundado, também foram realizados 06 ensaios conforme descrito anteriormente. Os resultados com os penetrômetros (PE e DPL) foram comparados com os valores encontrados por Torres (2014).

Figura 40 - Penetrômetro Estático - PE



3.2.3 *Expansocolapsômetro*

O Expansocolapsômetro utilizado para a avaliação do potencial do colapso em campo foi desenvolvido por FERREIRA (1995) e a versão utilizada neste trabalho foi a 1ª versão, Figura 41. Este equipamento permite realizar medições de deformação do solo quando este é submetido à aplicação de carga e/ou inundação. No ensaio, a estrutura do solo e sua umidade são preservadas, não sendo necessária a retirada de amostras indeformadas. O equipamento é adaptado ao terreno por meio de um furo de cerca de dez centímetros de diâmetro. Na parte superior, ele recebe uma carga que é transferida para baixo por meio de uma haste até a placa. A relação entre a carga e a área fornece a tensão a que o solo está sendo submetido. O sistema de baldo com água permite o fornecimento de água ao solo por meio de uma mangueira paralela à haste.

Figura 41 – Expansocolapsômetro (1ª Versão).



3.2.3.1 Curva Carga-Deslocamento

As curvas carga-deslocamento, em campo, foram obtidas com a 1ª versão do equipamento Expansocolapsômetro. O diâmetro e a espessura da placa são 0,05 m e 0,01 m respectivamente. Inicialmente, a área foi limpa e nivelada para então abrir-se o furo e ser removido o material, por meio de espátula ou trado. Foram realizados três ensaios na profundidade de 0,20 m, correspondente a metade da camada que foi atingida pela energia aplicada no ensaio com o LWD. A base do furo era limpa, nivelada e aplanada. A placa e demais peças componentes do equipamento eram colocadas com hastes adequadas a fim de se atingir a profundidade do ensaio. Eram verificada a verticalidade destas hastes e o nivelamento da estrutura de transferência de carga por meio de nível.

Foram realizados três ensaios. O primeiro e o segundo em solo na umidade natural e o terceiro em solo inundado até a profundidade de 0,40 m, em que foi verificada por determinação de umidade a cada 0,10 m. As tensões aplicadas foram 30 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa e 320 kPa. O tempo de duração de cada estágio de tensão era tal que a diferença entre duas leituras de deformação consecutivas fosse inferior a 5% da deformação total ocorrida até aquele momento, com intervalos entre duas leituras consecutivas de $\Delta t/t = 1$. Os deslocamentos causados pelo acréscimo de tensão eram medidos. Após o término dos ensaios, determinava-se as umidades dos solos abaixo a cada 0,05 m.

Os valores dos deslocamentos medidos, em campo, relacionados às respectivas cargas foram ajustados pelo método de VAN DER VEM (1953) para obter as curvas carga-deslocamento.

A carga era aplicada por estágio até a tensão de inundação. No primeiro ensaio, o solo foi carregado na umidade natural nas tensões de 40 kPa e 80 kPa, quando foi inundado na tensão de 80 kPa após a estabilização dos deslocamentos devido ao carregamento. No segundo ensaio, o solo foi

carregado na umidade natural nas tensões de 30 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa e 320 kPa, quando foi inundado na tensão de 320 kPa, após a estabilização dos deslocamentos devido ao carregamento. No terceiro ensaio, o solo foi inundado previamente até atingir a profundidade de 0,40 m no mesmo local (Área C) onde foi realizado o ensaio com o LWD, quando foi carregado nas tensões de 30 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa e 320 kPa, quando foi novamente inundado na tensão de 320 kPa, após a estabilização dos deslocamentos devido ao carregamento.

O tempo de duração de cada estágio de tensão era tal que a diferença entre duas leituras de deformação consecutivas fosse inferior a 5% da deformação total ocorrida até aquele momento, com intervalos entre duas leituras consecutivas de $\Delta t/t = 1$. Quando os deslocamentos estabilizavam, inundava-se o solo com água a uma vazão de inundação de 1,0 ml/s, e então eram medidos os deslocamentos, causadas pela variação de umidade no solo. Após o término dos ensaios determinava-se a umidade dos solos abaixo, a cada 0,05 m.

3.2.4 Light Weight Deflectometer - LWD

O TERRATEST 4000 USB foi o deflectômetro utilizado no ensaio de campo, pertence à empresa SEFE – Serviços Especiais de Fundações e Estruturas Ltda. Esse equipamento é um produto da TERRATEST GmbH, um fabricante alemão de LWD. O dispositivo é geralmente utilizado para avaliar a compactação na construção de estradas, terraplanagens e obras de infraestrutura. Atualmente existem 03 versões de LWD fabricados pela TERRATEST GmbH, são elas:

- TERRATEST 3000 com o sistema de GPS integrado e interface do Google Maps. Lançado no ano de 2012;
- TERRATEST 4000 USB com o sistema de GPS integrado e interface do Google Maps. Destaque para a presença de encaixe USB que permite o armazenamento e transferência de dados. Lançado no ano de 2013;

- TERRATEST 5000 BLU com o sistema de GPS integrado e interface do Google Maps. A novidade é a presença da tecnologia Bluetooth que permite o envio das medições para smartphone ou tablet. É a versão mais recente.

3.2.4.1 Elementos constituintes do TERRATEST 4000 USB

No que diz respeito ao equipamento standard (Figura 42) é constituído pelos seguintes componentes:

- dispositivo de carga de 10 kg com alça ergonômica para a captura da massa;
- placa de carga de 300 milímetros;
- computador de teste com sistema de GPS, memória interna para até 2000 testes, display gráfico iluminado para a apresentação de curvas de deflexão durante o teste, impressora térmica com rolo de papel, leitor de cartão com chip integrado, porta de encaixe USB, bateria recarregável integrada, botão de controle externo, grande janela de inspeção, permitindo a operação em condições climáticas adversas;
- cabo de ligação com tomada plug para computador de teste/ placa de carga;
- software "TERRATEST 2.0" que permite a análise estatística dos resultados obtidos em conformidade com o padrão alemão TP BF-StB Parte B 8.3;
- porta USB para armazenamento de dados de teste;
- cabo de alimentação 100 ... 240 V / 12 V 1,25 A;
- carregador de carro 12 V / DC;
- manual de instruções detalhadas;
- Certificado de calibração de acordo com a norma alemã "TP BF-StB Parte B 8.3".

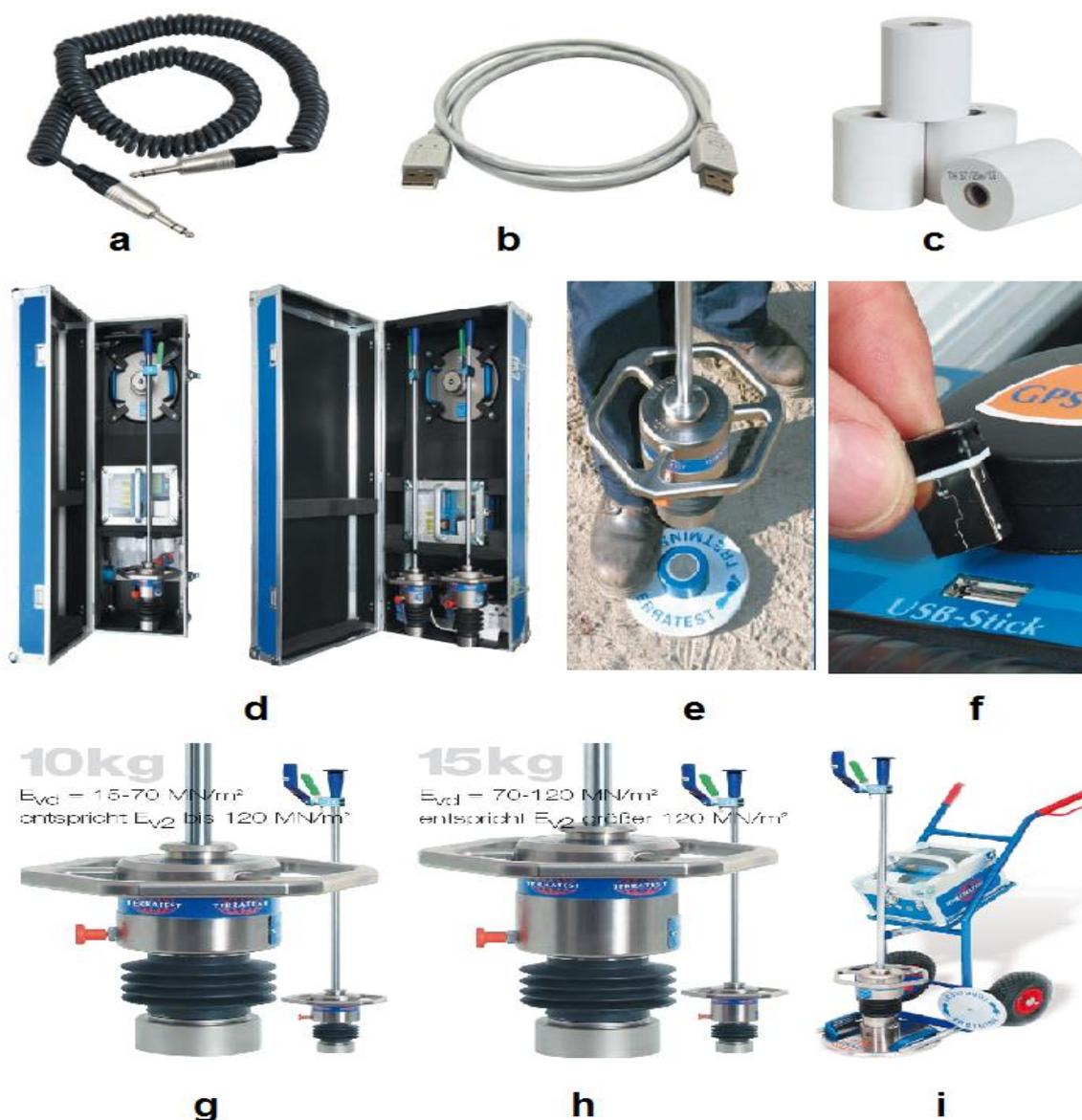
Figura 42 – Vista geral do TERRATEST 4000 USB - MANUAL DE INSTRUÇÕES (2013).



Podem ainda serem adquiridos equipamentos adicionais, tais como:

- dispositivo de carregamento com 15 kg de massa de carga;
- carrinho para transporte "CARELLO 4000";
- caixa de transporte 'MILANO', feita de madeira compensada e um perfil de alumínio com alças integradas e rodas;
- caixa de transporte "Roma", feita de madeira e um perfil de alumínio, com alças integradas e rodas, para o transporte combinado dos dispositivos de carga de 10 kgf e 15 kgf;
- placa magnética 'TRETMINÉ' para a colocação conveniente do dispositivo de carga no chão;
- cabo de extensão (placa de carga/computador de teste) para alcance estendido, destinado à realização de testes em áreas que são de difícil acesso, como trincheiras, por exemplo;
- rolos de papel para impressora térmica;

Figura 43 - Componentes do TERRATEST 4000 USB – TERRATEST GMBH (2013b).



a) cabo de medição, b) cabo USB, c) rolo de papel para impressora, d) caixa de transporte (10 e 15 kgf), e) placa magnética e ergonômico anel de travamento hexagonal para um manuseio confortável, f) entrada USB, g) peso de 10 kgf, h) peso de 15 kgf e i) carrinho para transporte.

3.2.4.2 Procedimento de ensaio do TERRATEST 4000 USB

O ensaio de carga dinâmica em placa usando o LWD tem sido desenvolvido como um método de ensaio para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico E_{LWD} de solos e materiais de preenchimento não consolidados.

O teste consiste em submeter o solo a uma carga de impulso aplicada através de uma placa de aço em forma de disco. O mecanismo de carregamento é constituído por um peso que, uma vez libertado, cai ao longo de uma haste até que ele atinge a placa de carga. O dispositivo de carregamento é posicionado sobre um encaixe no meio do disco de modo que apenas as forças de compressão podem ser transmitidas para a placa. Um sensor ligado a um medidor eletrônico é instalado no meio da placa de carga e ele registra seus movimentos.

Segundo o manual de instruções TERRATEST GBMH (2013a), a realização do ensaio utilizando o TERRATEST 4000 USB obedece ao seguinte procedimento: a placa de carga é colocada ao chão, tomando o cuidado para garantir o pleno contato da placa com o solo. Em seguida, o dispositivo de carregamento é colocado no centro da placa e a conexão do sensor com o computador é feita através do cabo de medição. Após ligar o computador de teste, o ensaio pode ser inicializado e consiste em 03 (três) quedas referentes ao pré-carregamento e 03 (três) quedas referentes ao teste propriamente dito, seguindo a orientação da ASTM E2835-11, que propõe a realização de 6 impactos (sendo os 3 primeiros para assentar bem a placa e as seguintes para leitura).

Depois de realizar o terceiro teste, o dispositivo irá mostrar as deflexões S_4 , S_5 e S_6 em mm, assim como as respectivas curvas de deflexão. Além disso, mostrará o resultado final (o valor E_{LWD} em MN/m^2 será exibido).

De acordo com o padrão alemão TP-BF StB Parte B 8.3, a faixa de medição de um LWD com 10 kg de massa é de 15 MN/m^2 a 70 MN/m^2 . Isto ocorre, pois, apenas dentro desta faixa de medição, o dispositivo está em total conformidade com as regras do Instituto Federal de Pesquisas Rodoviárias da Alemanha. O método de ensaio é descrito pela ASTM E2835-11 "*Standard Test Method for Measuring Deflection using a Portable Impulse Plate Load Test Device*". A Tabela 14 apresenta os dados técnicos do TERRATEST 4000 USB.

Tabela 14 - Dados técnicos relacionado ao TERRATEST 4000 USB - Adaptado do manual de instruções TERRATEST GBMH (2013a).

Dados Técnicos		
1- Placa		
Peso da Placa, incluindo o sensor e alça	15 kgf	
Diâmetro da placa	300 mm	
Espessura da placa	20 mm	
2 - Mecânica		
	Massa 10 kg	Massa 15 kg
Força de impacto	7,07 kN ±1%	10,60 kN ±1%
Duração do impacto	17 ms ±1,5 ms	17 ms ±1,5 ms
Peso da Massa	10 kgf	15 kgf
Peso da barra guia	5 kgf	5,5 kgf
Comprimento da barra guia	1140 mm	1140 mm
Altura total do dispositivo, incluindo a placa	1230 mm	1230 mm
Nível de potência sonora	95 dB (A)	95 dB (A)
Nível de pressão sonora	84 dB (A)	84 dB (A)
Altura de queda do peso	0,715 m	0,715 m
3 - Computador de teste		
Peso sem acessórios	4,5 kgf	
Dimensões	Comprimento = 320 mm Largura= 300 mm Altura= 180 mm	
Faixa de medição	15 - 70 MN/m ²	70 - 120 MN/m ²
4- Condições ambientais		
Faixa de temperatura	0 - 40 °C	
Altura máxima para uso acima do nível do mar	3000 metros	
Umidade relativa máxima para uso	< 80%	

Da norma ASTM E2583 (2007 apud LOPES, 2010) destacam-se as seguintes situações a considerar:

- os ensaios de carga não deverão ser realizados em caso de precipitação;
- não deverão ser realizados ensaios em superfícies irregulares ou onde a água se encontre estagnada;
- dever-se-á ter em atenção o contato total da placa de ensaio e dos geofones com a superfície do pavimento. Caso seja necessário, dever-se-á criar uma almofada de areia de espessura muito delgada, para regularizar a superfície de contato da placa e dos geofones, garantindo um contato uniforme da placa de carga com o solo;

- caso haja deslocamento lateral da placa, devido ao impacto da queda da massa, esse resultado não deverá ser contabilizado;
- a pendente da área de ensaio não deverá ser superior a 6%.

3.2.4.3 Os parâmetros fornecidos pelo TERRATEST 4000 USB

Os principais parâmetros fornecidos pelo equipamento são:

- i. o E_{VD} ou E_{LWD} , sendo o módulo de elasticidade, em MPa;
- ii. a deflexão média s_m , em mm, obtida através da média de 3 leituras, ou seja, 3 quedas da massa;
- iii. s/v , que é o grau de compactabilidade, em que 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, se menor do que esse valor, o solo não precisa sofrer nova compactação.

O valor de s/v mostra a relação entre deflexão média e a velocidade média. Este valor é medido em milissegundos e permite informar sobre o grau de compactabilidade. Conforme o Manual de instruções TERRATEST GMBH (2009) – TERRATEST 3000, se este valor for maior que 3,5 ms, a compactação não é suficiente, ou seja, o s/v tem que ser inferior a 3,5 ms para o caso de solos compactados. Já o manual do TERRATEST GMBH (2013a) - TERRATEST 4000, não apresenta esta interpretação quanto ao grau de compactabilidade s/v .

De acordo com a bibliografia pesquisada, o valor de s/v igual a 3,5 é resultado da experiência em obras rodoviárias em que esse valor representa um solo bem compactado. Portanto, o valor de 3,5 é um valor empírico, resultante da experiência prática. Logo, o s/v fornece ao operador uma informação imediata sobre a eficácia provável da compactação, permitindo-lhe tomar uma decisão sobre o melhoramento dos solos ou a substituição do solo.

Os parâmetros são apresentados de forma imediata após a realização do teste. A duração do ensaio leva 2 minutos e precisa de apenas um operador. O equipamento informa os resultados na tela do computador de teste e/ou os imprime e, também, existe a possibilidade de salvá-los através de um cartão de memória as informações dos ensaios e, posteriormente, podem ser enviados para um computador através de software específico do fabricante, visando o processamento e a análise dos ensaios. A influência humana na execução do ensaio e transmissão dos resultados é mínima.

Os dados contidos no protocolo de teste são: número de série, tipo de aparelho, padrão alemão, data e hora do ensaio, módulo de elasticidade, coordenadas GPS do ponto de teste, as três curvas de deflexão, valores das deflexões individuais, valores das velocidades individuais, média da deflexão, média da velocidade, valor da razão s/v, caixas para entrada de textos e comentários.

A impressora térmica integrada permite a impressão de protocolo de teste no local do ensaio, imediatamente após o teste. Os protocolos podem ser impressos em qualquer momento desejado. O protocolo mostra todos os dados obtidos durante o teste, Figura 44.

Figura 44 – Exemplos de protocolos de testes com todos os dados do ensaio.



3.2.4.4 Cálculo do módulo de elasticidade

O teste de carga dinâmica em placa com o LWD é um método de teste durante o qual o solo é submetido a uma carga de impacto. Esta carga de impacto é causada por uma queda da massa sobre uma placa com um diâmetro de 30 cm (raio de $r = 15$ cm), o que gera uma força máxima ($F_{\text{máx}}$) de 7,070 kN. A altura de queda do peso é de 0,715 m. Durante calibração do dispositivo, esta força é ajustada de modo que a tensão normal ($\sigma_{\text{máx}}$) sob a placa chega a 0,1 MN/m² enquanto os testes estão sendo realizados. Segundo a TP BF-StB Part B 8.3 (2003), o módulo de elasticidade E_{LWD} é um parâmetro para a deformabilidade do solo sob uma carga de impacto vertical e seu valor é calculado em função da amplitude dos deslocamentos medidos da placa de carga, de acordo com a seguinte fórmula:

$$E_{LWD} = 1,5 r \frac{\sigma_{\text{máx}}}{s_{\text{máx}}} \quad (22)$$

Onde:

$s_{\text{máx}}$ = significa a média dos valores das deflexões $\sigma_{4\text{máx}}$, $\sigma_{5\text{máx}}$ e $\sigma_{6\text{máx}}$ dos 3 ensaios (após os três 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).

O módulo de elasticidade E_{LWD} em MN/m² é calculado usando a equação (22) em função da máxima tensão normal $\sigma_{\text{máx}} = 0,1$ MN/m² sob a placa de carga, o diâmetro da placa $2 \times r = 300$ mm e o valor médio $s_{\text{máx}}$ (mm) medidos a partir das três deflexões, como segue:

Para peso de 10 kgf:

$$E_{vd} = 1,5 \times r \times \frac{\sigma_{\text{máx}}}{s_{\text{máx}}} = 1,5 \times 0,15 \text{ m} \times \frac{0,1 \text{ MN/m}^2}{s_{\text{máx}}} = \frac{22,5}{s_{\text{máx}}} \quad (23)$$

Para peso de 15 kgf:

$$E_{vd} = 1,5 \times r \times \frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{S_{m\acute{a}x}} = 1,5 \times 0,15 \text{ m} \times \frac{0,15 \text{ MN/m}^2}{S_{m\acute{a}x}} = \frac{33,75}{S_{m\acute{a}x}} \quad (24)$$

O resultado do teste é inválida se houver qualquer movimento lateral da placa de carga, conforme resultado do impacto da massa. Este poderia ser o caso de grande declive do solo.

3.2.4.5 Software Terratest 2.0

O TERRATEST USB 4000 apresenta um programa que permite realizar tanto uma análise estatística dos resultados, como também emitir um relatório em pdf. A determinação do módulo de elasticidade é conforme a norma alemã TP-BF-StB Parte B 8.3. Este programa também gera relatórios individuais para cada ensaio, demonstrando em detalhes as três curvas de deflexão, permitindo colocar a foto do ensaio e ainda apresentar a localização do ensaio no mapa através de Google Maps.

A análise estatística é dividida em cinco áreas:

- i. título do relatório e a norma utilizada para a determinação do módulo de elasticidade;
- ii. informações gerais sobre os testes, sendo elas: nome do cliente, o local de execução do ensaio, comentários, nome do operador, clima e temperatura, número da série do equipamento, tipo de camada, tipo de solo, classificação do solo, consistência e fabricante;
- iii. dados dos testes: número; data e hora; deflexão s4, s5 e s6 em mm; média das deflexões em mm; módulo de elasticidade E_{LWD} em MN/m² e as coordenadas de GPS;
- iv. resultados estatísticos: E_{LWD} mínimo requerido, média dos módulos de elasticidade $X_m (E_{LWD})$, desvio padrão $s (E_{LWD})$, coeficiente de correlação $V(E_{LWD})$, número de qualidade $Q(E_{LWD})$ e critério de aceitação $Q(E_{LWD}) > 0,88$;
- v. parte reservada para declarações e comentários adicionais da análise. Também é possível a adição de assinaturas através de imagens.

O número de qualidade Q baseia-se na definição do mínimo requerido (quantidade mínima exigida) e é um valor calculado da seguinte maneira:

$$Q (E_{LWD}) = \frac{(X_m - E_{LWD} \text{ mín. req.})}{s} \quad (25)$$

Onde:

$Q (E_{LWD})$ - número de qualidade;

X_m - média dos módulos de elasticidade;

E_{LWD} – valor mínimo requerido;

s – desvio padrão.

O critério de aceitação ($Q > 0,88$) identifica se o teste está dentro dos parâmetros aceitáveis em comparação com o que projetista tiver especificado.

O TERRATEST 4000 USB não necessita de nenhuma medida de referência e com uso adequado para solos que possuam partículas com até 63 mm de diâmetro.

O ensaio pode ser realizado por apenas uma pessoa e apresenta resultado imediato do valor do Módulo de Elasticidade, assim como permite verificar as curvas de deflexões e o grau de compactabilidade s/v. É um equipamento esbelto, de operação simples e fácil transporte, utilizado principalmente para medir a deformabilidade e avaliar a compactação de camadas de sub-leito, sub-base e base de pavimentos.

Foram utilizados no ensaio de campo, os pesos de 10 e 15 kgf. Na Figura 45 está apresentada a posição inicial do ensaio com o TERRATEST 4000 e na esquerda da imagem está o computador de teste que gera o resultado imediatamente após o final do ensaio. O cabo permite a ligação da placa com o computador de teste, transmitindo as deflexões medidas pelos sensores instalados na placa de carga.

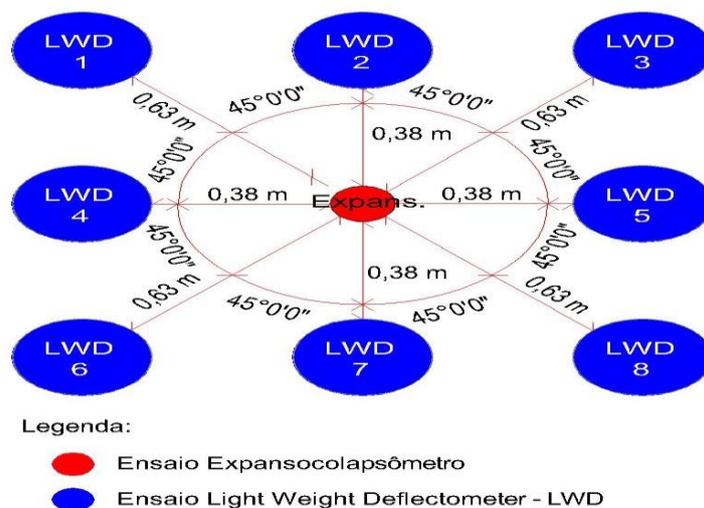
Figura 45 - TERRATEST 4000 USB.



Ao redor do ensaio estático, foram realizados oito ensaios com o TERRATEST 4000 USB (sendo quatro testes a 38 centímetros de distância do Expansocolapsômetro e quatro testes a 63 centímetros de distância do Expansocolapsômetro). Os ensaios com o TERRATEST 4000 USB foram numerados de 1 a 8 conforme demonstrado na Figura 46. As áreas de estudo foram executadas com as seguintes profundidades: área A – 30 cm, área B – 5 cm e área C – 5 cm. A execução do ensaio com o LWD e o Expansocolapsômetro se deu da seguinte maneira:

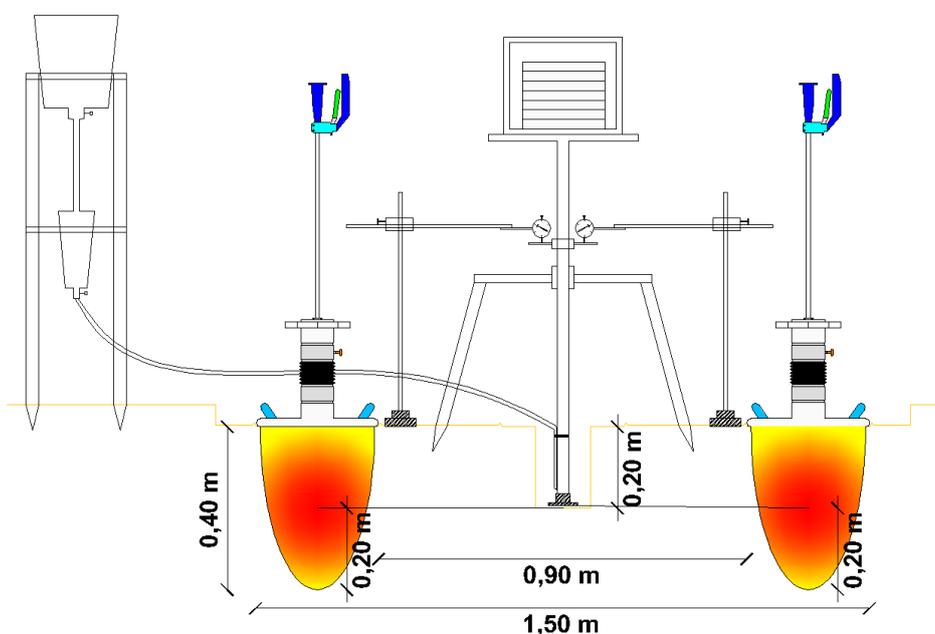
- i. área A – executaram-se oito testes com o LWD com o peso de 10 kgf, em seguida foram executados novamente os oito testes com o LWD, porém o peso utilizado foi o de 15 kgf. Ensaio realizado com o solo no estado natural e a 30 cm de profundidade;
- ii. área B – executaram-se oito testes com o LWD com o peso de 15 kgf. Ensaio realizado com o solo no estado natural e a 5 cm de profundidade;
- iii. área C – mesmo procedimento da área A. Porém, o ensaio foi realizado com o solo no estado inundado e a 5 cm de profundidade;

Figura 46 - Representação esquemática LWD x Expansocolapsômetro.



O alcance da bacia de deflexão do LWD é de 0,40 m e a realização do ensaio com o Expansocolapsômetro se deu na metade da camada, a 0,20 m de profundidade, Figura 47.

Figura 47 - Corte esquemático da realização do ensaio de LWD e Expansocolapsômetro.



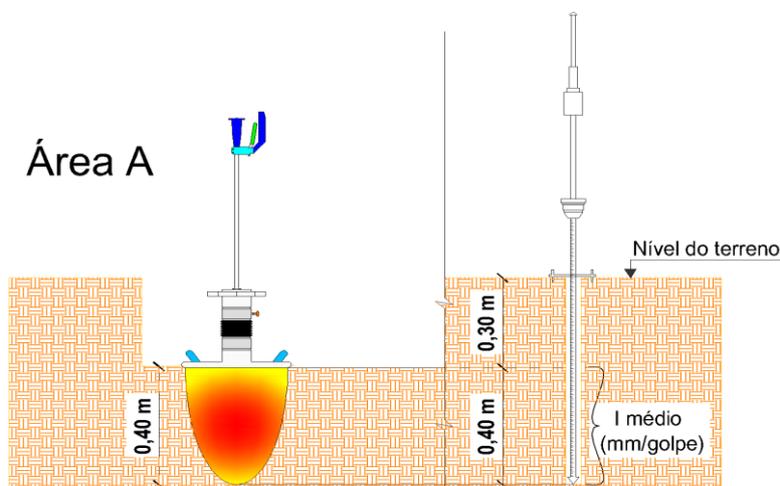
3.2.4.6 Método utilizado para a correlação LWD x N_{SPT}

Na correlação entre o LWD e o N_{SPT} foram utilizadas as equações de DÉCOURT (1995) e TEIXEIRA e GODOY (1996) com o objetivo de calcular o N com base nos valores encontrados de E_{LWD} . Além disso, através dos resultados com o LWD foram realizadas análises do comportamento do solo para as seguintes situações: solo natural e inundado, utilização dos pesos de 10 e 15 kgf e análise após a repetição dos 15 impactos no mesmo ponto. Cabe ressaltar que os módulos de elasticidade contidos nas equações não foram obtidos com ensaio dinâmico em placa com o LWD.

3.2.4.7 Método utilizado para a correlação LWD x DPL

Com o objetivo de realizar a correlação entre LWD com DPL, tomou-se como referência os valores obtidos na profundidade de 0,30 a 0,70 m para a Área A e até 0,40 m para Área B e C, realizando a média dos valores do índice de penetração do DPL - I_{DPL} (mm/golpe). A faixa de profundidade foi escolhida devido ao alcance do LWD ser de 0,40 m e ao fato da realização do ensaio na área A ter sido feito a 0,30 m do nível do terreno, Figura 48. Na área B e C, a profundidade considerada foi de 0,40 m, pois a realização do ensaio com o LWD se deu no mesmo nível do DPL, Figura 49.

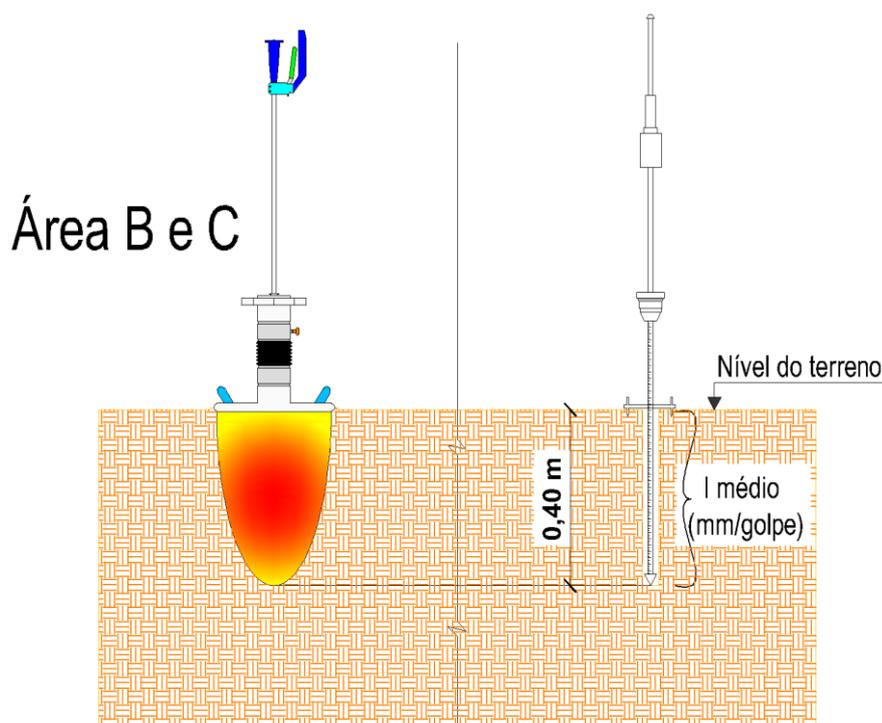
Figura 48 - Representação esquemática do modo utilizado para a realização da correlação entre o LWD x DPL – Área A (peso de 10 kgf).



I médio (mm/golpe) – média dos valores do índice de penetração do DPL em mm/golpe.

Na correlação foram considerados os resultados dos 6 pontos obtidos com o DPL, já para o LWD foram considerados apenas 6 dos 8 pontos presentes em cada área, sendo desconsiderados o maior e o menor resultado de E_{LWD} .

Figura 49 - Representação esquemática do modo utilizado para a realização da correlação entre o LWD x DPL – Área B (peso de 15 kgf) e C (peso de 10 kgf).



I médio (mm/golpe) – média dos valores do índice de penetração do DPL em mm/golpe.

3.2.4.8 Utilização do programa Terratest 2.0

Através do programa Terratest 2.0 realizou-se a exportação dos resultados obtidos com o LWD para o Excel, já que na interface do software é possível gerar arquivos no formato .csv¹. A elaboração de gráficos foi feita com base

¹ Comma Separated Values (CSV) é um formato de arquivo de texto que pode ser usado para trocar dados de uma planilha entre aplicativos. Cada linha em um arquivo de Texto CSV representa uma linha em uma planilha. Cada célula em uma linha da planilha geralmente é separada por uma vírgula. No entanto, é possível usar outros caracteres para delimitar um campo, como um caractere tabulador.

nos dados dos ensaios e, com isso, permitiu a análise dos resultados para as diversas situações dos ensaios de campo. Esse programa também permite realizar uma análise estatística dos resultados, assim como gerar relatórios. A análise é emitida conforme a norma alemã TP-BF-StB Parte B 8.3 e apenas o módulo de elasticidade é analisado.

3.2.4.9 Análise dos fatores influentes na avaliação do módulo de elasticidade

Os parâmetros fornecidos pelo LWD foram analisados utilizando o método da análise das componentes principais – ACP ou PCA (do inglês Principal Component Analysis). Este método tem como objetivo a análise dos dados visando sua redução, eliminação de sobreposições e escolha das formas mais representativas de dados a partir de combinações lineares das variáveis originais. Existem diversos programas que permitem realizar a análise PCA e neste estudo foi utilizado o XLSTAT.

O XLSTAT é um quadro de ferramentas completo para estatística e análise de dados no Microsoft Excel. O XLSTAT utiliza o Microsoft Excel como interface para a entrada de dados e saída de resultados em tabelas e gráficos. Entretanto, usa sua própria biblioteca de funções estatísticas e matemáticas para evitar a instabilidade de algumas das funções do Excel. O XLSTAT é reconhecido como um software altamente confiável (ADDINSOLFT, 2009).

Considerando todos os resultados obtidos com o LWD, foi realizada a análise das componentes principais – PCA com o objetivo de identificar a relação entre as características extraídas dos dados obtidos.

Na análise, foram considerados os 4 parâmetros fornecidos pelo LWD - E_{LWD} (MPa), D_f média (mm), v médio (m/s) e s/v (ms) – de todos os resultados, ou seja, 40 ensaios (8 ensaios na Área A – 10 kg, 8 ensaios na Área A – 15 kg, 8 ensaios na Área B – 15 kg, 8 ensaios na Área C – 10 kg e 8 ensaios na Área C – 15 kg).

3.2.5 Ensaio de umidade do solo

Realizou-se a coleta das amostras nos pontos conforme apresentado na Tabela 15 e Tabela 16.

Utilizou-se o trado manual para alcançar as profundidades desejadas, assim como foram utilizadas cápsulas metálicas para recolher as amostras do solo e uma balança para fazer a pesagem das amostras. A preparação das amostras dos solos foi realizada segundo a ABNT NBR 6457:1986.

Tabela 15 - Profundidade de coleta de amostra.

Coleta de amostra do solo			
Área B	Área C		
Ponto B6	Ponto C2	Ponto C3	Ponto C7
Profundidade (m)	Profundidade (m)	Profundidade (m)	Profundidade (m)
0,07	0,07	0,07	0,07
0,31	0,20	0,20	0,20
0,45	0,30	0,38	0,33
0,75	0,42	0,47	0,45
1,17	0,48	0,56	0,53

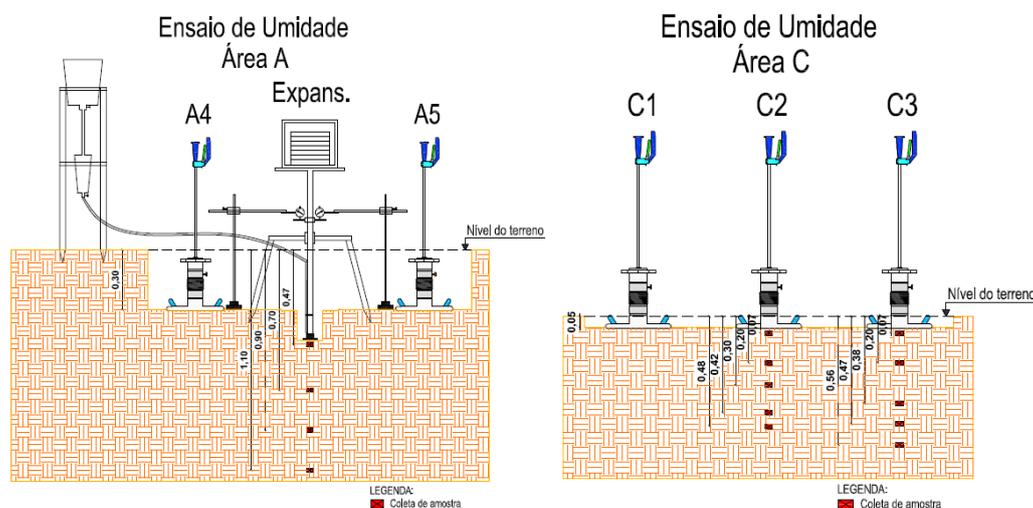
Foram coletadas duas amostras para cada profundidade, com exceção do ponto B6 da Área B e das demais áreas do Expansocolapsômetro, onde foi coletada apenas uma amostra para cada profundidade.

Tabela 16 - Profundidade de coleta de amostra no local do ensaio com o Expansocolapsômetro.

Expansocolapsômetro		
Área A	Área B	Área C
Profundidade (m)	Profundidade (m)	Profundidade (m)
0,50		
0,70		
0,90	0,65	0,65
1,10	0,85	0,85

Os pontos de coletas estão representados de forma esquemática na Figura 50, demonstrando a diferença de profundidade entre as áreas de estudo.

Figura 50 - Representação esquemática dos pontos de coletas das amostras do solo para o ensaio de umidade.



3.2.6 Ensaio do peso específico natural

O método utilizado para a realização do ensaio do peso específico natural do solo foi o do anel volumétrico. Trata-se de um método simples e relativamente rápido, consiste na inserção do anel no solo por pressão. Em seguida, realiza-se a pesagem das amostras coletadas para depois calcular os valores do peso específico do solo. Foram realizados os ensaios de peso específico nas áreas B e C nos pontos demonstrados na Figura 51.

Figura 51 - Representação esquemática da locação dos pontos onde foram realizados os ensaios de peso específico do solo.

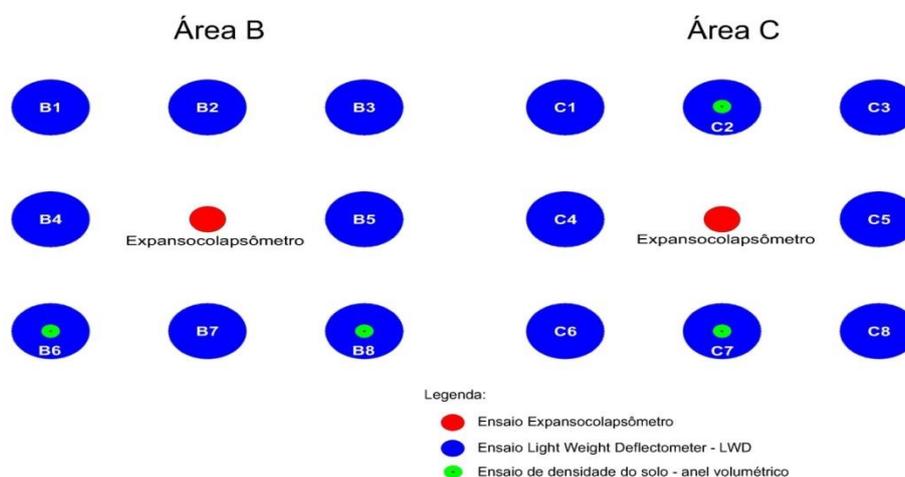


Figura 52- Ensaio do peso específico natural - inserção do anel no solo por pressão.



3.2.7 *Ensaio de granulometria*

Para o ensaio de granulometria, foram coletadas amostras deformadas do solo em um saco plástico e, em seguida, transportadas para o laboratório de solos da UFPE. O ensaio de granulometria foi realizado de acordo com a ABNT NBR 7181. Realizou-se o ensaio de granulometria com e sem defloculante.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4. INTRODUÇÃO

Serão demonstrados neste capítulo os resultados obtidos nos ensaios realizados em laboratório e os ensaios de campo executados nas áreas de estudo. Primeiro serão apresentados os resultados dos ensaios de laboratório e, em seguida, os resultados dos ensaios de campo. Por fim, as análises, comparações e correlações entre os ensaios serão abordadas.

4.1 Caracterização física

Serão apresentados os resultados dos ensaios de umidade, granulometria e peso específico natural de campo.

4.1.1 *Umidade do solo*

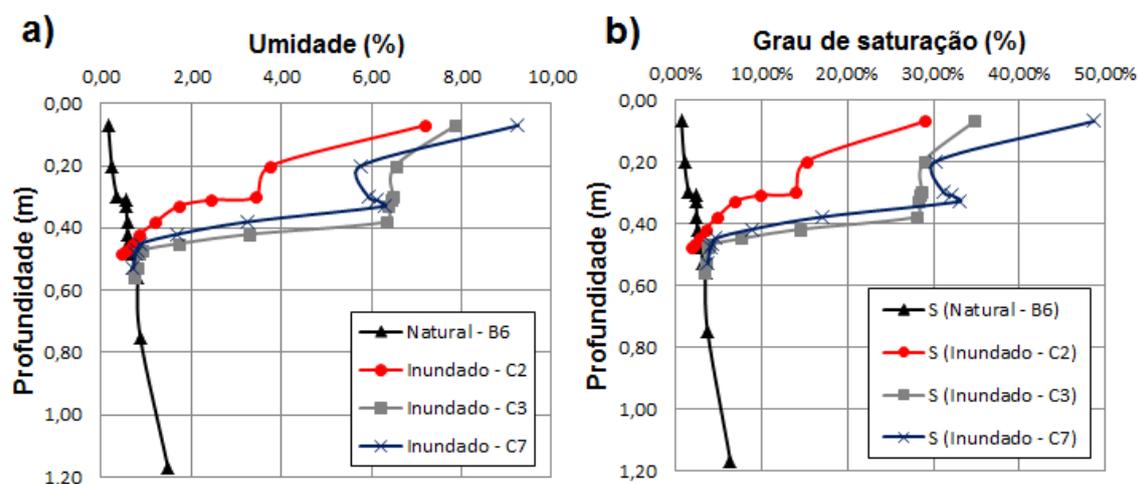
Na Tabela 17 são apresentados os resultados de umidade das áreas onde foram coletadas as amostras. Percebe-se que a umidade do solo na condição natural (Área B – B6) aumenta com a profundidade. Para a área que foi inundada, verifica-se que a inundação atingiu uma profundidade de 0,42 m e que a partir desta profundidade o solo volta a sua umidade natural. As nomenclaturas B6, C2, C3 e C7 representam, respectivamente, a área de estudo e o número do ponto dentro da área.

Na Figura 53a estão apresentados os valores de umidade x profundidade para o ponto 6 da área B, representando o solo na sua umidade natural. Já o solo na condição inundada está representado pelos valores de umidade dos pontos 2, 3 e 7 da área C. A Figura 53b mostra o resultado do grau de saturação x profundidade. Percebe-se que a umidade natural apresenta valores próximos de 0,80% e o grau de saturação em torno de 2,60%, os resultados são similares aos de TORRES (2014), que encontrou a umidade natural no valor de 0,81% e grau de saturação 2,86%.

Tabela 17 - Resultado do ensaio de umidade.

	Área B - B6 (Natural)	Área C - C2 (Inundado)	Área C - C3 (Inundado)	Área C - C7 (Inundado)
Prof. (m)	Umidade (%)	Umidade (%)	Umidade (%)	Umidade (%)
0,07	0,15	7,18	7,86	9,26
0,20	-	3,76	6,53	5,76
0,30	-	3,44	-	-
0,31	0,54	-	-	-
0,33	-	-	-	6,29
0,38	-	-	6,32	-
0,42	-	0,85	-	-
0,45	0,60	-	-	0,87
0,47	-	-	0,89	-
0,53	-	-	-	0,71
0,46	-	-	0,74	-
0,75	0,86	-	-	-
1,17	1,48	-	-	-

Figura 53 - Resultados relacionados as áreas B (natural) e C (inundado): a) umidade x profundidade e b) grau de saturação x profundidade.



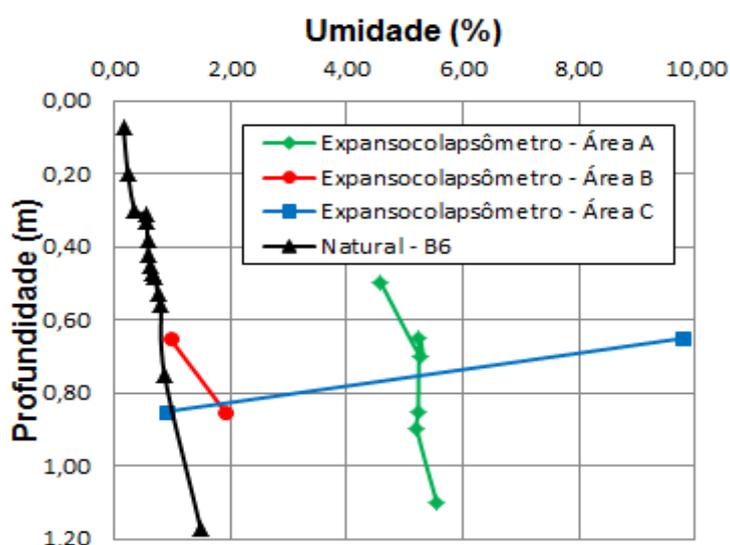
Nos locais onde foram realizados os ensaios com o Expasocolapsômetro foram coletadas amostras nestes pontos após a finalização do ensaio de placa. Através da Tabela 18, verifica-se que a área A não apresentou grande variação da umidade com a profundidade, ficando na faixa de 4,5 a 5,5% até a profundidade de 1,10 m. A área B apresentou umidade equivalente ao solo no estado natural, ou seja, a inundação não chegou à profundidade de 0,65 m. Na

área C (solo na condição inundada previamente) ocorreu uma grande variação nos valores de umidade na faixa de profundidade de 0,65 a 0,85 m, passando de 9,79 a 0,91%, respectivamente, o que demonstra o alcance da frente de inundação, Figura 54.

Tabela 18 - Resultado do ensaio de umidade para os pontos em que foram realizados testes com o Expansocolapsômetro após ensaio.

	Área A	Área B	Área C
Prof.(m)	Umidade (%)	Umidade (%)	Umidade (%)
0,52	4,59	-	-
0,70	5,27	-	-
0,65	-	0,95	9,79
0,85	-	1,90	0,91
0,90	5,21	-	-
1,10	5,55	-	-

Figura 54 - Valores de umidade nos locais onde foram realizados os ensaios com o expansocolapsômetro após ensaio.



4.1.2 Peso específico natural

Os resultados do ensaio do peso específico através do método volumétrico constam na Tabela 19. O peso específico natural do solo varia de 15,85 a 17,48 kN/m³, enquanto para TORRES (2014) varia de 14,97 a 15,10 kN/m³.

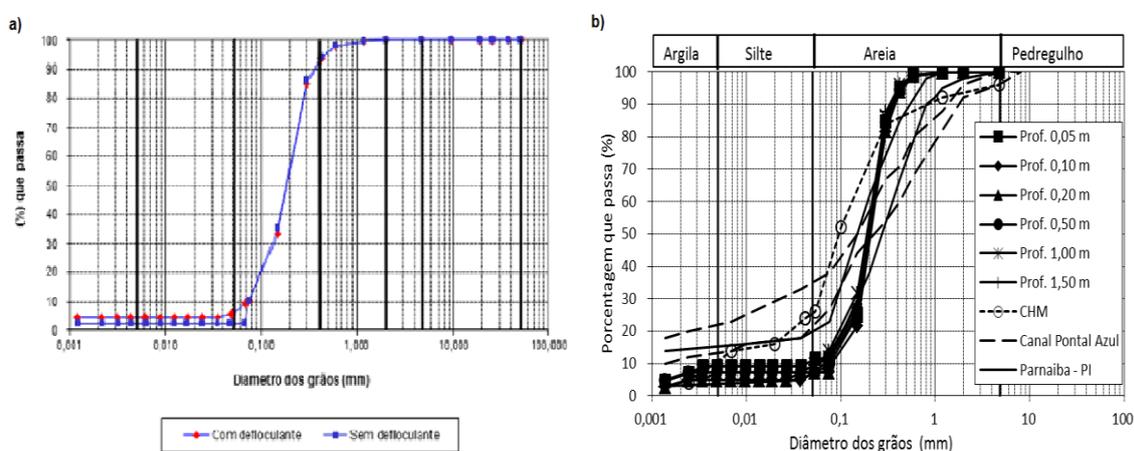
Tabela 19 - Resultados do ensaio de peso específico natural.

Local	Peso específico natural (kN/m ³)
Área C - C12	15,88
Área C - C13	16,45
Área C - C17	17,48
Área B - BN6	16,26
Área B - BN8	15,85

4.1.3 Granulometria

O solo apresenta mais de 90% de areia, resultando em um solo essencialmente arenoso, conclusão semelhante à encontrada por TORRES (2014). A curva granulométrica obtida do solo com e sem defloculante é apresentada na Figura 55a. Praticamente não apresenta silte (1%) e possui fração argilosa igual a 5%. Em relação à curva granulométrica, verifica-se a similaridade com a curva encontrada por TORRES (2014), enquanto FUCALE (2000), NETO (2011) e ARAGÃO e MELO (1982) apresentaram maiores valores de teores de argila, Figura 55b. Em geral, os valores estão compatíveis aos resultados típicos dos solos colapsíveis de Pernambuco, em que a composição granulométrica é constituída predominantemente de areia.

Figura 55 - Caracterização física do solo: a) curva granulométrica obtida neste estudo; b) curvas granulométricas TORRES (2014) - Residencial Nova Petrolina, prof. 0,05 a 1,50 m; ARAGÃO e MELO (1982) – CHM, FUCALE (2000) - Canal Pontal Azul e NETO (2011) – Parnaíba



Percebe-se que, no ensaio sem defloculante, a porcentagem de areia fina cresce enquanto a de argila decresce, Tabela 20.

Tabela 20 - Resultado do ensaio com e sem defloculante.

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

4.2 Avaliação da resistência de ponta

A avaliação da resistência de ponta foi realizada com Penetrômetro Estático e Dinâmico, no solo natural e inundado.

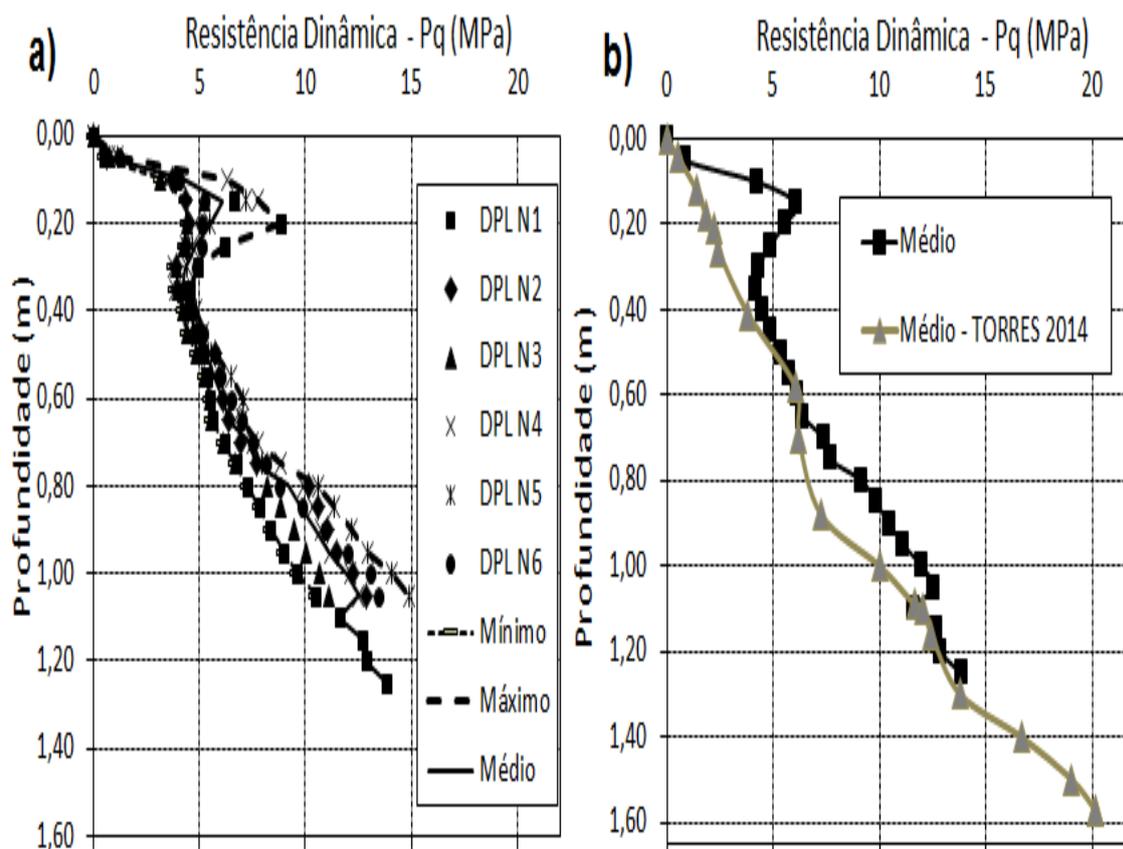
4.2.1 Avaliação da resistência de ponta – obtida com o DPL

Os valores das resistências de ponta obtidas com o DPL no solo natural e inundado são mostrados na Figura 56 e Figura 57, respectivamente, e a relação entre as duas resistências na Figura 58.

As resistências de ponta (P_q) foram obtidas até a profundidade de 1,25 m no solo na umidade natural e inundado e estão ilustradas na Figura 56a e Figura 57a, respectivamente. A resistência de ponta no solo na umidade natural cresce com a profundidade, chegando a um valor médio de 12,85 MPa para a profundidade de 1,20 m (resultado semelhante ao encontrado por TORRES (2014) que foi de 12,80 MPa). Na camada mais próxima da superfície, foi verificado um pico na resistência. Este comportamento diferenciado se deve à diferente metodologia adotada na realização do ensaio de campo, pois o ensaio realizado neste trabalho se deu apenas com a remoção do material vegetal da superfície. Além disso, cabe destacar que a localização da área de estudo desta dissertação encontrava-se em um local de passagem, ou seja, uma área com solo apresentando maior densidade e conseqüentemente maior resistência. TORRES (2014) realizou o preparo da área de ensaio com uma

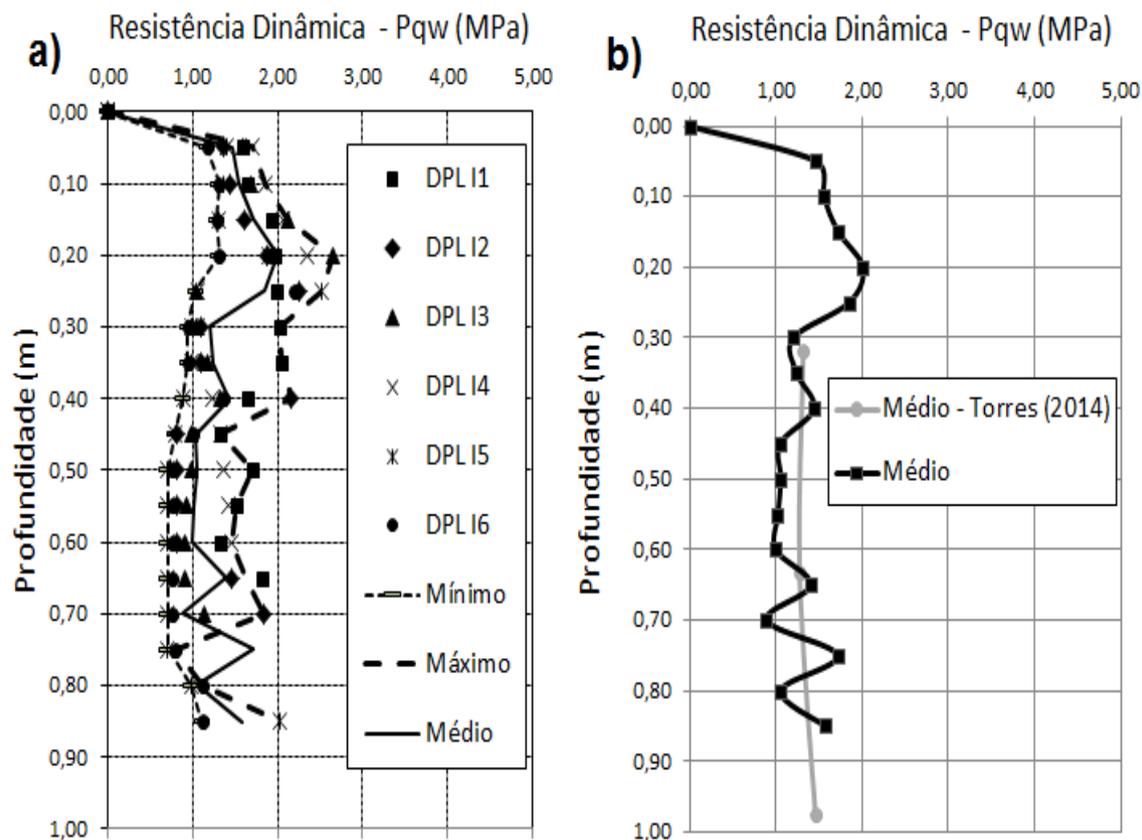
escavação do solo a 0,30 m, o que justifica a ausência de pico na camada superficial, Figura 56b.

Figura 56 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Dinâmico: a) Resultado para o solo natural e b) Comparação com o resultado de TORRES (2014).



Para o solo inundado, na profundidade de 0,30 m até 0,85 m, os valores da resistência de ponta (P_{qw}) apresentou uma variação de 0,70 a 2 MPa, Figura 57a. Destaca-se uma maior resistência para a camada mais superficial devido ao fato da localização do ensaio estar situada em um trecho de passagem, conforme citado anteriormente. Este comportamento não foi registrado em TORRES (2014) por causa da sua execução ter sido feita a uma profundidade de 0,30 m, conforme demonstrado na Figura 57b. Verifica-se a proximidade das médias na comparação dos resultados, assim como demonstra-se que os valores variam de 1 a 2 MPa até a profundidade de 0,85 m.

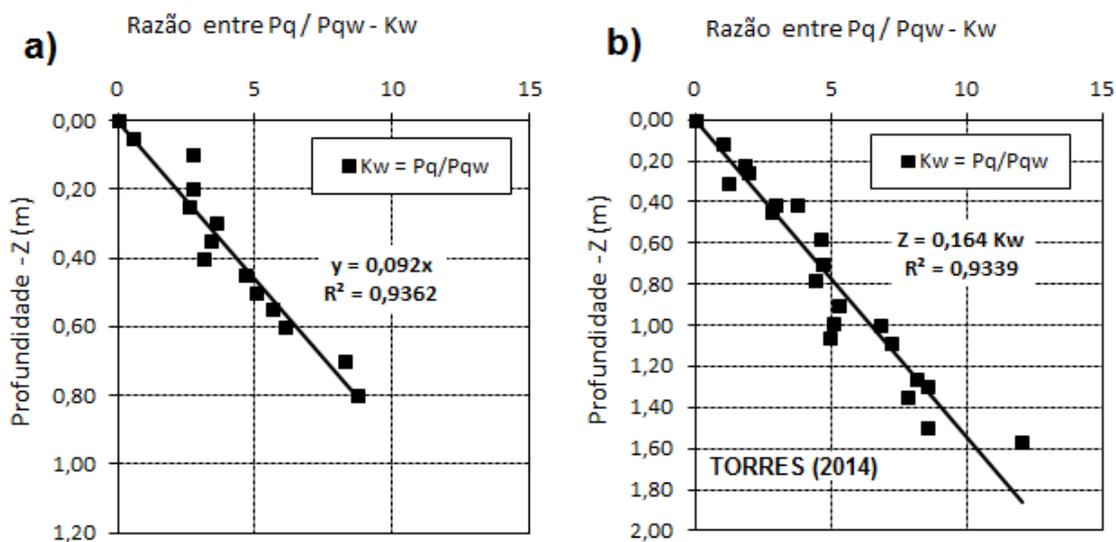
Figura 57 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Dinâmico: a) Resultado para o solo inundado e b) Comparação com o resultado de TORRES (2014).



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, Figura 58. A razão foi de K_w (MPa) = 10,87 Z (m), enquanto a relação obtida por TORRES (2014) apresentou a relação K_w (MPa) = 6,09 Z (m). Os dois estudos resultaram em uma ótima correlação entre os valores encontrados, apresentando um coeficiente de determinação $R^2 = 0,93$ (93%) e coeficiente de correlação $R = 0,96$ (96%).

Portanto, os resultados de resistência de ponta mostraram valores compatíveis com os resultados encontrados por TORRES (2014) para o solo natural e inundado, ou seja, o comportamento do solo colapsível quanto aos valores de resistência de ponta foram similares.

Figura 58 - Relação entre a resistência de ponta no solo natural e inundado ($K_w = P_q/P_{qw}$): a) razão K_w obtida neste estudo e b) razão K_w obtida por TORRES (2014).

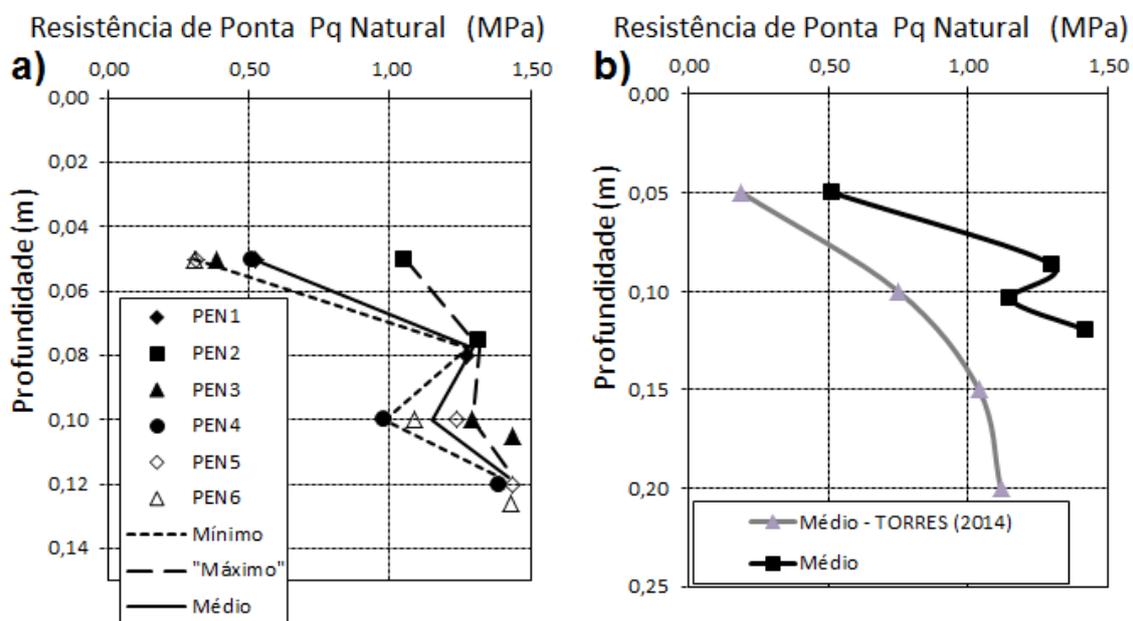


4.2.2 Avaliação da resistência de ponta – obtida com o PE

Os valores das resistências de ponta obtidas com PE para o solo natural e inundado são mostrados na Figura 59 e Figura 60, respectivamente.

As resistências de ponta (P_q) foram obtidas através do penetrômetro estático até a profundidade de 0,13 m, sendo os valores determinados tanto para o solo na umidade natural, quanto para o inundado. A resistência de ponta no solo na umidade natural cresce com a profundidade (Figura 59a). Porém, destaca-se um pequeno aumento de resistência na camada mais superficial e este se deve ao fato já relatado. Os resultados demonstram uma maior resistência de ponta, chegando a 1,43 MPa para a profundidade de 0,13 m; enquanto que o resultado de TORRES (2014), para a mesma profundidade, apresenta resistência de ponta no valor de 0,91 MPa. Também verifica-se um crescimento linear com a profundidade até 0,20 m, chegando a uma resistência de 1,11 MPa, Figura 59b. Lembrando que os resultados de TORRES (2014) foram obtidos para uma profundidade inferior, pois ocorreu uma escavação de 0,30 m antes da realização dos ensaios.

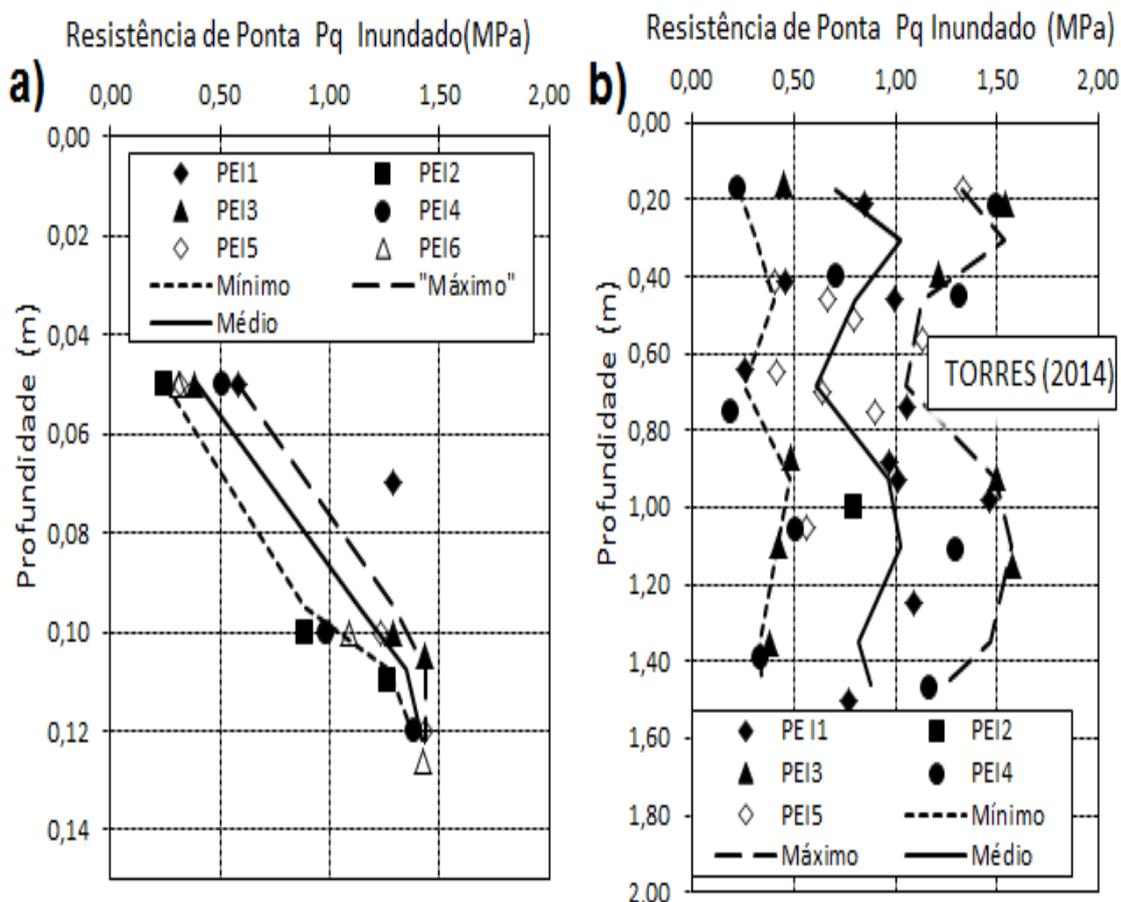
Figura 59 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Estático: a) Resultado para o solo natural e b) Comparação com o resultado de Torres (2014).



Em relação ao solo inundado previamente, não foi possível estabelecer uma análise comparativa dos resultados para a mesma profundidade, pois os valores de resistência de ponta obtidos por TORRES (2014) estão dispostos apenas para profundidades superiores a 0,17 m. Analisando os valores para cada profundidade em particular, foi verificada uma resistência de ponta variando de 0,31 a 1,43 MPa para a profundidade de 0,05 a 0,13 m, respectivamente (Figura 60a). TORRES (2014) identificou que não há evidência de crescimento da resistência de ponta com a profundidade, apresentando uma variação de 0,30 a 1,50 MPa para a profundidade de 0,17 a 1,40 m, respectivamente (Figura 60b).

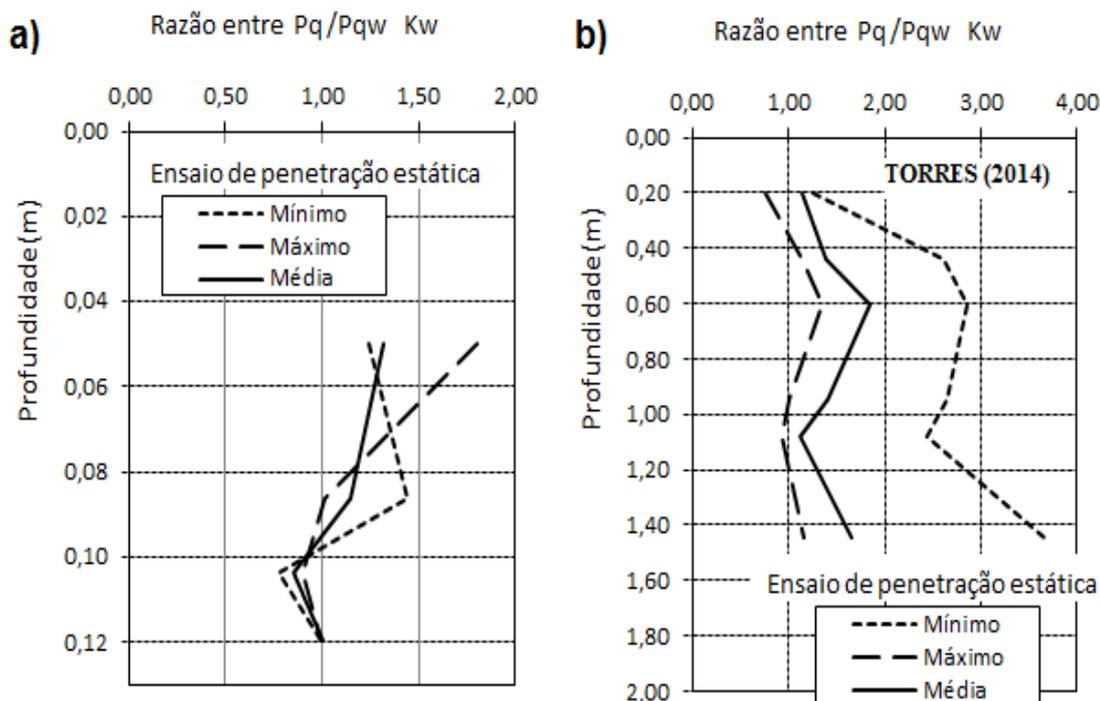
Apesar de valores de profundidade diferente, a faixa de variação da resistência de ponta foi bem próxima. Lembrando que, neste estudo, a área em que foi realizado o ensaio com o PE era de um local de passagem e, por isso, justifica-se o crescimento da resistência de ponta na camada superficial, chegando a um valor próximo a 1,50 MPa.

Figura 60 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Estático: a) Resultado para o solo inundado e b) Resultado para o solo inundado obtido por TORRES (2014).



Foi constatado que os valores da razão entre a resistência de ponta do solo na umidade natural e inundado ($K_w = P_q/P_{qw}$) são maiores na profundidade de 0,05 m e tendem a diminuir com a profundidade chegando a valores próximos de 1 na profundidade de 0,13 m, Figura 61a. Realizando a análise pela sobreposição dos gráficos, percebe-se que os valores de K_w são compatíveis quando comparados com os encontrados por TORRES (2014), pois são próximos a 1 para as profundidades de 0,13 e 0,20 m, Figura 61b. A relação ($K_w = P_q/P_{qw}$) variou com a profundidade (0,05 a 0,13 m) de 1,32 a 1, considerando os valores médios enquanto que, no estudo de TORRES (2014) variou com a profundidade (0,20 a 1,40 m) de 1,2 a 1,8.

Figura 61 - Resistência de ponta no solo natural e inundado ($K_w = P_q/P_{qw}$): a) razão K_w obtida neste estudo e b) razão K_w obtida por TORRES (2014).



4.3 Avaliação da colapsibilidade em campo - Expansocolapsômetro

4.3.1 Curva Carga-Deslocamento

As curvas deslocamento x tensão e deslocamento x carga obtidas a partir dos ensaios de campo e as curvas ajustadas pelo método de VAN DER VEEN (1953), no solo na umidade natural e inundado previamente são mostradas nas Figura 62 e Figura 63, respectivamente. A compressibilidade do solo previamente inundado é maior do que no solo na umidade natural. Para as tensões de 160 kPa e 320 kPa a compressibilidade do solo previamente inundado são respectivamente 6 e 8 vezes maior do que no solo na umidade natural. A razão entre a tensão na ruptura no solo na umidade natural e inundado previamente é de 1,58. Os valores obtidos por FUCALE (2000) para os solos de Petrolândia e de Santa Maria da Boa Vista são respectivamente 2,04 e 1,90 (Tabela 21).

Tabela 21 - Tensão ruptura no solo na umidade natural e inundado.

Prova de Carga em Placa			Tensão da Ruptura (kPa)	
Local / Referência	Diâmetro da Placa (m)	Umidade do Solo	Método de Van der Veen (1953)	$I_{\sigma} = \frac{\sigma_{rupnat}}{\sigma_{rupinun}}$
Petrolina-PE / Presente trabalho	0,05	Natural	306,00	1,58
	0,05	Inundado	194,00	
Petrolândia-PE Fucale (2000)	0,35	Natural	404,50	2,04
	0,35	Inundado	198,00	
Santa M. B. Vista – PE / Fucale (2000)	0,40	Natural	2100,00	1,90
	0,40	Inundado	1100,00	

I_{σ} - Influência da inundação na tensão de ruptura, σ_{rupnat} - Tensão na ruptura no solo na umidade natural, $\sigma_{rupinun}$ - Tensão na ruptura no solo inundado previamente.

Figura 62 - Curvas tensão deslocamento experimentais e ajustadas pelo método de VAN DER VEEN (1953): a) em solo na umidade natural, b) em solo inundado previamente.

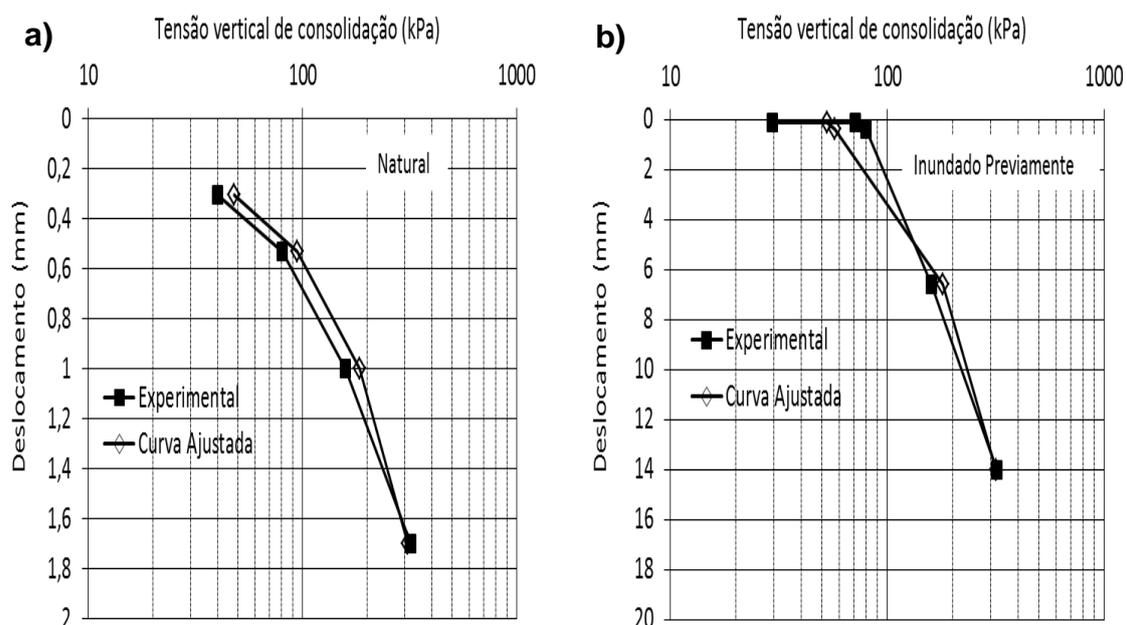
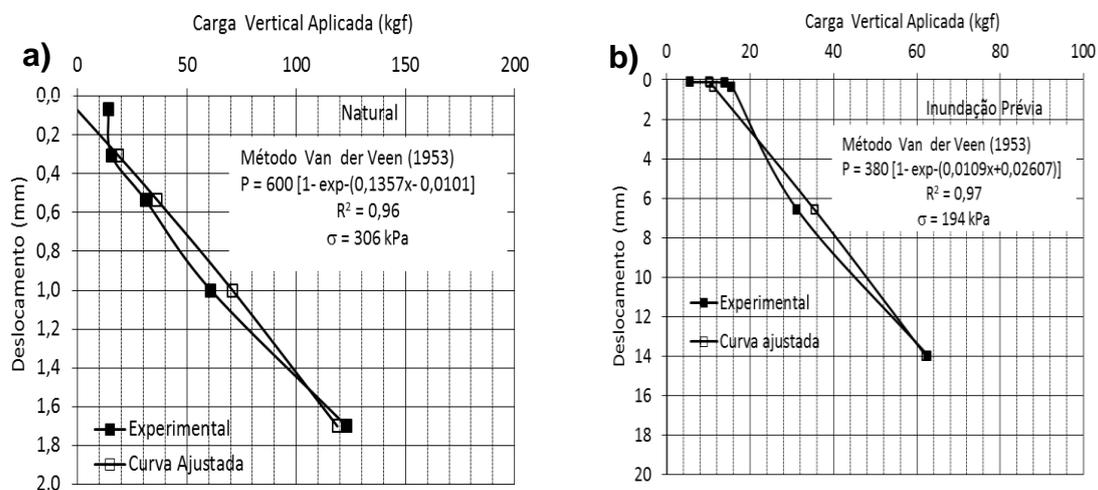


Figura 63 - Curvas carga-deslocamento experimentais e ajustadas pelo método de VAN DER VEEN (1953): a) Em solo na umidade natural, b) em solo inundado previamente.



Pelo exposto, conclui-se que a tensão de ruptura da placa, obtida com o terreno no estado natural, foi superior à tensão obtida com inundação do solo. A prova de carga realizada em solo inundado apresentou resultados de deslocamentos superiores aos do solo em sua condição natural. A perda de tensão de ruptura devido à inundação foi no valor de 36 %.

4.3.2 Avaliação da variação de volume devido à inundação

As curvas dos deslocamentos devido ao colapso com o logaritmo do tempo, determinadas em campo através do equipamento Expansocolapsômetro são apresentadas na Figura 64 e as curvas de deslocamentos com as tensões aplicadas (em logaritmo) são apresentadas na Figura 65. A variação de umidade no solo na situação natural, inundado previamente e inundado após ensaio com a profundidade são apresentadas na Figura 66.

Em campo o colapso ocorre rapidamente e se estabiliza a 30 minutos do início do processo. O valor do potencial de colapso para a tensão de 80 kPa foi de 5,07% e para 320 kPa, 7,74%. Estes valores foram superiores (1,7 vezes) aos obtidos por TORRES (2014), para as correspondentes tensões.

A variação da umidade do solo com a inundação prévia pode ser observada até a profundidade de 0,50 m (Figura 66). É importante destacar que após o solo ter sido inundado previamente e carregado até a tensão de 320 kPa (Figura 65), houve ruptura do solo e, quando foi inundado novamente, o solo apresentou colapso (Figura 64).

Figura 64 - Avaliação da colapsibilidade em campo utilizando o equipamento Expansocolapsômetro.

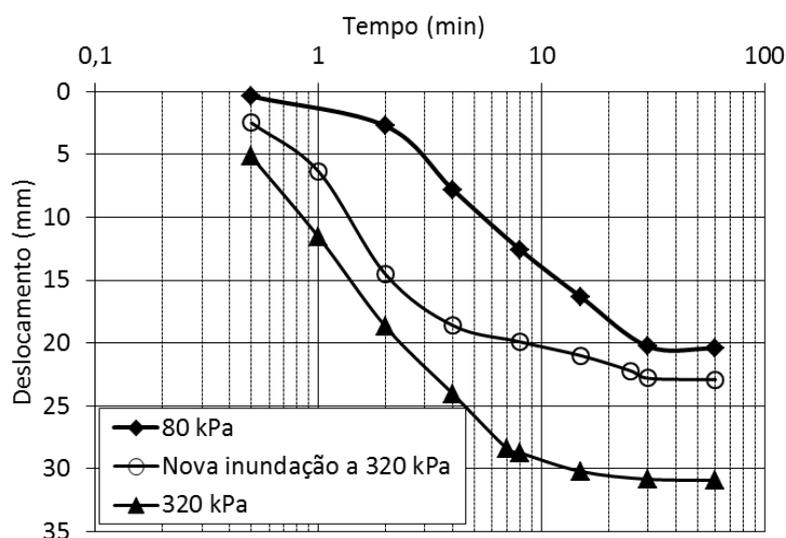


Figura 65 - Curvas de deslocamentos com as tensões aplicadas (em logaritmo), em campo utilizando o equipamento Expansocolapsômetro.

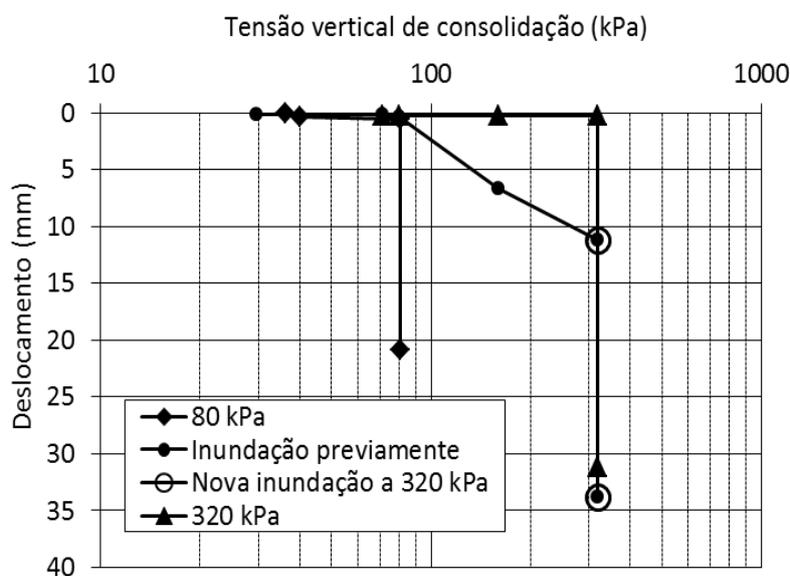
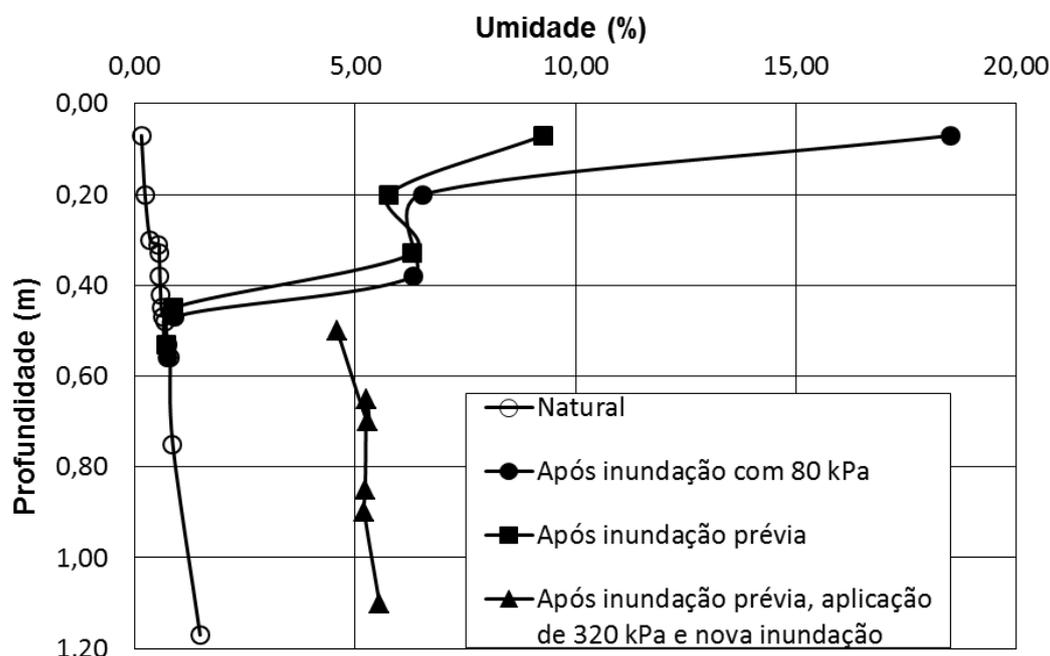


Figura 66 - Variação de umidade no solo na situação natural, inundado previamente e inundado após ensaio com a profundidade.



4.4 Avaliação do módulo de elasticidade

4.4.1 Avaliação o módulo de elasticidade em solo colapsível antes e após inundação

Graças à exportação dos dados através do software Terratest 2.0 para arquivos em formato .csv foi possível a elaboração dos gráficos das deflexões e, conseqüentemente, a análise comparativa dos resultados para as diversas situações de ensaios de campo. Os principais parâmetros fornecidos pelo equipamento são: o E_{LWD} , a deflexão média s_m e s/v . Esses parâmetros estão mostrados na Tabela 22, sendo a Área A representada pelo solo natural e a Área C representada pelo solo inundado.

Percebe-se que os resultados dos módulos de elasticidade (E_{LWD}) obtidos com o LWD para o solo na condição de inundado apresentaram valores bem menores que o solo em situação natural, enquanto que as deflexões (s médio) apresentaram valores superiores. Este comportamento está de acordo com o

esperado, pois o aumento da umidade juntamente com a aplicação da carga dinâmica resultou na desintegração estrutural do solo devido à redução da sucção e, conseqüentemente, ocasionaram uma redução na rigidez e resistência ou provocaram a ruptura por cisalhamento das ligações intergranulares (forças capilares, pontes de argila, agentes cimentantes químicos, como óxido de ferro e carbonato de cálcio) ou redução de ligações cimentantes.

Valores baixos do módulo de elasticidade são característicos de solos fofos ou poucos resistentes. Em relação ao grau de compactabilidade, foi verificado que o solo na condição natural apresentou valores abaixo de 3,5. Já para o solo na condição inundada, demonstrou-se situação oposta. As grandes deflexões se devem ao fato do solo ter sofrido colapso devido à inundação e à aplicação da carga, ocasionando no solo um rearranjo estrutural e, conseqüentemente, maiores deslocamentos foram detectados.

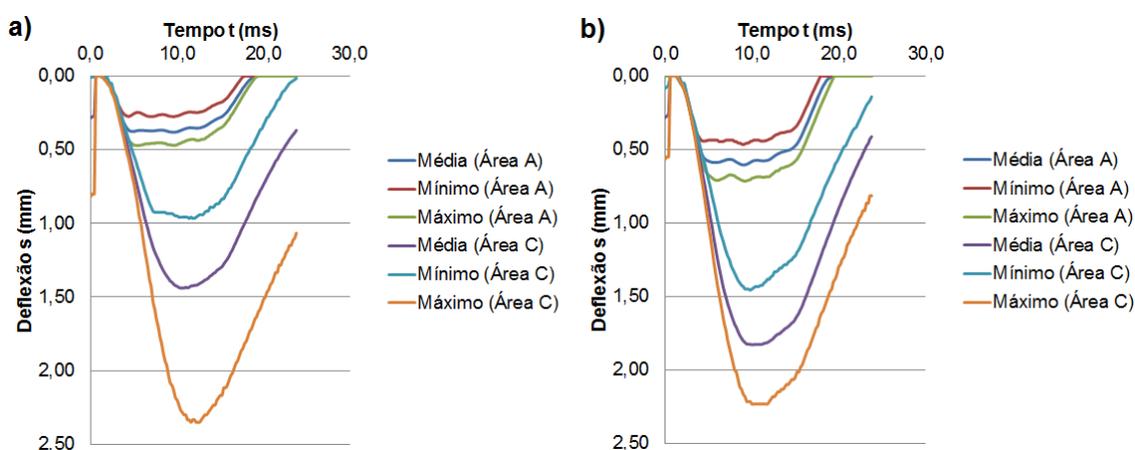
Tabela 22 - Análise comparativa dos valores de módulo de elasticidade E_{LWD} , deflexão média e s/v para a situação do solo na condição natural e inundado.

Local	Peso	Valores	E_{LWD} (MPa)	s médio (mm)	s/v (ms)
Área 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
Área C (inundado)	10 kgf	Médio	16,1	1,509	5,425
		Mínimo	9,3	1,000	3,907
		Máximo	22,5	2,427	6,496
Área 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
Área C (inundado)	15 kgf	Médio	18,3	1,888	5,227
		Mínimo	14,7	1,480	4,281
		Máximo	22,8	2,297	5,786

Os resultados de todos os ensaios com LWD estão apresentados no Apêndice I. As curvas de deflexões (média, mínima e máxima) representando os 8 pontos de cada área de estudo estão demonstradas na Figura 67 e, através delas, é possível perceber o comportamento do solo quanto a aplicação da

carga dinâmica. Deflexões com grande amplitude resultam em baixos valores de módulo de elasticidade, sendo características de solos fofos (pouco resistentes e muito deformáveis) e que são representadas pelas curvas da Área C (solo inundado) enquanto que, para solos resistentes, o comportamento é oposto.

Figura 67 - Análise através das curvas de deflexões para o solo no estado natural (Área A) e inundado (Área C): a) ensaio de LWD com peso de 10 kgf e b) ensaio de LWD com peso de 15 kgf.

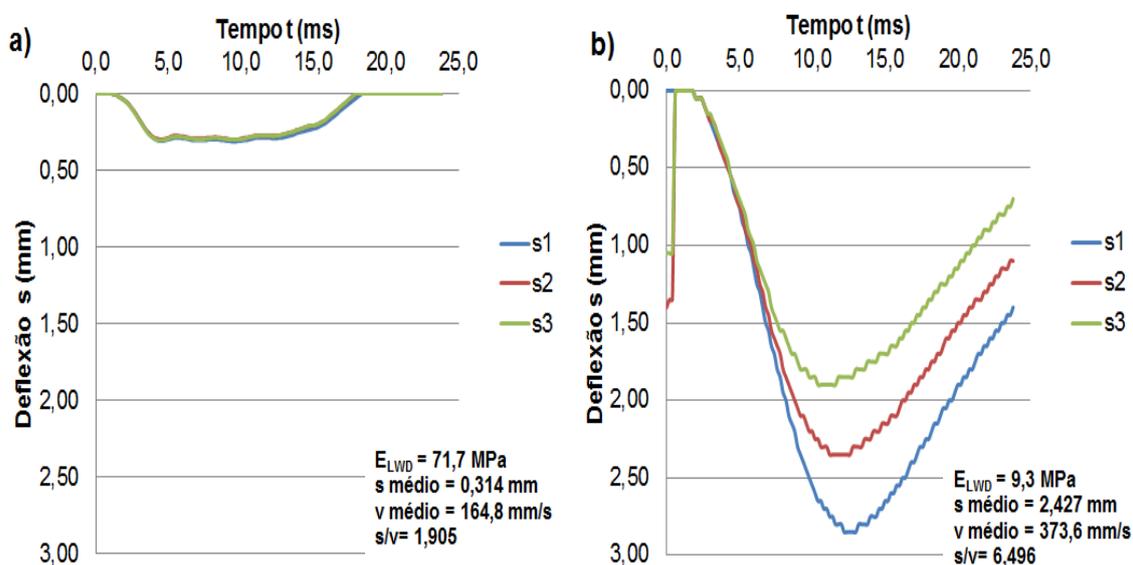


Outra análise pode ser feita através das curvas de deflexões individuais para cada ensaio, pois o ideal é que as 3 curvas individuais sejam sobrepostas, ou seja, uma única curva de deflexão seja composta pelas 3 curvas individuais. Pelos resultados obtidos para o solo no estado natural, observou-se a sobreposição das curvas s_1 e s_2 , assim como a proximidade com a curva s_3 (Figura 68a). Solos pouco resistentes demonstram as três curvas individuais mais distantes umas das outras. Esta situação foi bem destacada nos resultados com o LWD para o solo no estado inundado, em que o afastamento entre as três curvas individuais foi considerável (Figura 68b). Portanto, através da análise das curvas de deflexões, foi possível perceber o comportamento típico dos solos colapsíveis. Estes solos apresentam uma certa resistência quando estão no seu estado natural, devido às forças capilares que são responsáveis pelo efeito da sucção. Porém, quando submetidos a inundação e

aplicação de carga, ocorre a quebra dessas forças e sofrem uma redução do seu volume.

A Figura 68 resume os três parâmetros fornecidos pelo LWD que foram analisados conforme as particularidades do ensaio de campo. Em primeiro lugar, o valor do módulo de elasticidade (E_{VD} ou E_{LWD}) determinado no solo natural foi 670,96%, maior do que o valor encontrado para o solo inundado. Em segundo lugar, a performance das curvas de deflexões permite identificar a perda de resistência do solo quando submetido a inundação e aplicação de carga, sendo possível ver o distanciamento das 3 curvas; assim como quantifica os deslocamentos sofridos para cada impacto. Por fim, o aumento do grau de compactabilidade do solo natural para o solo inundado foi de 706,7%.

Figura 68 - Análise através das curvas de deflexões individuais para o solo no estado natural (Área A) e inundado (Área C) - ensaio realizado com peso de 10 kgf: a) ponto 6 da área A, b) ponto 5 da Área C.



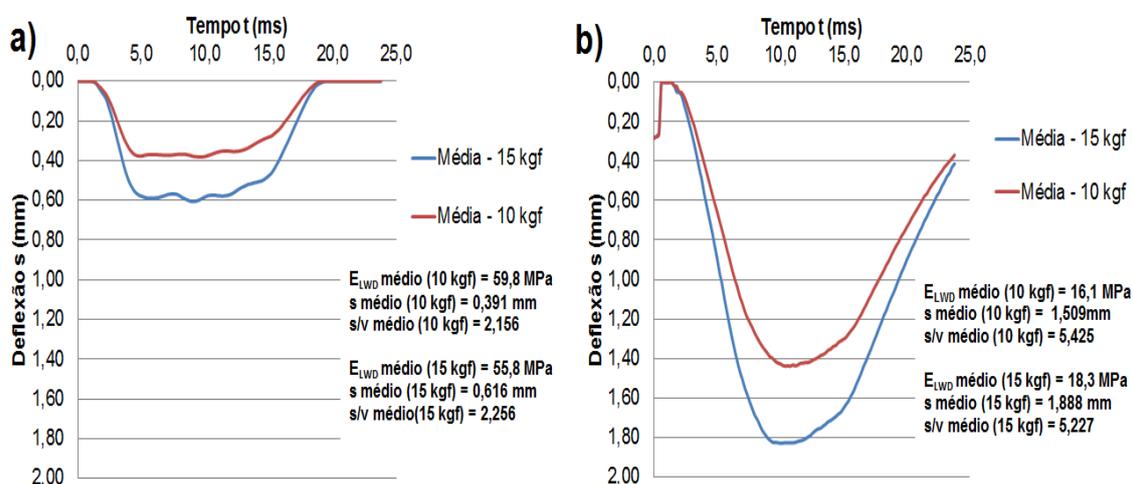
Importante destacar que o ensaio com o LWD na área A foi realizado a 0,30 m de profundidade, enquanto que na área C foi a 0,05 m de profundidade, ou seja, diferentes resistências para cada área de estudo, pois o solo no estado natural apresenta resistência diferente em relação à profundidade. Foi visto anteriormente, através do ensaio com o DPL, que sua resistência cresce com a

profundidade. Portanto, para um ensaio realizado no mesmo nível de profundidade, a diferença de valores na comparação do solo no estado natural e inundado serão maiores do que os apresentados anteriormente.

4.4.2 Avaliação do módulo de elasticidade do solo na umidade natural e inundado previamente com a aplicação de duas energias

Nas áreas A (natural) e C (inundado) foram realizados ensaios com o LWD para os pesos de 10 e 15 kgf. Primeiro, utilizou-se o peso de 10 kgf e, em seguida, realizou-se o ensaio no mesmo local com o peso de 15 kgf. Os resultados demonstraram uma pequena variação nos valores do módulo de elasticidade. No solo natural, observou-se uma diminuição no E_{LWD} ; enquanto que, no solo inundado, houve um aumento. Esse comportamento pode ser explicado pelo fato do solo natural apresentar certa resistência devido à sucção e baixa umidade que após a aplicação de uma maior tensão, pode ter ocasionado um maior colapso do solo visto que ocorreu a quebra dessas forças devido ao impacto (lembrando que a estrutura do solo já estava comprometida devido aos 6 impactos com o peso de 10 kgf). Percebe-se que ocorreu um aumento no deslocamento de 57,54%, enquanto que no solo inundado o aumento foi de 25,12%. O aumento das deflexões já era esperado devido ao fato ter-se aumentado a tensão (Figura 69).

Figura 69 - Análise comparativa entre os pesos de 10 e 15 kgf para o solo no estado natural e inundado: a) área A, b) área C.

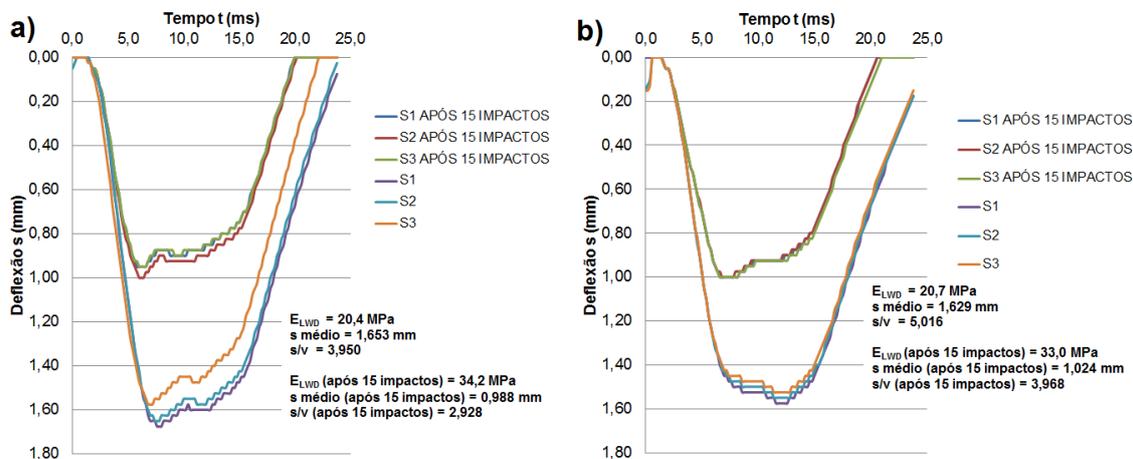


A explicação para o aumento do E_{LWD} no solo inundado se deve ao fato de que o solo sofreu grandes deslocamentos com os 6 impactos do peso de 10 kgf, ou seja, houve uma maior aproximação entre as partículas do solo. A situação de colapso associada a diminuição da rigidez do solo, provoca deformações adicionais ocasionadas pela tendência natural dos solos de buscar novo equilíbrio. Devido à maior densidade, observou-se uma diferença menor no deslocamento após os 6 impactos do peso de 15 kgf, quando comparado com o solo natural. Por fim, percebe-se que, enquanto no solo natural o grau de compactabilidade (s/v) tende a aumentar, no solo inundado tende a diminuir, tornando o solo mais denso e compacto. Nos dois casos, observa-se a tendência de aproximação do valor de s/v para 3,5 (valor empírico baseado na experiência prática que representa um solo bem compactado).

4.4.3 Análise da influência do acréscimo da energia no módulo de elasticidade

Com o objetivo de analisar o comportamento do solo após a repetição dos ensaios no mesmo local, foram executados no ponto 8 da Área B (Figura 70a) e no ponto 6 da área C (Figura 70b) quinze impactos com o peso de 15 kgf e, em seguida, realizou-se um novo ensaio. Os resultados apontaram um aumento considerável nos módulos de elasticidade, sendo um aumento de 67,64 % para o ponto 8 e de 59,42% para o ponto 6. Também observou-se a sobreposição das curvas de deflexões individuais, passando a visualizar-se uma única curva de deflexão. Este fato demonstra que o solo necessitava de compactações adicionais e que a aproximação das curvas de deflexão se deu devido à energia do ensaio que diminuiu a deformação após as sucessivas aplicações de tensão. Quanto ao grau de compactabilidade, ocorreu a passagem de uma situação que indica a necessidade de compactação adicional para uma situação mais próxima do ideal de um solo compactado, ou seja, s/v aproximando-se do valor de 3,5. O comportamento é semelhante ao descrito por Fleming et al (2009), em que os ensaios de repetibilidade resultam na compactação do solo com a energia do ensaio, diminuindo a deformação registrada ao longo das sucessivas aplicações de tensão.

Figura 70 - Análise dos resultados após 15 impactos com o peso de 15 kgf: a) ponto 8 da área B e b) ponto 6 da área C.



4.4.4 Correlações SPT e LWD

Existem modelos matemáticos que estabelecem correlações entre os valores do ensaio SPT e os valores do módulo de elasticidade, dentre eles estão as equações de DÉCOURT (1995) e TEIXEIRA e GODOY (1996) que foram utilizadas com o objetivo de calcular o N_{SPT} com base nos valores encontrados de E_{LWD} . Tendo isto em vista, os valores do módulo de elasticidade obtidos com o ensaio LWD foram substituídos nas equações citadas, chegando a um valor de N que será chamado de N_c (calculado).

No Residencial Nova Petrolina, foram realizados 12 Sondagens de Reconhecimento com determinação do N_{SPT} . Esses dados foram fornecidos pela empresa construtora do conjunto habitacional, conforme relatado por TORRES (2014). Com base neles, foram tomados os valores de N_{SPT} até a profundidade de 0,40 m, visto que o alcance da bacia de deflexão do LWD chega a exatamente 0,40 m de profundidade. Portanto, os valores do módulo de elasticidade da Área A foram utilizados para cálculo do N, já que os ensaios com o LWD nesta área foram realizados a uma profundidade de 0,30 m, permitindo uma boa representação da deflexão devido à proximidade das profundidades (diferença de 10 cm). Esta área pode ser considerada mais significativa e menos passível de erro do que a área B, pois nesta foi realizada

a uma profundidade de 5 cm, gerando uma deflexão medida a 35 cm do ponto central seria muito reduzido e, por isso, pouco significativa e passível de erro. Os resultados do cálculo do N através do modelo matemático proposto por DÉCOURT (eq. 15) estão representados na Tabela 23 .

Tabela 23 - Cálculo de N através dos resultados LWD pela equação de DÉCOURT (1995).

Área	Peso	Valores	E_{LWD} [MPa]	Nc calculado	Nm medido (0,40 m)
A	10 kgf	Mínimo	46,3	13,2	13,3
		Médio	59,3	16,9	20,0
		Máximo	79,2	22,6	23,3
A	15 kgf	Mínimo	46,4	13,3	13,3
		Médio	55,8	15,9	20,0
		Máximo	71,5	20,4	23,3

Na análise dos resultados com o LWD e o SPT foram utilizados os valores de mínimo, médio e máximo para os 08 resultados obtidos com o LWD e para os 12 resultados obtidos com o SPT.

Procedimento semelhante ao proposto acima foi adotado para a equação de TEIXEIRA e GODOY (1996). Os cálculos dos valores de N foram obtidos através da equação 20, assim como foi consultada a Tabela 12 para definir as variáveis utilizadas na equação. Para o caso em análise, foram tomados os valores de j e w para o solo SM. Os resultados do cálculo do N através do modelo matemático estão representados na Tabela 24.

Tabela 24 - Cálculo de N através dos resultados LWD pela equação de TEIXEIRA e GODOY (1996).

Área	Peso	Valores	E_{LWD} [MPa]	Nc calculado	Nm medido (0,40 m)
A	10 kgf	Mínimo	46,3	22,0	13,3
		Médio	59,3	28,2	20,0
		Máximo	79,2	37,7	23,3
A	15 kgf	Mínimo	46,4	22,1	13,3
		Médio	55,8	26,6	20,0
		Máximo	71,5	34,0	23,3

De acordo com os resultados apresentados, tanto a equação de DÉCOURT (1995), quanto a equação de TEIXEIRA e GODOY (1996), resultaram em uma boa correlação para o cálculo de N (Figura 71 e Figura 72). As duas equações apresentaram coeficiente de determinação $R^2 = 0,8642$ (86,42%) e coeficiente de correlação $R = 0,9296$ (92,96%). Além disso, foi verificado que os valores de N_c calculado através da equação de DÉCOURT (1995) apresentaram resultados próximos do N_m medido, apresentando um coeficiente de variação de 0,56 a 11,72% (peso de 10 kgf) e 0,37 a 15,93% (peso de 15 kgf). Já os valores de N_c calculado através da equação de TEIXEIRA e GODOY (1996) apresentaram um coeficiente de variação de 24,13 a 34,83% (peso de 10 kgf) e 19,98 a 35,01% (peso de 15 kgf). Portanto, a utilização da equação de DÉCOURT (1995) para obter o valor de N com base nos valores do módulo de elasticidade - E_{LWD} (obtidos com o TERRATEST 4000 USB) demonstrou uma boa confiabilidade devido a sua proximidade com os valores de N_{SPT} obtidos no ensaio de sondagem à percussão.

Figura 71 - Correlação de N_{LWD} x N_{SPT} com dados obtidos pela equação de DÉCOURT (1995).

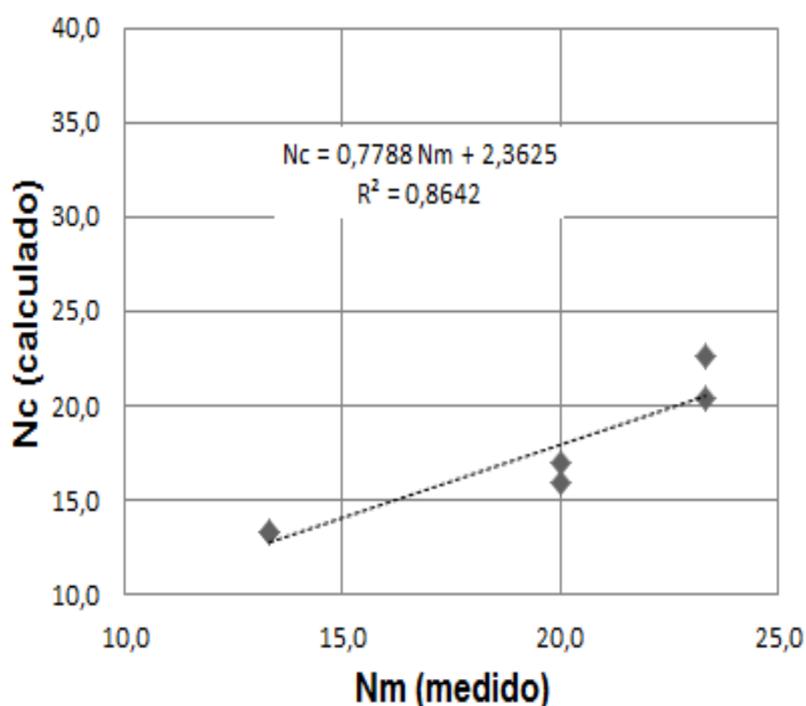
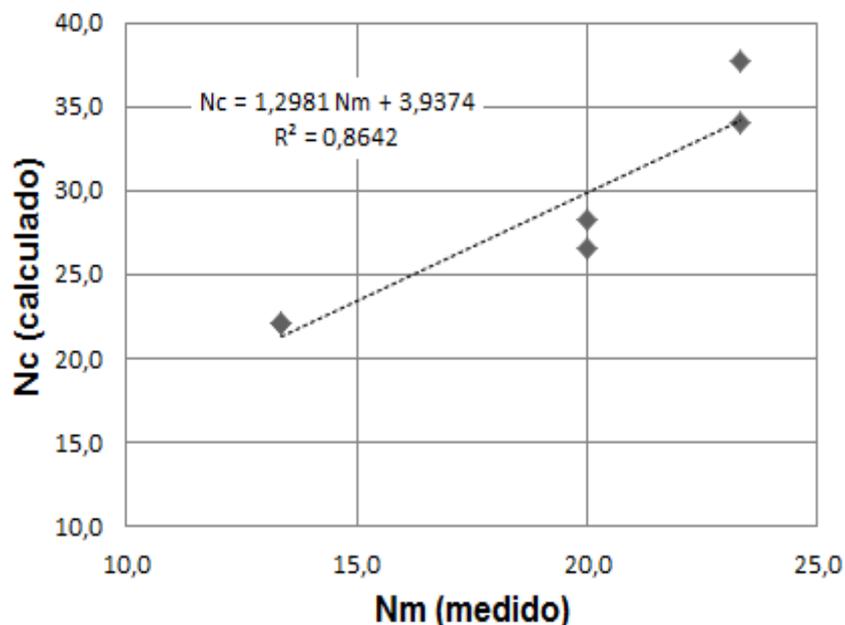


Figura 72 - Correlação de N_{LWD} x N_{SPT} para solos SM, com dados obtidos pela equação de TEIXEIRA e GODOY (1996).



O procedimento adotado nesta correlação foi baseado em COSTA (2015), a autora chegou à conclusão de que há uma boa correlação entre o módulo de elasticidade obtido com o LWD e o índice de resistência a penetração calculado através das equações de DÉCOURT (1995) e TEIXEIRA e GODOY (1996), resultando em um coeficiente de determinação (R^2) maior que 0,70. Também destaca que a equação de DÉCOURT (1995) possui melhores correlações para o cálculo do N, pois neste caso a correlação entre os valores do N calculado e do N medido apresentou um coeficiente de determinação no valor de $R^2 = 0,7646$ (76,46%) e um coeficiente de correlação no valor de $R = 0,8744$ (87,44%). Enquanto que pela equação de TEIXEIRA e GODOY (1996) o coeficiente de determinação foi de $R^2 = 0,7114$ (71,14%) e o coeficiente de correlação foi de $R = 0,8434$ (84,34%).

Portanto, os resultados encontrados são similares aos de COSTA (2015), ou seja, há uma boa correlação entre o módulo de elasticidade obtido com o LWD e o índice de resistência a penetração calculado através das equações. Lembrando que os módulos de elasticidade contidos nas equações utilizadas não foram obtidos com ensaio dinâmico em placa com o LWD.

4.4.5 Correlação LWD e DPL

Os resultados obtidos permitiram estabelecer as seguintes correlações (Tabela 25 e Tabela 26) entre os parâmetros de deformabilidade e de resistência de ponta do solo:

1. leitura da deflexão do LWD ($s \times 10^{-1}$ em mm) versus Leitura do Cone (I_{DPL} em mm/golpe) obtidos na Área A (peso de 10 kgf), Área B (peso de 15 kgf) e Área C (peso de 10 kgf);

Os valores das deflexões (s) foram multiplicados por 10 para que os resultados não fossem muito pequenos, o que dificultaria a colocação nos gráficos.

Tabela 25 – Correlações entre deflexão e resistência de ponta.

Área	Equação	Coef. De Determinação (R^2)	
A	$s = 3,5912 I_{DPL} - 21,761$	$R^2 = 0,90$	(26)
B	$s = 0,7246 I_{DPL} + 1,1569$	$R^2 = 0,62$	(27)
C	$s = 0,1385 I_{DPL} + 7,1116$	$R^2 = 0,87$	(28)

2. módulo de Elasticidade E (MPa) a partir da leitura do LWD versus Leitura do Cone (I_{DPL} em mm/golpe) obtidos na Área A (peso de 10 kgf), Área B (peso de 15 kgf) e Área C (peso de 10 kgf);

Tabela 26 – Correlações entre módulo de elasticidade e resistência de ponta.

Área	Equação	Coef. De Determinação (R^2)	
A	$E_{LWD} = -5,6613 I_{DPL} + 154,43$	$R^2 = 0,86$	(29)
B	$E_{LWD} = -1,3387 I_{DPL} + 48,149$	$R^2 = 0,72$	(30)
C	$E_{LWD} = -0,1367 I_{DPL} + 23,392$	$R^2 = 0,73$	(31)

Na sequência, apresentam-se na Figura 73, Figura 74 e Figura 75 as correlações obtidas e mencionadas anteriormente. Analisando os resultados, é possível observar que quando a deflexão é baixa, o índice de penetração é baixo, demonstrando maior rigidez do solo. Isto acontece, pois quanto menor

for o índice de penetração, maior será a resistência do solo avaliado. Na correlação com o módulo de elasticidade, verifica-se que quando o índice de penetração é baixo, o módulo de elasticidade é alto, ou seja, solo mais resistente. Portanto, percebe-se que tanto na correlação entre $s \times I_{DPL}$ quanto na $E_{LWD} \times I_{DPL}$, os resultados demonstraram uma tendência já esperada. Além disso, apesar da natureza das propriedades mensuradas serem diferentes - uma resposta de deformabilidade (LWD) e a outra de ruptura por cisalhamento (DPL), os resultados demonstraram uma boa correlação, especialmente na Área A. Portanto, os resultados obtidos para $s \times I_{DPL}$ apresentaram uma boa correlação positiva (R próximo de 1), enquanto que $E_{LWD} \times I_{DPL}$ apresentaram uma boa correlação negativa (R próximo de -1).

Figura 73 - Resultado da correlação LWD x DPL – Área A (peso de 10kgf): a) Deflexão (LWD) x índice de penetração (DPL) e b) Módulo de Elasticidade (LWD) x índice de penetração (DPL).

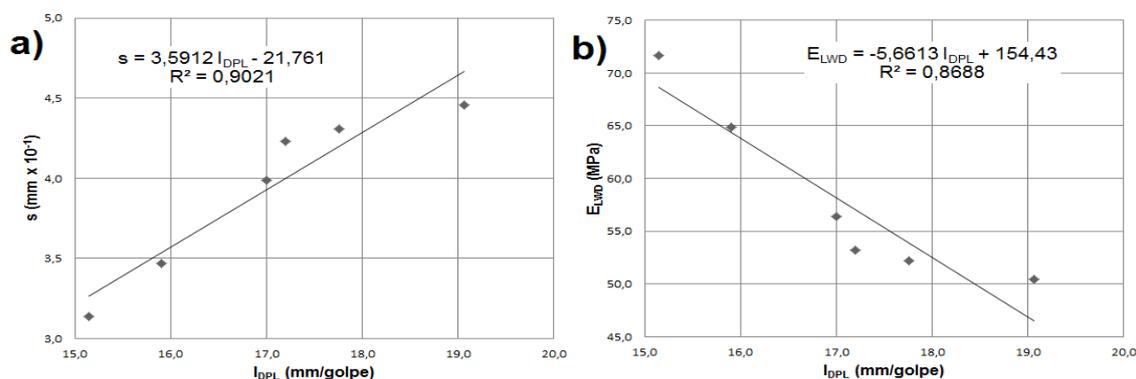


Figura 74 - Resultado da correlação LWD x DPL – Área B (peso de 15 kgf): a) Deflexão (LWD) x índice de penetração (DPL) e b) Módulo de Elasticidade (LWD) x índice de penetração (DPL).

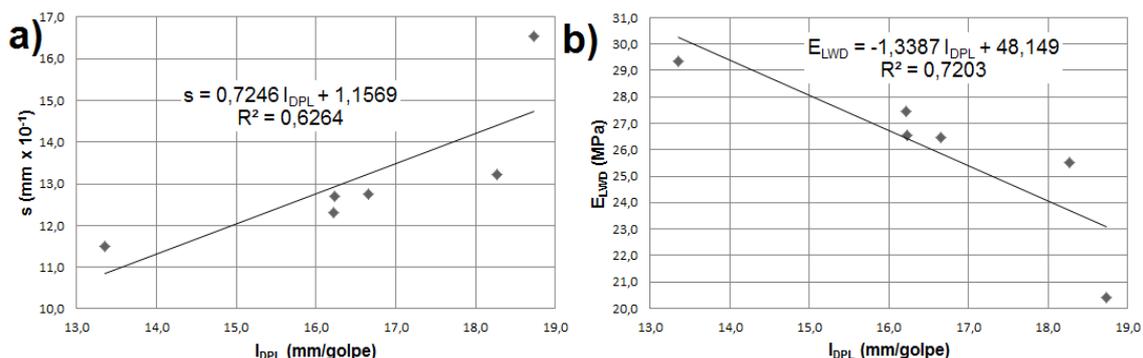
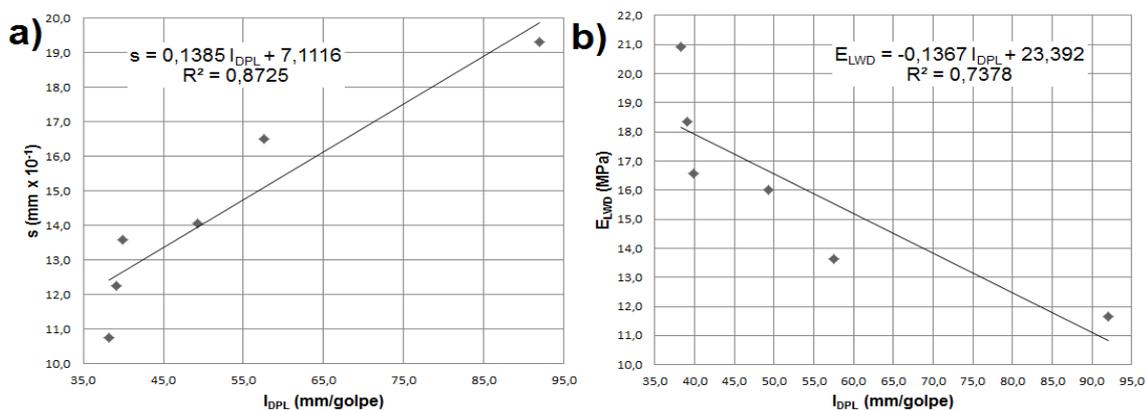


Figura 75 - Resultado da correlação LWD x DPL – Área C (peso de 10 kgf): a) Deflexão (LWD) x índice de penetração (DPL) e b) Módulo de Elasticidade (LWD) x índice de penetração (DPL).



4.4.6 Análise estatística dos resultados obtida através do programa TERRATEST 2.0

A elaboração da análise estatística dos resultados para todas as áreas está demonstrada no Apêndice II. Também foi apresentado no apêndice um exemplo de um relatório individual gerado pelo programa. A Tabela 27 apresenta o resumo da análise estatística. O coeficiente de variação ficou entre 14 e 27%, enquanto o desvio padrão variou de 3 a 11,5 MPa.

Tabela 27 - Resumo da análise estatística.

Área	Peso (kgf)	Média (MPa)	Des. Padrão (MPa)	Coef. de Variação (%)
Área A	10 kgf	59,28	11,49	19,38%
	15 kgf	55,82	8,30	14,87%
Área B	15 kgf	25,75	3,60	14,00%
Área C	10 kgf	16,11	4,50	27,93%
	15 kgf	18,31	3,06	16,72%

O número de qualidade Q (E_{LWD}) e o critério de qualidade ($Q > 0,88$) não foram contemplados no resumo da análise, pois fogem ao objeto de estudo. Esses fatores são utilizados para identificar se o teste está dentro dos parâmetros aceitáveis de compactação em comparação com o que o profissional tiver especificado.

Portanto, o relatório gerado pelo programa é uma forma prática de apresentar todos os resultados encontrados durante os ensaios de campo de maneira sucinta, permitindo uma análise dos dados conforme os critérios desejados.

4.4.7 Expressão e critério de identificação de solo colapsível com base no LWD

Com o objetivo de criar um coeficiente para possibilitar a identificação de solos colapsíveis utilizando os dados do solo de Petrolina, estabeleceu-se a seguinte expressão:

$$K_{LWD} = \frac{Eq}{Ew} \quad (32)$$

Onde:

K_{LWD} = coeficiente de colapso obtido com LWD;

Eq = módulo de elasticidade do LWD no solo natural, em MPa;

Ew = módulo de elasticidade do LWD no solo inundado, em MPa.

Esta expressão é baseada em resultados de ensaios com o LWD realizados no solo na condição natural e inundada, e através do coeficiente de colapso permitiu-se estabelecer um critério de identificação de solos colapsíveis que pode ser útil.

O coeficiente K_{LWD} foi obtido através dos resultados encontrados na Área A (natural) e na Área C (inundado), utilizando o peso de 10 kgf e 15 kgf, ou seja, 16 coeficientes de colapso foram determinados, Tabela 29.

Utilizando os resultados dos coeficientes K_{LWD} , classificou o solo de Petrolina em três níveis de suscetibilidade ao colapso, sendo alto, médio e baixo para cada faixa de valores. Para estabelecer as faixas de valores representadas por cada nível de suscetibilidade, realizou-se a média dos 8 menores valores de K_{LWD} e dos 8 maiores. Portanto, a faixa de valores de K_{LWD} e seus níveis de suscetibilidade estão apresentados na Tabela 28

Tabela 28 – Identificação de solos colapsíveis através do ensaio com LWD para o município de Petrolina.

Faixa de valores de K_{LWD}^*	Nível de Suscetibilidade ao colapso
$K_{LWD} < 2,78$	Baixo
$2,78 < K_{LWD} < 4,20$	Médio
$K_{LWD} > 4,20$	Alto

*Valores obtidos em região de alta suscetibilidade ao colapso com base na carta elaborada por SILVA (2003).

Tabela 29 – Valores de k_{LWD} .

Ponto	Área A (natural) e C (inundado)	Área A (natural) e C (inundado)
	10 kgf k_{LWD}	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

4.4.8 Identificação das variáveis principais influentes no módulo de elasticidade

Baseado no círculo de correlação (Figura 76) e no mapa bidimensional de observação das variáveis (Figura 77), é possível resumir o comportamento do solo colapsível para as 3 áreas de estudo. Grande parte dos resultados obtidos com o LWD para o solo natural está localizada na parte esquerda do mapa, ou seja, região caracterizada por pontos com maiores valores de módulo de elasticidade. Por outro lado, no solo inundado os resultados estão agrupados na parte direita do mapa, ou seja, região caracterizada por pontos com maiores valores de deflexão e s/v , consequentemente apresentam baixos valores de módulo de elasticidade.

Na Tabela 30 está ilustrada uma das tabelas gerada pelo programa. Através da matriz de correlação (Tabela 31), é possível ver a forte correlação negativa entre módulo de elasticidade e os outros parâmetros. O programa XLSTAT gera um relatório estatístico dos dados, contemplando várias tabelas e gráficos que são utilizados para identificar as características extraídas de cada dado. O Apêndice III mostra o relatório completo das áreas de estudo.

Tabela 30 – Estatísticas descritivas gerada pelo XLSTAT.

Variável	Observações	Obs. com dados faltantes	Obs. sem dados faltantes	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão
E_{LWD} (MN/m ²)	40	0	40	9,271	79,225	35,056	20,036
s médio (mm)	40	0	40	0,284	2,427	1,148	0,625
v médio (m/s)	40	0	40	0,152	0,431	0,295	0,081
s/v (ms)	40	0	40	1,872	6,496	3,702	1,492

Tabela 31 – Matriz de correlação gerada pelo XLSTAT.

Variáveis	E_{LWD} (MN/m ²)	s médio (mm)	v médio (m/s)	s/v (ms)
E_{LWD} (MN/m ²)	1	-0,901042758	-0,683130823	-0,904
s médio (mm)	-0,901042758	1	0,791872566	0,899
v médio (m/s)	-0,683130823	0,791872566	1	0,482
s/v (ms)	-0,90362986	0,899012566	0,481909851	1,000

Figura 76 - Círculo de correlação.

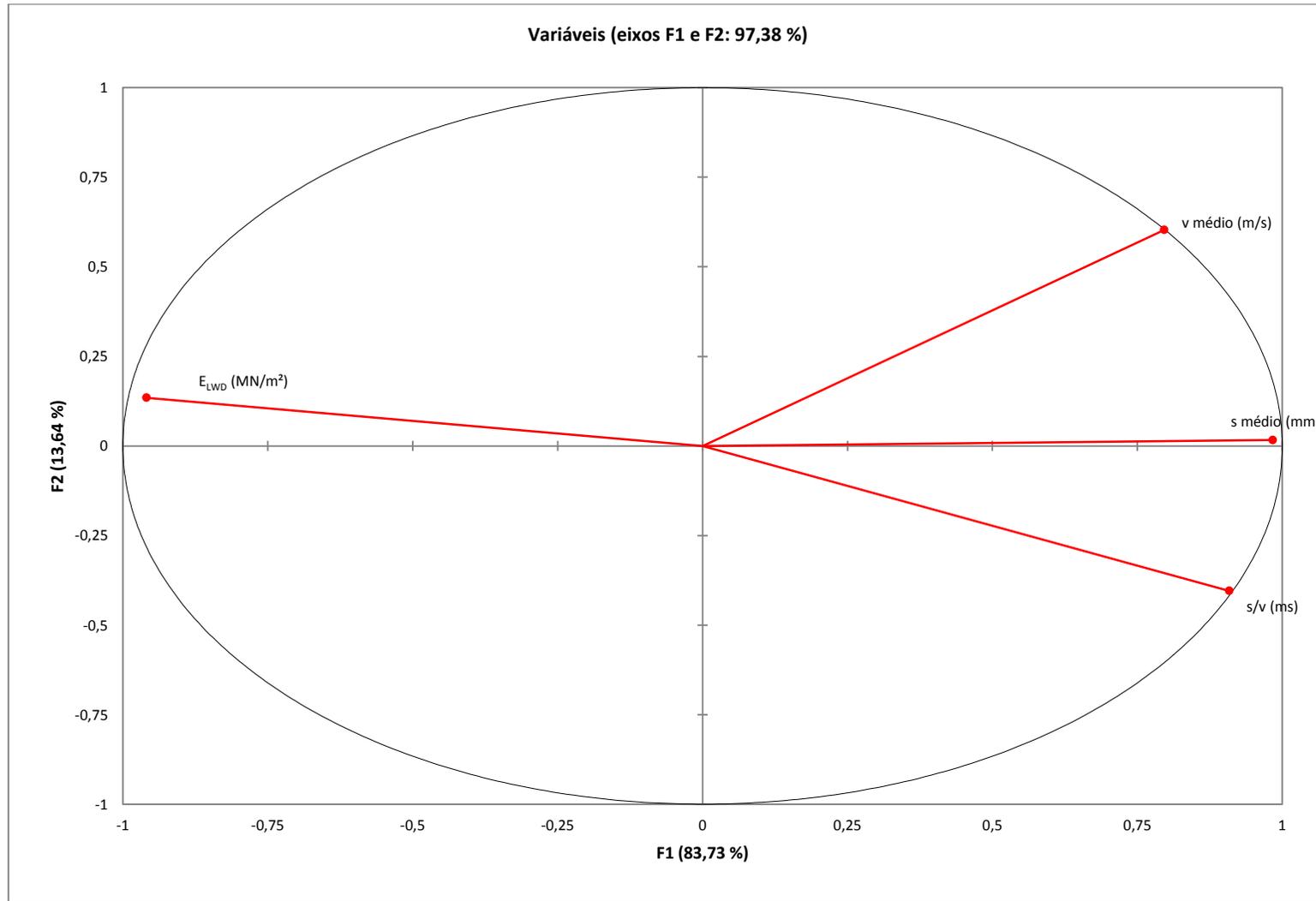
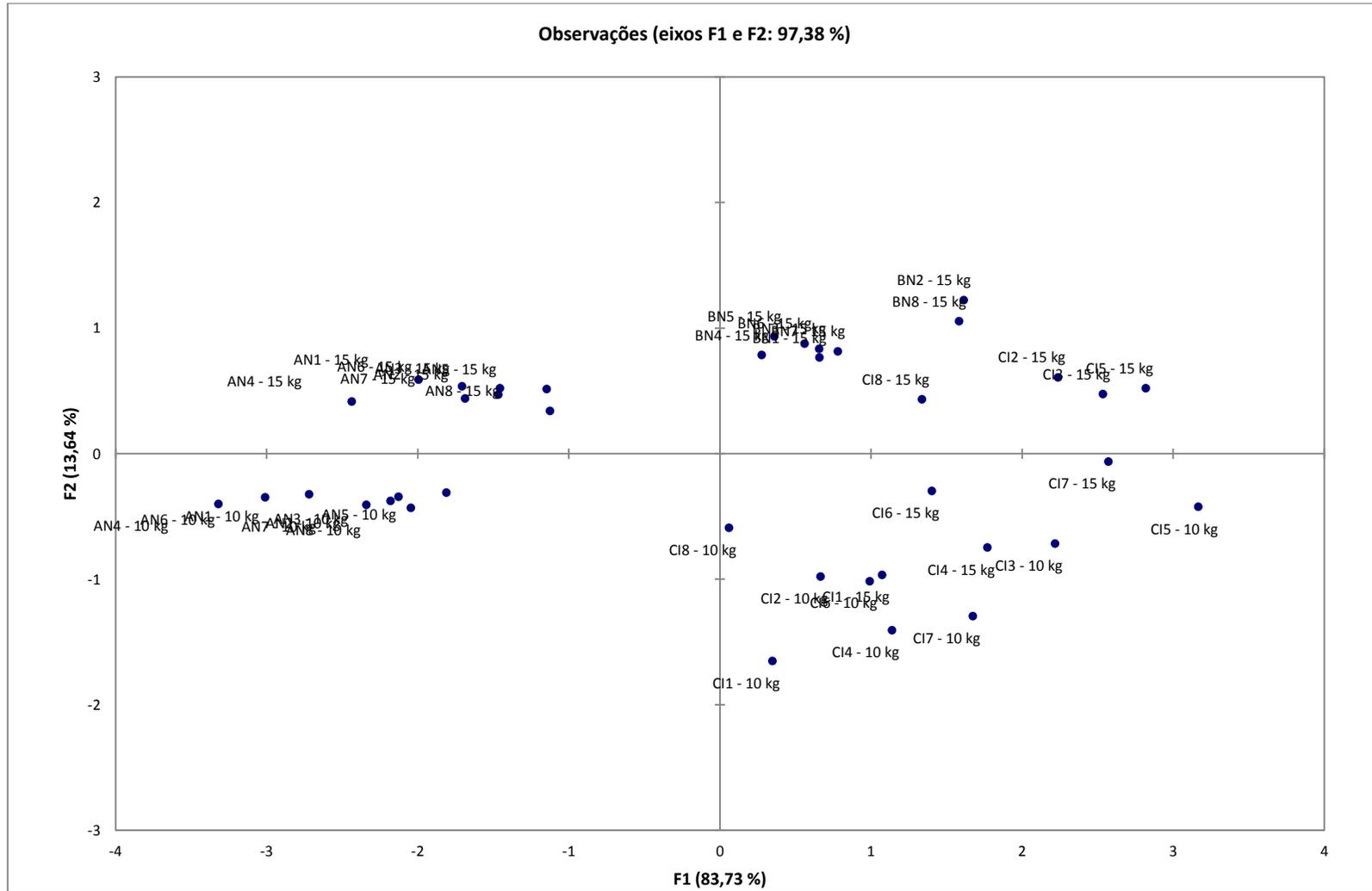


Figura 77 - Mapa bidimensional de observação das variáveis.



CAPÍTULO V

5. CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA NOVAS PESQUISAS

Foram apresentados aplicações de quatro equipamentos em solo colapsível, cabendo o destaque para o LWD – Light Weight Deflectometer. Portanto, neste capítulo serão apresentadas as principais conclusões retiradas da dissertação e fornecidas sugestões para futuras pesquisas.

5.1 Principais conclusões

O solo colapsível ensaiado de Petrolina é essencialmente arenoso e com pequena parcela de argila. O peso específico natural do solo varia de 15,85 a 17,48 KN/m³, a umidade natural é em torno de 0,80% e grau de saturação 2,60%.

Na avaliação da resistência de ponta obtidas com o DPL, o valor na umidade natural cresce com a profundidade, chegando a um valor médio de 12,85 MPa para a profundidade de 1,20 m. Por outro lado, para o solo inundado a resistência de ponta varia em torno de 0,70 até 2 MPa. Quanto ao penetrômetro estático, para o solo natural os valores da resistência de ponta apresentaram valores de 1,43 MPa para a profundidade de 0,13 m, em relação ao solo inundado previamente, a resistência de ponta variou de 0,31 a 1,43 MPa para a profundidade de 0,05 a 0,13 m, respectivamente.

Na avaliação da colapsibilidade do solo através do ensaio de placa com o Expansocolapsômetro, foi verificado que compressibilidade do solo previamente inundado é maior do que no solo na umidade natural, apresentando compressibilidade de 6 e 8 vezes maior para as tensões de 160 kPa e 320 kPa, respectivamente. A razão entre a tensão na ruptura no solo na umidade natural e inundado previamente é de 1,58. A redução na tensão de ruptura devido à inundação foi de 36%.

O colapso ocorre rapidamente e estabiliza-se a 30 minutos do início do processo. Os potenciais de colapso foram superiores (1,7 vezes) aos obtidos por TORRES (2014) para as tensões de 80 kPa e 320 kPa, resultando nos valores de 5,07% e 7,74%, respectivamente.

Os resultados obtidos com o LWD demonstraram que o aumento da umidade associada à aplicação da carga dinâmica causa uma redução de sua rigidez, ocorrendo uma diminuição do módulo de elasticidade e , conseqüentemente, um aumento da deflexão. Em relação ao critério de identificação, o solo de Petrolina apresenta suscetibilidade ao colapso: alto para $K_{LWD} > 4,20$, baixo para $K_{LWD} < 2,78$ e médio para K_{LWD} entre 2,78 e 4,20.

Pela correlação entre o módulo de elasticidade obtido com o LWD e o índice de resistência a penetração dinâmica calculado através das equações de DÉCOURT (1995) e TEIXEIRA e GODOY (1996), chegou-se à conclusão que há uma boa correlação, resultando nas seguintes equações e fator de correlação: $N_c = 0,7788 N_m + 2,3625$; $r = 0,927$ e $N_c = 1,2981 N_m + 3,9374$; $r = 0,927$, respectivamente. Destacando uma melhor confiabilidade nos resultados quando é utilizada a equação de DÉCOURT (1995) devido à aproximação dos valores entre o N calculado e o N medido. Cabe ressaltar que os módulos de elasticidade contidos nas equações de DÉCOURT (1995) e TEIXEIRA e GODOY (1996) não foram obtidos com ensaio dinâmico em placa com o LWD.

A aplicação do LWD em solos colapsíveis superficiais demonstrou ser uma técnica promissora na avaliação da perda de rigidez do solo devido à inundação, assim como destaca-se sua praticidade na execução e obtenção de resultados imediatos sem necessidade de cálculos posteriores.

5.2 Propostas para novas pesquisas

- Para solos colapsíveis realizar ensaio com o LWD considerando os 3 primeiros impactos no local de teste;

- Execução de uma bateria de ensaios com o Expansocolapsômetro para permitir uma correlação com o LWD, pois, devido ao pequeno número de ensaios obtidos neste trabalho, não foi possível realizar uma correlação entre os resultados dos equipamentos;
- Obter resultados com LWD para profundidades superiores a 0,30 m;
- Realizar ensaios com o LWD em áreas de baixa, média e alta suscetibilidade ao colapso (baseado nas cartas elaboradas por SILVA, 2003) e obter um coeficiente que permita a identificação para cada nível;

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ABU-FARSAKH, M. Y. et al. **Assessment of “in situ” Test Technology for Construction Control of base Courses and Embankments.** Louisiana Department of Transportation and Development, Louisiana Transportation Research Center, Baton Rouge, LA., 2004

ADDINSOLFT. **XLSTAT statistical analysis software. Version 2010.** Disponível em: www.xlstat.com, 2009.

AFLITOS, A. O.; PEREIRA, J. H. F.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. ET AL. “Projeto Formoso A - Implantação de Obras Localizadas com Fundações em Solos Colapsíveis”. **XI CBGE e IX COBRAMSEF.Salvador**, v. 2, p. 101–108, 1990.

AGNELLI, N. “**Estudo da Colapsividade do Solo de Bauru Através de Prova de Carga Diretas**”. São Carlos: Tese de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da USP, 1992.

AL-SANAD, H. A., ISMAEL, N.F. AND NAYFEH, A. J. Geotechnical Properties of Dune Sands in Kuwait. **Engineering Geology**, v. 34, n. 1, p. 45–57, 1993.

ALVES, A. **Avaliação da Capacidade de Suporte e Controle Tecnológico de Execução da Camada Final de Terraplanagem Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone.** Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D1586 - 11 Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils.** Philadelphia: Annual Book of Standard, 1984.

AMORIM, S. F. **Contribuição à cartografia geotécnica: sistema de informações geográficas dos solos expansivos e colapsíveis do Estado de Pernambuco (SIGSEC-PE).** Recife: UFPE, 2004.

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.

ARAÚJO, G. J. F. DE; SILVA, M. M. DA. Crescimento econômico no semiárido brasileiro: o caso do polo frutícola petrolina/juazeiro. **Caminhos de Geografia**, v. 14, n. 46, p. 246–264, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA/ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Fundações - Teoria e Prática - 2 ed.** São Paulo: 2 ed. Pini, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 6484. **Solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio**, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 6489. **Prova de carga direta sobre terreno de fundação**, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 7181. **Solo - Análise granulométrica**, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 6457. **Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 7250. **Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos**, 1982.

ASTM E2583. **Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer (LWD)**, 2007.

ASTM E2835. **Standard Test Method for Measuring Deflections using a Portable Impulse Plate Load Test Device**, 2011.

Balanco do Programa Minha Casa, Minha Vida em Petrolina. Disponível em: <http://www.petrolina.pe.gov.br/2010/noticia_2.php?id=3916>. Acesso em: 8 out. 2015.

BARATA, F. E. **Uma introdução ao projeto de fundações.** Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos., 1984.

BARDEN, L.; MCGOWN, A.; COLLINS, K. **“The Collapse Mechanism in Partly Saturated Soil”.** *Engineering Geology*, Vol. 7, pp.49-60. *Engineering Geology*, 1973.

BORGES, C. B. S. **Estudo comparativo entre medidas de deflexão com viga benkelman e fwd em pavimentos da malha rodoviária estadual de santa catarina.** Florianópolis: UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA, 2001.

BRANCO, F.; PEREIRA, P.; SANTOS, L. P. **Pavimentos Rodoviários.** Coimbra: Edições Almedina, 2008.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; PEREIRA, J. H. F.; GUIMARÃES, R.C., ET AL. **“Influência da Sucção nos Resultados de SPT e SPT -T em Solos Porosos Colapsíveis”.** 4º **Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Anais. Porto Alegre, RS., p.509-520.**2001

CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P. J. R. **“Comportamento de Estacas de Pequeno Porte a Tração em Solos Colapsíveis”.** 2º **Simpósio Sobre Solos Não Saturados, Recife, Vol.1, pp. 237-242.,** 1994.

CARVALHO, D.; SOUZA, A. **“Análise do Efeito do Umedecimento do Solo em Fundações Rasas e Profundas em Solos Porosos”.** XI **CBGE e IX COBRAMSEF. Salvador. Vol.2, p.109-114.,** 1990.

CARVALHO, I. S. DE. **Proposta Para Certificação Das Empresas De Sondagens À Percussão – Tipo Spt.** Cuiabá: Universidade Federal de Mato Grosso, 2012.

CHEN, D. et al. A Correlation Between Dynamic Cone Penetrometer Values and Pavement Layer Moduli. **Geotechnical Testing Journal**, 2005.

CINTRA, J. C. . **Fundações em Solos Colapsíveis**. São Carlos: Editora. Rima, 1998.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Projeto de fundações em solos colapsíveis**. São Carlos: EESC - USP, 2009.

CLAUS, R. P. **Uma proposta para se avaliar o grau de compactação e a homogeneidade da camada compactada utilizando o DPL**. Recife, Brasil: UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO, 2014.

CLEMENCE, S. P.; FINBARR, A. O. Design considerations for collapsible soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, 1981.

CONCIANI, W. **“Estudo do Colapso do Solo através de Ensaio de Placa Monitorados com Tensiômetros e Tomografia Computadorizada”**. São Carlos: Tese de Doutorado, EESC, 1997.

CONCIANI, W. **Livro Fundação Para Construção de Habitações de Interesse Social no Mato Grosso**. Cuiabá: CEFET, 2005.

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

COSTA, S. C. F. DO E. **Estudo da viabilidade do uso do cone de penetração dinâmica e do light weight deflectometer em projetos de fundações superficiais**. Campina Grande, Paraíba: UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE, 2015.

COSTA, Y. D. J.; CINTRA, J. C. A. “Aplicação da Técnica de Reflectometria no Domínio do Tempo em Provas de Carga em Placa”. **4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Anais. Porto Alegre, RS., pp.259-275.**, 2001.

COUTINHO, R. Q.; COSTA, F. Q.; SOUZA NETO, J. B. "Geotechnical Characterization and Stability Evaluation of a Slope in Residual Soil in Pernambuco, Brazil". **2nd. Pan-American**, 1997.

CPRM. **Serviço Geológico do Brasil Projeto cadastro de fontes de abastecimento por água subterrânea. Diagnóstico do município de Petrolina, estado de Pernambuco / Organizado [por] João de Castro Mascarenhas, Breno Augusto Beltrão, Luiz Carlos de Souza Junior.** Recife: CPRM/PRODEEM, 2005.

DE BEER, M. et al. A Classification System for the Strength Balance of Surfaced Flexible Pavements,. In: **Proceedings of the Eighth Quinquennial Convention of SAICE in cooperation with the 1988, Annual Transportation Convention SAICE-ATC, University of Pretoria. Pretoria, 1988.**

DE BEER, M. Use of the dynamic cone penetrometer (DCP) in the design of road structures. **Geotechnics in the African Environment, A. A. Balkema, Rotterdam, 1991.**

DÉCOURT. L. **Investigações Geotécnicas.** In: HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES. J. L., FROTA, R. G. Q., CARVALHO, C. S., NIYMA, S. (Eds). **Fundações: Teoria e Prática.** São Paulo: PINI, 1995.

DIAS, R. D. "Influência da Estrutura Pedológica na Colapsividade dos Latossolos". **II Simp. Sobre Solos Não Saturados. AMSF-UFPE/ABMS-NE. Recife. Vol. 1, pp.147-154, 1994.**

DNIT. **Manual de pavimentação.** Rio de Janeiro, Brasil: IPR - 719, 2006.

DUDLEY, J. H. "Review of Collapsing Soils". **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 96, n SM3, may, p.925-947, 1970.**

DYNATEST INC. **Dynatest 8000 FWD test system owner's manual technical description.**Starke, 1995.

FERREIRA, S.; LACERDA, W. A. Volume Change Measurements in Collapsible Soil by Laboratory and Field Test. **1 st International Conference on Unsaturated Soils. Paris, Vol.2**, p. 847–854, 1995.

FERREIRA, S. R. . **“Solos Especiais – Colapsíveis, Dispersíveis, Expansíveis”**. Relatório Final CNPQ: 156p, 1988.

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. Variação de Volume em Solos Não Saturados Colapsíveis e Expansivos. **7th CBGE**, v. 1, p. 283–296, Poços de Caldas, Minas Gerais, 1993.

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

FERREIRA, S. R. M. **Solos colapsíveis e expansivos: uma visão panorâmica no Brasil**. In: **VI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 2008, Salvador**. **VI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS**. Salvador: EDUFBA, v. 2. p. 593-619, 2008.

FERREIRA, S. R. M.; FUCALE, S. P.; LACERDA, W.A., ET AL. “Volume Change Measurements Due to Wetting in Collapsible Soils by Laboratory and Field Tests”. **Proceedings of the 3 rd International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT. Recife, Brazil. Jucá , de Campos & Marinho eds.**, v. 2, p. 577–581, set. 2002.

FERREIRA, S. R. M. E TEIXEIRA, D. C. L. “Collapsible Soil - a Pratical Case in Construction, Pernambuco, Brazil”. **Proc. XII Inter. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 1, p. 603–606, 1989.

FERRI, S. **Cr terios de aceita o e controle da qualidade da execu o de camadas de funda o de pavimentos novos através de métodos deflectométricos**. São Paulo: USP, 2013.

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.

FORTUNATO, E. M. C. **Renova o de plataformas ferroviárias : estudos relativos   capacidade de carga**. Porto: Universidade do Porto - Faculdade de Engenharia, 2005.

FORTUNATO, E.; PAIX O, A.; ANTUNES, M. L. “Emerging Trends for High-Speed Rail Track Superstructures: Ballastless Track as an alternative to the Ballasted Track”. **Eighth International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways, and Airfields (BCR2A'09), In Proceedings of the Eighth Inte**, 2009.

FORTUNATO, E.; PINELO, A.; MATOS FERNANDES, M. In situ characterization of an old railway platform with DCP. **Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, 2007.

FUCALE, S. P. **Comportamento de Varia o de Volume Devido   Inunda o em Alguns Solos Colapsíveis do Estado de Pernambuco**. Recife: Universidade Federal de Pernambuco, tese de mestrado, 2000.

FUTAI, M. M. **Análise de ensaios edométricos com suc o controlada em solos colapsíveis**. Rio de Janeiro: Disserta o de Mestrado, COPPE/UFRJ, set. 1997.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; SILVA FILHO, F.C., ET AL. “Influência da Suc o no Comportamento de Funda es Superficiais Assentes em Solos Não Saturados”. **4  Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Anais. Porto Alegre, RS.**, p. 434–450, 2001.

FUTAI, M. M.; CONCIANI, W.; SILVA FILHO, F. C. "Experimental and Theoretical Evaluation of Plate Load Test in Collapsible Soil". **Proc. Third International Conference on Unsaturated Soils. Recife, Brazil. Balkema**, v. vol. 2, p. 721–726., 2002.

GARCIA, G.; THOMPSON, M. R. **Subgrade Strength/Stiffness Evaluation, Transportation Research Laboratory, Department of Civil and Environmental Engineering**. Illinois: University of Illinois, 2003.

GEORGE, V.; RAO, N. C.; SHIVASHANKAR, R. PFWD, DCP and CBR correlations for evaluation of lateritic subgrades. **International Journal of Pavement Engineering**, v. 10, n. 3, p. 189–199, 2009.

GUR, Y. .; SHKLARSKY, E. .; LIVNEH, M. **Effect of Coarse-fraction flakiness on the strength of graded material**. Proceedings of the Third Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Anais...Haifa, Israel: Vol. 1, pp. 276-281.**, 1967

HARISON, J. A. Correlation Between California Bearing Ratio and Dynamic Cone Penetrometer Strength Measurement of soil. **Australian Road Research, Technical Note n 2**, p. 130–136, 1986.

JENNINGS, E.; KNIGHT, K. The Prediction of Total Heave From The Double Oedometers Test. **Proc. Symposium on Expansive clays 7 (9), Johannesburg**, p. 13–19, 1957.

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

KLEYN, E. G.; SAVAGE, P. F. 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**, 1982.

KONRAD, J.-M. .; LACHANCE, D. Mechanical properties of unbound aggregates from DCP and plate load tests. **Proceedings of the Fifth International Symposium on Unbound Aggregates in Road. Nottingham**, p. 225–229, 2000.

KUBLIK, C. **Ensaio de placa em solo laterítico na cidade de Santo Ângelo**. Santa Maria, RS: UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA, 2010.

LACERDA, W. A.; MAHLER, C. F.; FERREIRA, S. R. M. “Ensaio de Campo para Determinação das Propriedades de Solos Não Saturados”. **III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro**, v. 2, p. 505– 536, 1997.

LAWTON, E. C.; FRAGASZY, R. J.; HETHERINGTON, M. D. Review of Wetting-Induced Collapse in Compacted Soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 118, n. 9, p. 1376–1394, 1992.

Lista de municípios de Pernambuco por PIB – Wikipédia, a enciclopédia livre. Disponível em:

<https://pt.wikipedia.org/wiki/Lista_de_munic%C3%ADpios_de_Pernambuco_por_PIB>. Acesso em: 3 nov. 2015.

LIVNEH, M.; ISHAI, I. "The relationship between In-Situ CBR Test and Penetration Tests. **Proc. Ist. Int. Symp. on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando.**, 1988.

LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; RENÓFIO, A. “Patologia em Construções Apoiadas em Solos Colapsíveis”. **4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Anais. Porto Alegre, RS.**, p. 490–508, 2001.

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

LUKIANCHUKI, J. A. **Interpretação de resultados do ensaio spt com base em instrumentação dinâmica**. São Paulo: USP, 2012.

LUTENEGGER, A. J.; SABER, R. T. "Determination of Collapse Potential of Soils". **Geotechnical Testing Journal, ASTM, September**, v. 11, p. 173– 178, 1988.

MARIZ, D. F.; CASANOVA, F. J. "Alguns Aspectos Relevantes n o Mecanismo de Colapso de Solos do Planalto Central". **II Simp. Sobre Solos Não Saturados. AMSF-UFPE/ABMS-NE. Recife.**, v. 1, p. 129–134, mar. 1994.

MARTINS, F. B. et al. "Comportamento em Condições Edométricas de um Solo Residual de Arenito". **III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Rio de Janeiro**, v. 1, p. 121–138, 1997.

MENDES, J. T. S. **Utilização do Defletómetro de Impacto Ligeiro , do GeoGauge e do Densímetro Elétrico para o Controlo in situ da Qualidade de Materiais em Obras de Pavimentação Rodoviária.** Coimbra: instituto Superior de Engenharia de Coimbra, 2013.

MILITITSKY, J. Provas de carga estática. In: **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, 2, São Paulo. Anais.**, v. 2, p. 203 – 228, 1991.

MITCHELL, J. K. "**Fundamentals of Soil and Soil Behaviour**". **Wiley.** New York: E Sons, Inc.,pp. 422, 1976.

MITCHELL, J. K. ; GARDNER, W. S. In situ measurement of volume change characteristics, SOA paper to session IV,. **Proc. ASCE Conf, on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C.**, v. II, p. 279–346, 1975.

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**, v. 1, p. 117–122, 1994.

NAZAAL, M. D. **Field Evaluation of in situ Test technology for Qc/Qa During Construction of Pavement Layers and Embankments.** USA: Louisiana State University, 2003.

NETO, H. C. D. M. **Análise da variação de volume devido à inundação de um solo colapsível utilizado em um canal de irrigação**. Recife: UFPE, 2011.

NETO, J. B. DE S. **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação**. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2004.

NEVES, J. et al. A Utilização do Deflectómetro de Impacto Ligeiro na Previsão do Comportamento de Camadas de Fundação de Pavimentos. XIII Congresso Nacional de Geotecnia. **XIII Congresso Nacional de Geotecnia**, 2012.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **“Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos”**. São Paulo: Editora Vilibor, 1995.

PEREIRA, T. C. **Uma contribuição para a Determinação de propriedades Físicas e mecânicas de materiais Granulares compactos, com Recurso a penetrómetro dinâmico Ligeiro**. Porto, Portugal: FEUP, 2010.

Petrolina está em obras. Disponível em: <<http://g1.globo.com/pe/petrolina-regiao/noticia/2013/11/petrolina-esta-em-obras.html>>. Acesso em: 8 out. 2015.

PHIEN-WEJ, N.; PIENTONG, T.; BALASUBRAMANIAN, A. S. “Collapse and Strength Characteristics of Loess in Thailand”. **Engineering Geology, Elsevier Science, Amsterdam**, v. 32, p. 59–72, 1992.

PINTO, S. .; PREUSSLER, E. S. **Pavimentação rodoviária: Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis**. 2 edição. Rio de Janeiro/RJ: Copiarte, 2010.

PMP, A. **Economia e desenvolvimento de Petrolina conquistam notoriedade nacional**. Disponível em: <<http://www.ricardobanana.com/economia-e-desenvolvimento-de-petrolina-conquistam-notoriedade-nacional/>>. Acesso em: 8 out. 2015.

POPESCU, M. E. “A Comparison Between the Behavior of Swelling and of Collapsing Soils”. **Engineering Geology., Elsevier Science**, v. 23, p. 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.

REZNIK, Y. M. “Plate-Load Tests of Collapsible Soils”. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 119, n. 3, p. 608–615, 1993.

ROAD AND TRANSPORT RESEARCH ASSOCIATION. **Working Group for Foundation and Soils Engineering. Dynamic Plate-Load Testing with the Aid of the Light Drop-Weight Tester** Technical Test Code for Soil and Rock Mechanics in Road Constructions TP BF-StB Part B 8.3, German, 2003.

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

SANTOS, T. **Economia e desenvolvimento de Petrolina conquistam notoriedade nacional**. Disponível em: <http://www.petrobrás.com.br/2010/noticia_2.php?id=4089>. Acesso em: 3 nov. 2015.

SILVA, M. J. R. DA. **Comportamento geomecânico de solos colapsíveis e expansivos em Petrolina-PE: Cartas de Suscetibilidade**. Recife: UFPE, 2003.

SOUZA, A. et al. Shallow foundations on collapsible soil improved by compaction. In: **First International Conference on Unsaturated Soils, Paris**, v. 2, p. 1017 – 1021, 1995.

STOLF, I. et al. Incorporação de régua para medida de profundidade no projeto do penetrômetro de impacto. **XL Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola, Cuiabá - MT**, 2011.

STOLF, R. **Operação do penetrômetro de impacto modelo IAA/Planalsucar-Stolf**. Piracicaba: IAA/PLANALSUCAR.8p. (Série Penetrômetro de Impacto. Boletim n.2), 1984.

STOLF, R. **A compactação do solo e perspectivas de subsolagem em citrus**. Laranja. v.2. n.8. p. 283-308.: Cordeirópolis, 1987.

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, Campinas**, v. 15, p. 229–235, 1991.

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

STOLF, R.; FERNADES, J.; FURLANI NETO, V. L. Penetrômetro de impacto modelo IAA/Planalsucar-Stolf: recomendação para seu uso. STAB,. **Piracicaba, v.1, n.3, p.18-23, jan./fev.**((Reeditado: **Piracicaba: IAA/PLANALSUCAR., 1983. 9p. (Série Penetrômetro de Impacto. Boletim n. 1))**), 1983.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: **HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES. J. L., FROTA, R. G. Q., CARVALHO, C. S., NIYMA, S. (Eds). Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: PINI, p. 227 – 264, 1996.**

TERRATEST GMBH. **Instruction manual Light Falling Weight Deflectometer “TERRATEST 3000” with integrated GPS system and Google® Maps interface**, 2009.

TERRATEST GMBH. **Instruction Manual Light Weight Deflectometer for the dynamic plate load test**, 2013a.

TERRATEST GMBH. **Compaction Tests with the Light Weight Deflectometer**, 2013b.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. Soil Exploration. Soil mechanics in. **Engineering Practice.1 ed., Chapter 7. New York, John Willey & Sons, Inc., 1948.**

THOM, N. H.; FLEMING, P. R. Experimental and theoretical comparison of dynamic plate testing methods. **Proceedings of the Sixth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields. Anais Lisbon, Portugal**, p. 731 – 740, 2002.

TORRES, M. S. **Avaliação da colapsibilidade e da resistência de ponta de um solo de Petrolina devido à inundação.** Recife: UFPE, 2014.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of pile. **In: International Conference on Soil Mechanics and Foudations Engineering, 3., Zurich, 1953.**

VARGAS, M. “Some Engineering Properties of Residual Clay Soils Occurring in Southern Brazil”. **Proc. III Inter. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Zurich**, v. 1, p. 67–71., 1953.

VILAR, O. M.; MACHADO, S. L. “The Influence of Suction on Lateral Stress and on Collapse of a Non-Saturated”. **Soil and Pavement Mechanics. Almeida eds., Balkema, Rotterdam**, p. 309–314, 1997.

WIKIPÉDIA. **Petrolina – Wikipédia, a enciclopédia livre.** Disponível em: <<https://pt.wikipedia.org/wiki/Petrolina>>. Acesso em: 2 jul. 2015.

Apêndice I

Resultados obtidos com o LWD para as áreas A, B e C.

Figura 78 - Ensaio com o peso de 10 kgf - Área A: a) Ponto 1; b) Ponto 2; c) Ponto 3; d) Ponto 4; e) Ponto 5; f) Ponto 6.

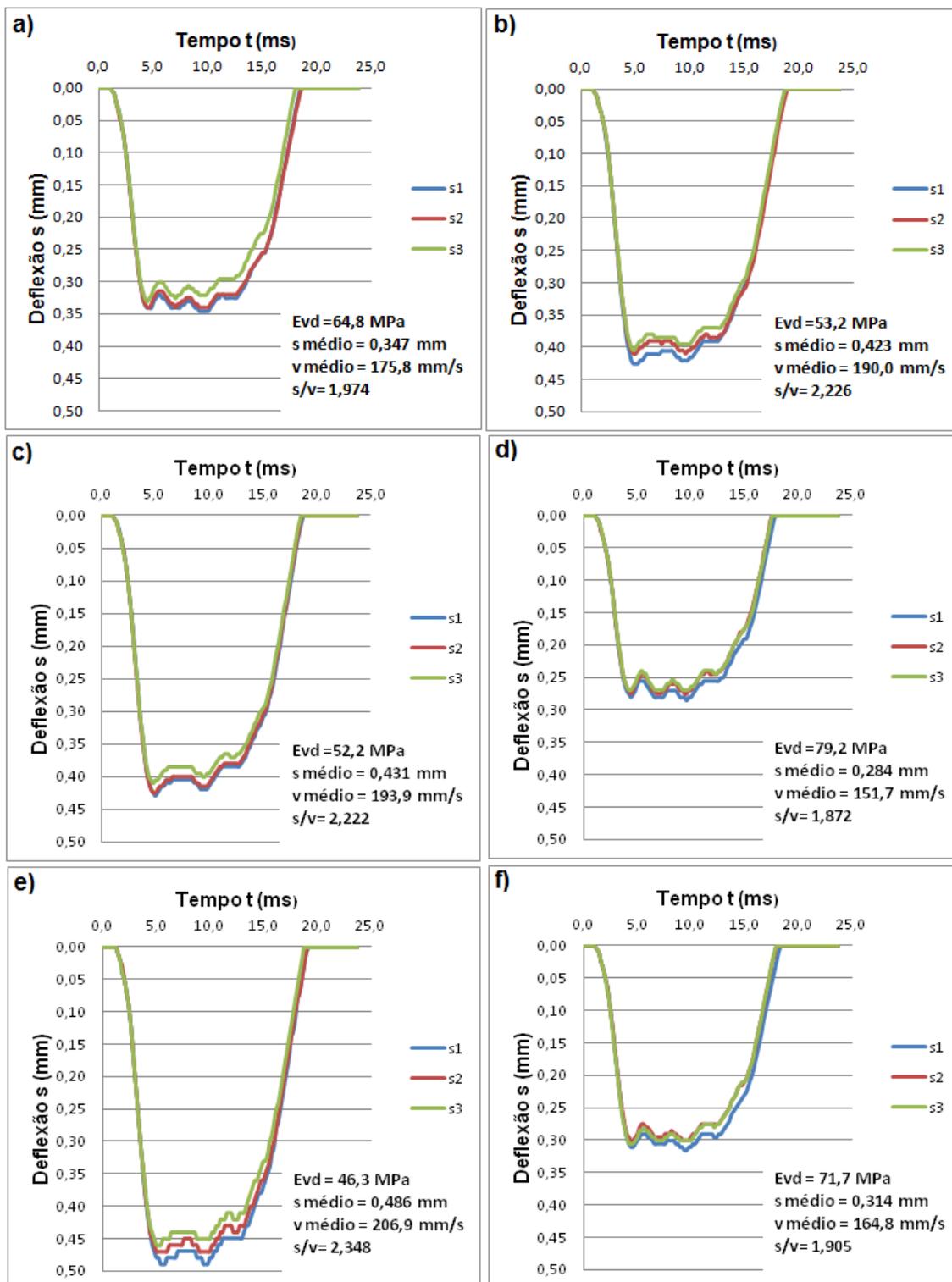


Figura 79 - Ensaio com o peso de 10 kgf - Área A: a) Ponto 7; b) Ponto 8; c) média, mínimo e máximo; d) Todos os pontos da área A.

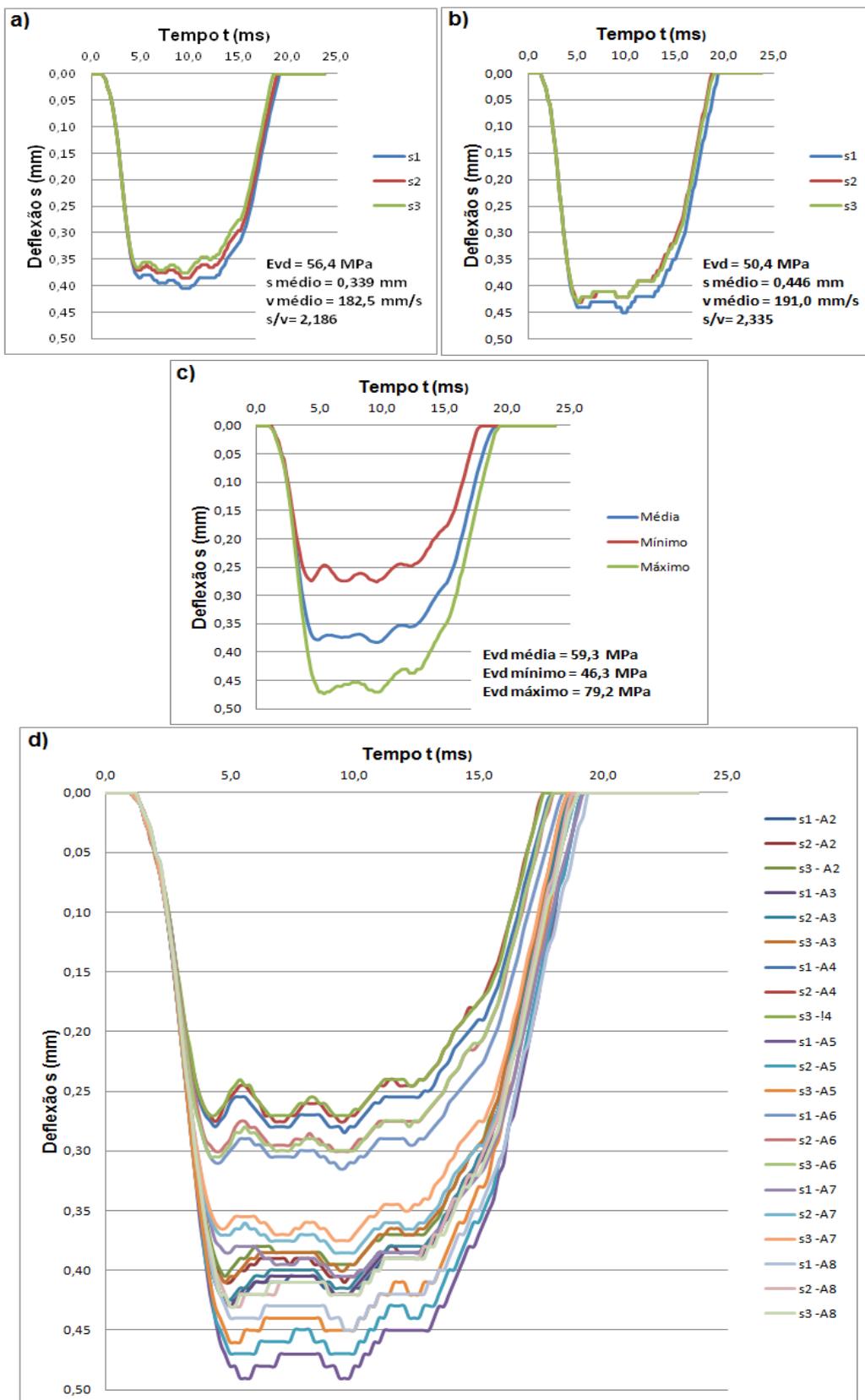


Figura 80 - Ensaio com o peso de 15 kgf - Área A: a) Ponto 1; b) Ponto 2; c) Ponto 3; d) Ponto 4; e) Ponto 5; f) Ponto 6.

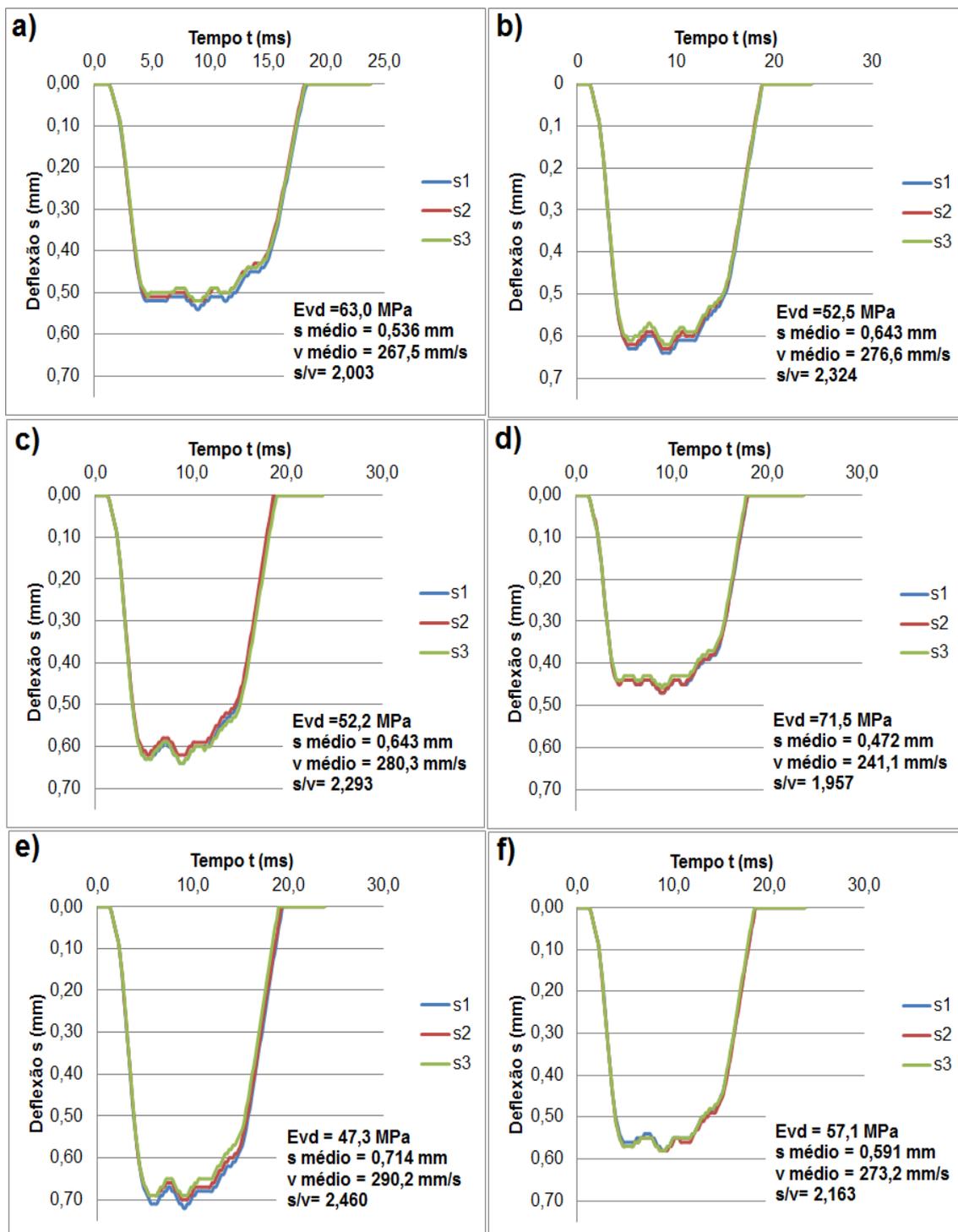


Figura 81 - Ensaio com o peso de 15 kgf - Área A: a) Ponto 7; b) Ponto 8; c) média, mínimo e máximo; d) Todos os pontos da área A.

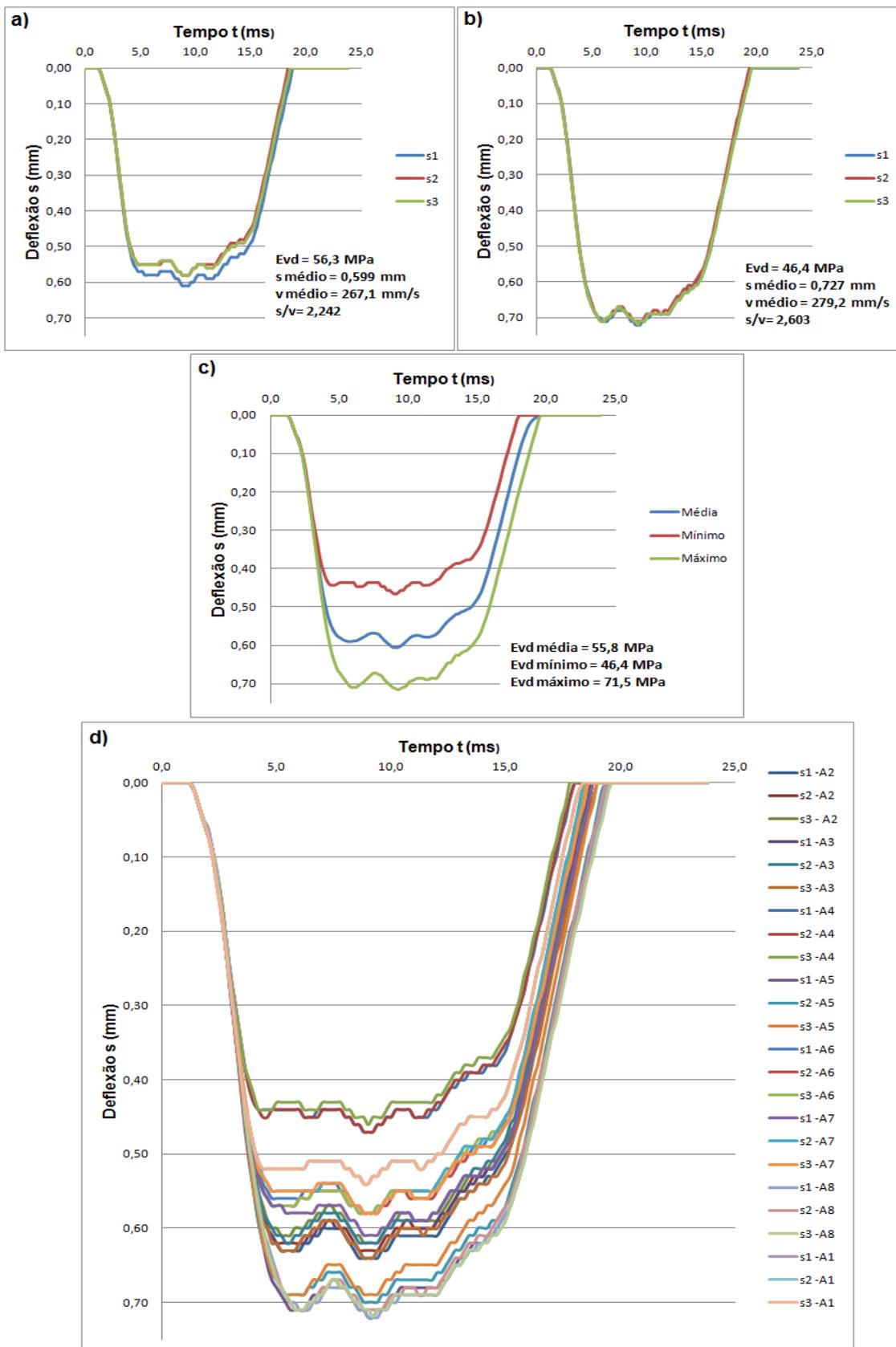


Figura 82 - Ensaio com o peso de 15 kgf - Área B: a) Ponto 1; b) Ponto 2; c) Ponto 3; d) Ponto 4; e) Ponto 5; f) Ponto 6.

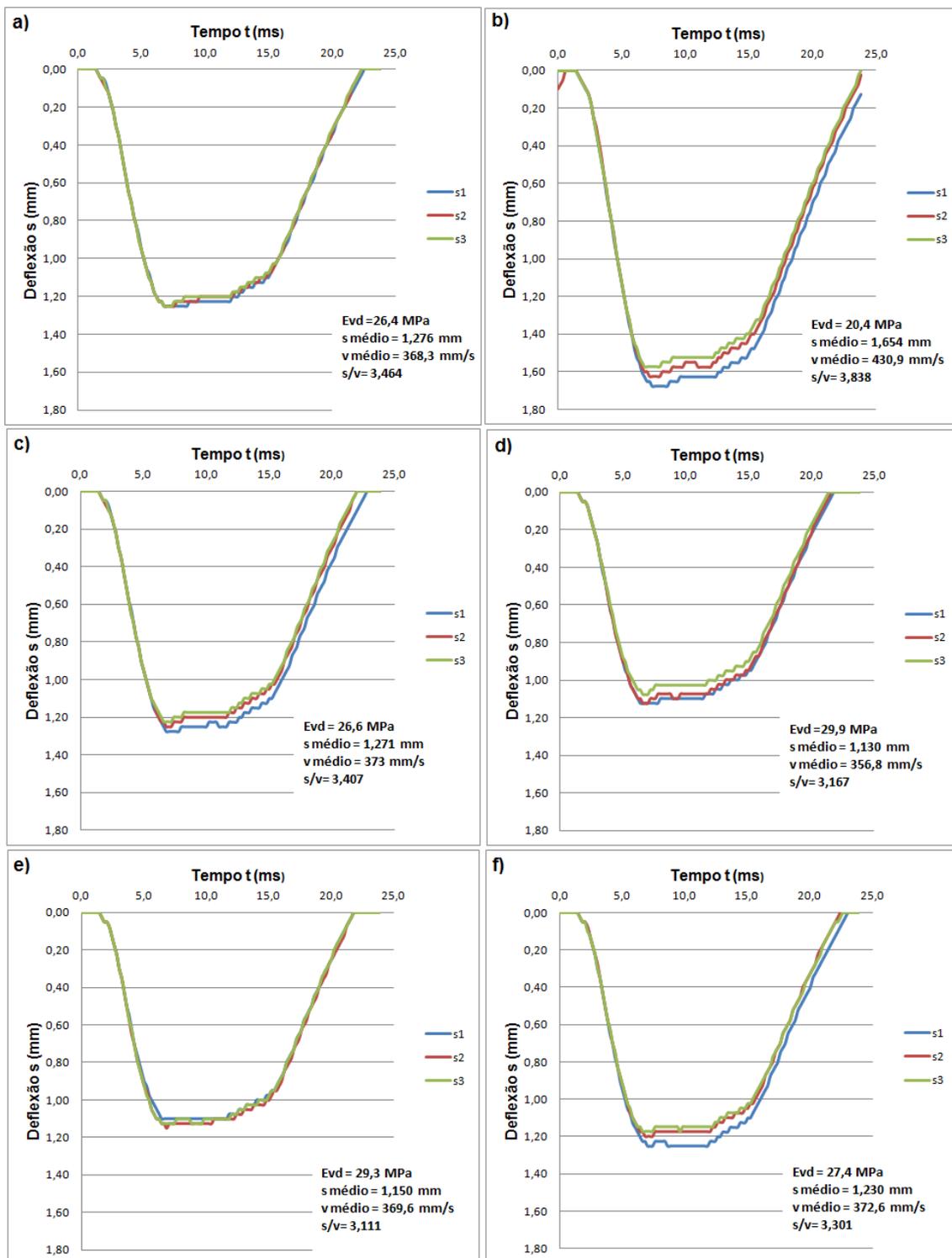


Figura 83 - Ensaio com o peso de 15 kgf - Área B: a) Ponto 7; b) Ponto 8; c) média, mínimo e máximo; d) Ponto 8 após 15 impactos; e) Todos os pontos da área B.

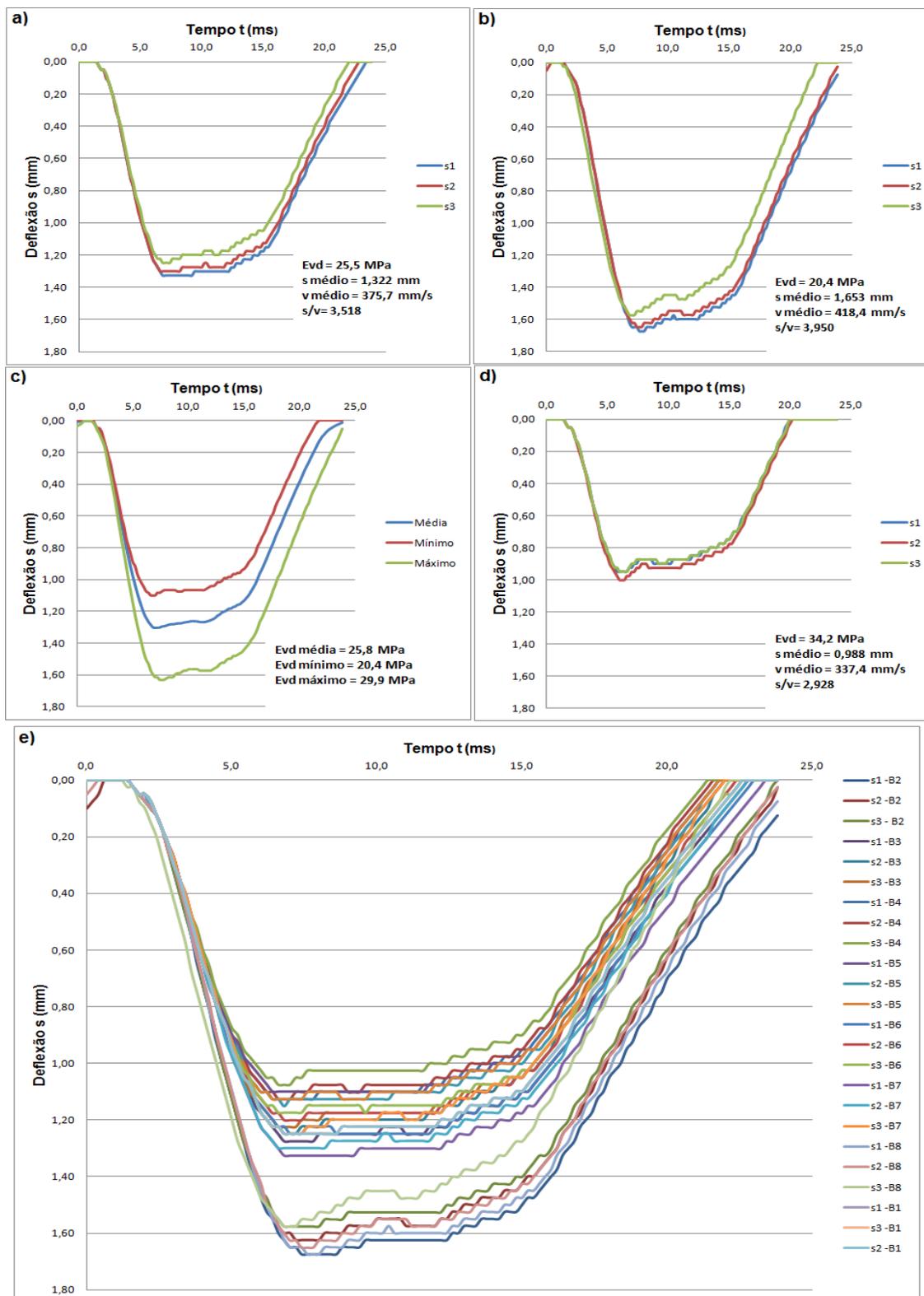


Figura 84 - Ensaio com o peso de 10 kgf - Área C: a) Ponto 1; b) Ponto 2; c) Ponto 3; d) Ponto 4; e) Ponto 5; f) Ponto 6.

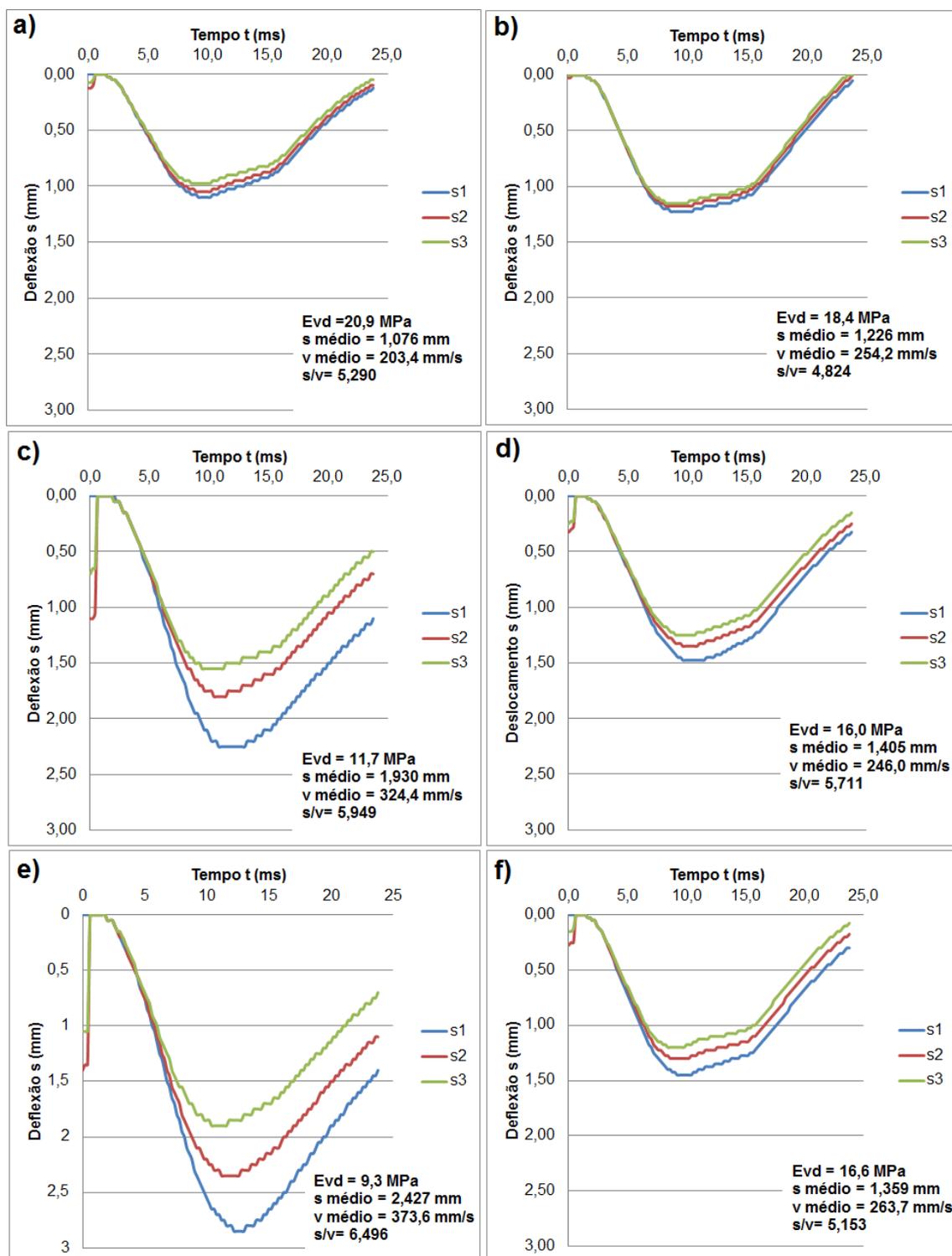


Figura 85 - Ensaio com o peso de 10 kgf - Área C: a) Ponto 7; b) Ponto 8; c) média, mínimo e máximo; d) Todos os pontos da área C.

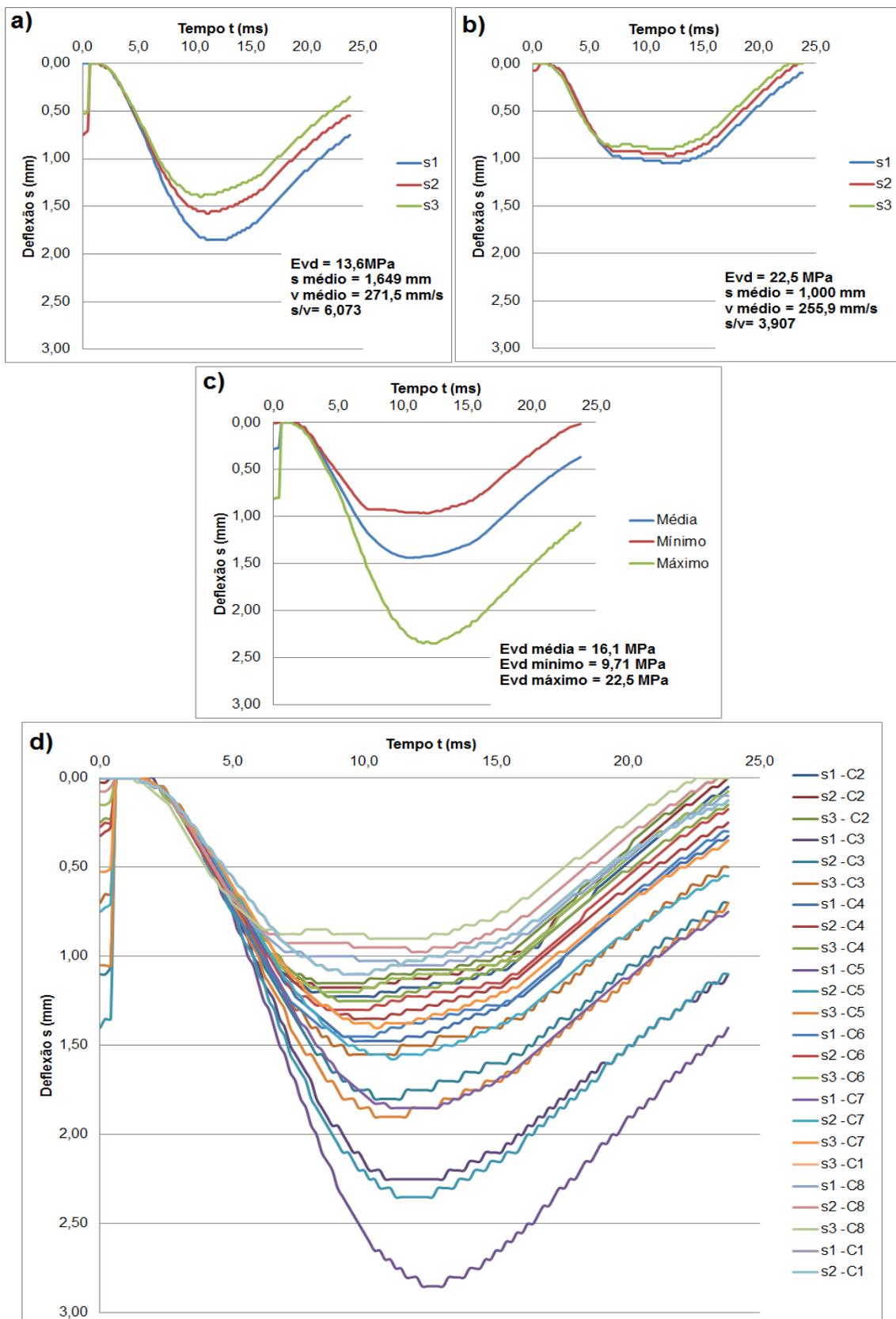


Figura 86 - Ensaio com o peso de 15 kgf - Área C: a) Ponto 1; b) Ponto 2; c) Ponto 3; d) Ponto 4; e) Ponto 5; f) Ponto 6.

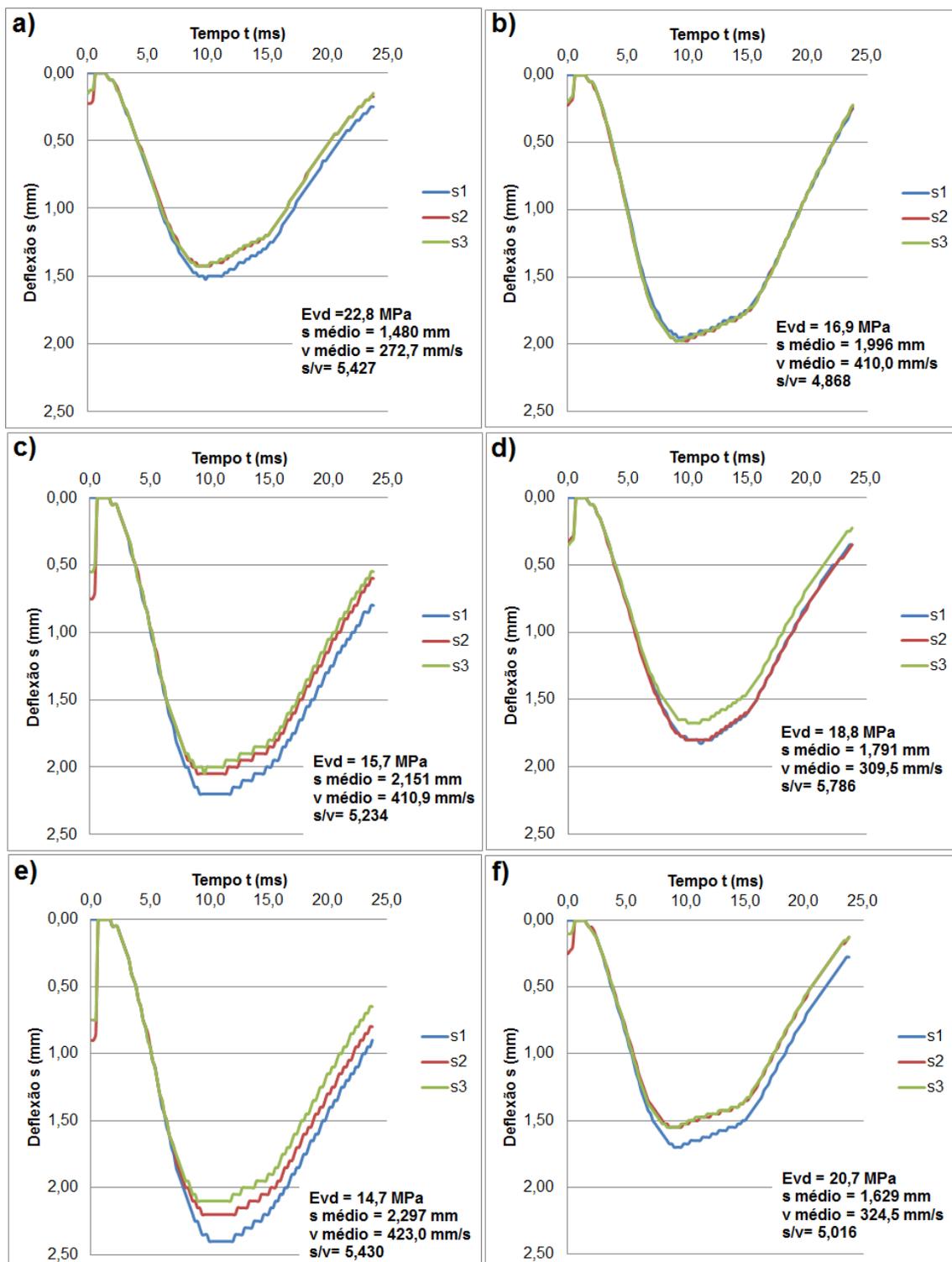
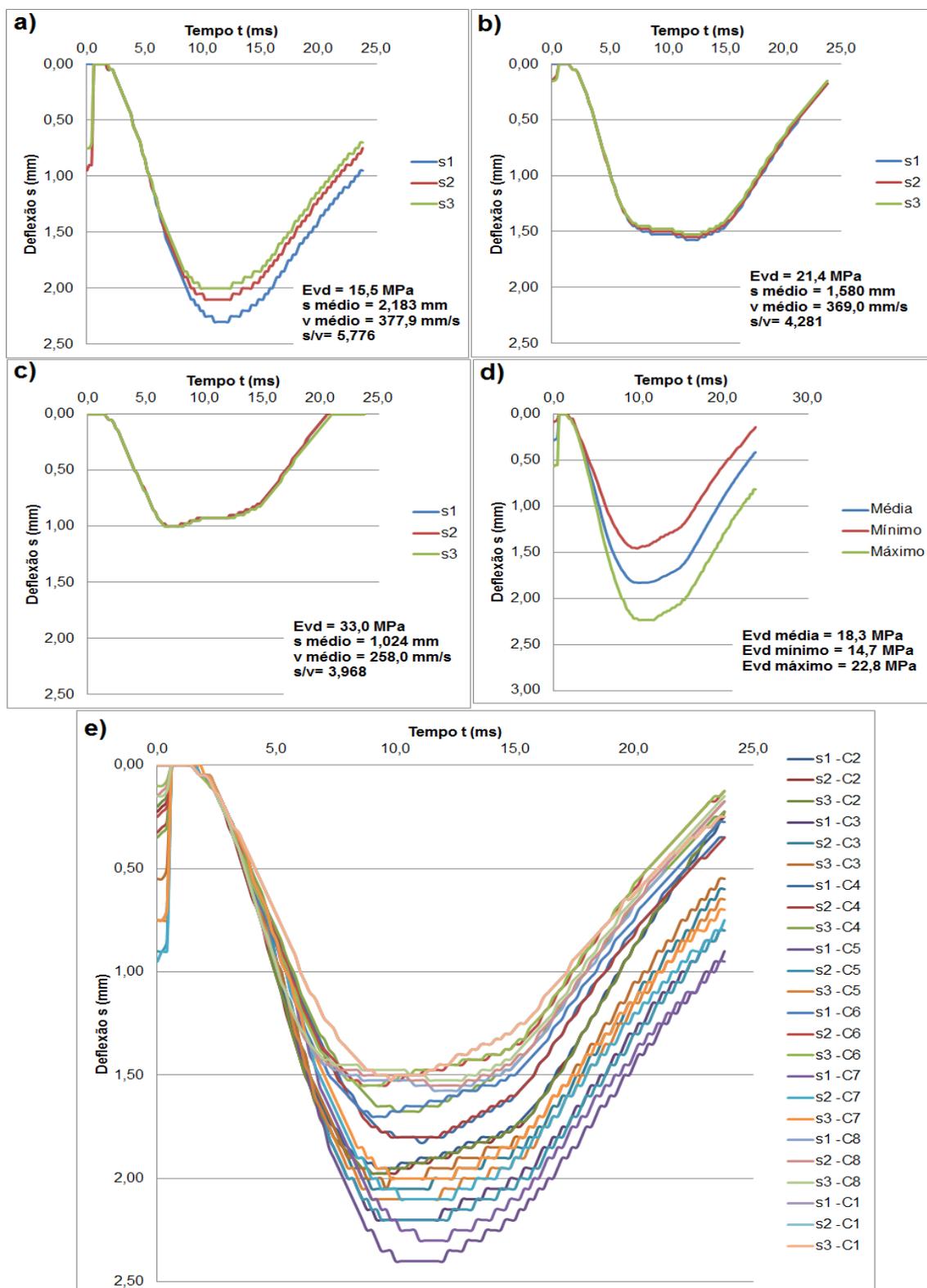


Figura 87 - Ensaio com o peso de 15 kgf - Área C: a) Ponto 7; b) Ponto 8; c) Ponto 6 após 15 impactos; d) média, mínimo e máximo; e) Todos os pontos da área C.



Apêndice II

Um exemplo da análise estatística obtida através do programa TERRATEST 2.0. Além disso, apresenta uma demonstração de um resultado individual.

Figura 88 - Análise estatística dos resultados obtidos na Área A com o peso de 10 kgf.

Mustermann GmbH
 Mustermannstrasse 4
 16565 Musterstadt
 Fon: 03301-700 700 / Fax: 03301-55 44 0



Dynamic Plate Load Test, Statistical Analysis

Determination of dynamic deflection modulus
 according to TP BF-StB Part B 8.3 and TP BF-StB, Part E1: "Test on a statistical basis –
 sample testing plans"

Single sample plan - Variable inspection

Client: UFPE Layer: Subleito
 Construction: Residencial Nova Petrolina Soil type: Arenoso
 project:
 Comments: Área A - 10kg Soil classification: SM (Areia Siltosa)
 Conducted by: Jesce John Consistency, if app.: WL -NL e IP - NP
 Weather/Temperature: Ensolarado/33°
 Serial number: 030720134030 Manufacturer: TERRATEST GmbH

Consecut. Number	Date/Time	Settlement s4 [mm]	Settlement s5 [mm]	Settlement s6 [mm]	Settlement mean value s [mm]	Evd [MN/m ²]	GPS coordinates
0	21.08.2015 09:01	0,437	0,421	0,413	0,423	53,2	9° 24,3673S; 40° 33,6152W
1	21.08.2015 09:09	0,355	0,350	0,336	0,347	64,8	9° 24,3664S; 40° 33,6166W
2	21.08.2015 09:23	0,438	0,436	0,419	0,431	52,2	9° 24,3682S; 40° 33,6151W
3	21.08.2015 09:32	0,500	0,486	0,472	0,486	46,3	9° 24,3687S; 40° 33,6152W
4	21.08.2015 09:41	0,460	0,440	0,439	0,446	50,4	9° 24,3681S; 40° 33,6175W
5	21.08.2015 09:47	0,321	0,308	0,315	0,314	71,7	9° 24,3684S; 40° 33,6183W
6	21.08.2015 09:56	0,417	0,396	0,384	0,399	56,4	9° 24,3682S; 40° 33,6173W
7	21.08.2015 10:01	0,290	0,283	0,279	0,284	79,2	9° 24,3680S; 40° 33,6171W

Required minimum quantile: 0,0 MN/m²
 Arithmetic mean of the sample X_m (Evd): 59,282 MN/m²
 Standard deviation s (Evd): 11,489 MN/m²
 Coefficient of variation V (Evd): 0,194 %
Quality number Q (Evd): 5,160
Test criterion Q (Evd) > 0,88 is: Fulfilled

Statement:

Análise Estatística dos resultados de ensaios realizados no município de Petrolina. Análise referente a Área - A com a utilização da massa de 10 kg.

Recife, 15/10/2015

Jesce John
 Engenheiro Civil

Figura 89 - Exemplo de um resultado individual – Área A (ponto 3) utilização do peso de 10kgf.

Mustermann GmbH
 Mustermannstrasse 4
 16565 Musterstadt
 Fon: 03301-700 700 / Fax: 03301-55 44 0

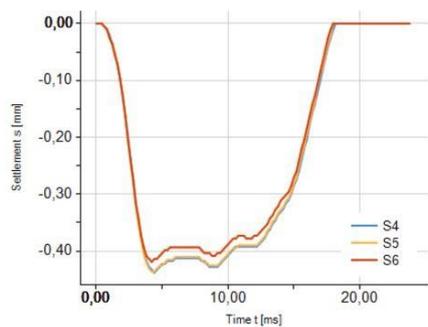


Dynamic Plate Load Test

Determination of dynamic deflection modulus according to TP BF-StB Part B 8.3

Client:	UFPE	Layer:	Subleito
Construction project:	Residencial Nova Petrolina	Soil type:	Arenoso
Location testing point:	Ponto 3	Soil classification:	SM (Areia Siltosa)
Comments:	Área A - 10kg	Consistency, if app.:	WL -NL e IP - NP
Conducted by:	Jesce John	Weather/Temperature:	Ensolarado/33°
Test date/ time:	21.08.2015 09:23	Record number:	6
Serial number:	030720134030	Manufacturer:	TERRATEST GmbH
GPS coordinates:	9° 24,3682S; 40° 33,6151W	UTM coordinates:	E 37 671318 N 1040135

Settlement s4 (mm)	Settlement s5 (mm)	Settlement s6 (mm)	Mean value (mm)	Evd (MN/m ²)	Required Evd (MN/m ²)	Difference Evd (MN/m ²)	s/v (ms)	Required Ev2 (MN/m ²)
0,438	0,436	0,419	0,431	52,2	0,0	52,2	2,222	0,0



Apêndice III

Análise das Componentes Principais – PCA. Utilização do programa XLSTAT.
Relatório Estatístico das áreas A, B e C.

Todas as Áreas (A, B e C)

XLSTAT 2009.2.01 - Análise de Componentes Principais (ACP) - em
30/10/2015 às 12:04:45

Tipo de ACP: Pearson (n)

Filtrar os fatores: Número máximo = 5

Tipo de biplot: Biplot de correlação / Coeficiente = Automático

Estatísticas descritivas:

Variável	Observações	Obs. com dados faltantes	Obs. sem dados faltantes	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão
E_{LWD} (MN/m ²)	40	0	40	9,271	79,225	35,056	20,036
s médio (mm)	40	0	40	0,284	2,427	1,148	0,625
v médio (m/s)	40	0	40	0,152	0,431	0,295	0,081
s/v (ms)	40	0	40	1,872	6,496	3,702	1,492

Matriz de correlação (Pearson (n)):

Variáveis	E_{LWD} (MN/m ²)	s médio (mm)	v médio (m/s)	s/v (ms)
E_{LWD} (MN/m ²)	1	-0,901	-0,683	-0,904
s médio (mm)	-0,901	1	0,792	0,899
v médio (m/s)	-0,683	0,792	1	0,482
s/v (ms)	-0,904	0,899	0,482	1

Análise de Componentes Principais:

Autovalores:

	F1	F2	F3	F4
Autovalor	3,349	0,546	0,097	0,008
Variabilidade (%)	83,733	13,645	2,430	0,193
% acumulada	83,733	97,377	99,807	100,000

Autovetores:

	F1	F2	F3	F4
E_{LWD} (MN/m ²)	-0,524	0,182	0,800	-0,230
s médio (mm)	0,538	0,022	0,535	0,651
v médio (m/s)	0,435	0,816	-0,010	-0,379
s/v (ms)	0,497	-0,548	0,273	-0,616

Cargas fatoriais:

	F1	F2	F3	F4
E_{LWD} (MN/m ²)	-0,959	0,135	0,249	-0,020
s médio (mm)	0,984	0,016	0,167	0,057
v médio (m/s)	0,797	0,603	-0,003	-0,033
s/v (ms)	0,909	-0,405	0,085	-0,054

Correlações entre as variáveis e fatores:

	F1	F2	F3	F4
E_{LWD} (MN/m ²)	-0,959	0,135	0,249	-0,020
s médio (mm)	0,984	0,016	0,167	0,057
v médio (m/s)	0,797	0,603	-0,003	-0,033
s/v (ms)	0,909	-0,405	0,085	-0,054

Contribuições das variáveis (%):

	F1	F2	F3	F4
E_{LWD} (MN/m ²)	27,449	3,317	63,928	5,307
s médio (mm)	28,921	0,049	28,619	42,411
v médio (m/s)	18,965	66,635	0,010	14,390
s/v (ms)	24,665	29,999	7,444	37,892

Cossenos quadrados das variáveis:

	F1	F2	F3	F4
E_{LWD} (MN/m ²)	0,919	0,018	0,062	0,000
s médio (mm)	0,969	0,000	0,028	0,003
v médio (m/s)	0,635	0,364	0,000	0,001
s/v (ms)	0,826	0,164	0,007	0,003

Coordenadas dos fatores:

Observação	F1	F2	F3	F4
AN1 - 10 kg	-2,716	-0,324	0,204	0,093
AN2 - 10 kg	-2,179	-0,377	-0,156	0,136
AN3 - 10 kg	-2,126	-0,345	-0,191	0,139
AN4 - 10 kg	-3,318	-0,402	0,714	0,016
AN5 - 10 kg	-1,808	-0,312	-0,360	0,151
AN6 - 10 kg	-3,009	-0,349	0,439	0,059
AN7 - 10 kg	-2,339	-0,410	-0,054	0,125
AN8 - 10 kg	-2,044	-0,432	-0,227	0,142
AN1 - 15 kg	-1,993	0,589	0,286	-0,133
AN2 - 15 kg	-1,465	0,470	0,014	-0,075
AN3 - 15 kg	-1,455	0,520	0,007	-0,079

AN4 - 15 kg	-2,434	0,413	0,570	-0,155
AN5 - 15 kg	-1,145	0,513	-0,112	-0,060
AN6 - 15 kg	-1,705	0,536	0,126	-0,100
AN7 - 15 kg	-1,685	0,438	0,117	-0,087
AN8 - 15 kg	-1,123	0,340	-0,107	-0,045
BN1 - 15 kg	0,660	0,764	-0,290	-0,014
BN2 - 15 kg	1,616	1,222	-0,145	0,003
BN3 - 15 kg	0,659	0,833	-0,301	-0,019
BN4 - 15 kg	0,279	0,783	-0,332	-0,029
BN5 - 15 kg	0,361	0,931	-0,348	-0,039
BN6 - 15 kg	0,561	0,876	-0,321	-0,026
BN7 - 15 kg	0,783	0,813	-0,278	-0,012
BN8 - 15 kg	1,584	1,053	-0,123	0,014
CI1 - 10 kg	0,350	-1,652	-0,329	-0,142
CI2 - 10 kg	0,668	-0,981	-0,395	0,000
CI3 - 10 kg	2,220	-0,719	0,145	0,019
CI4 - 10 kg	1,141	-1,409	-0,169	-0,115
CI5 - 10 kg	3,169	-0,425	0,575	0,110
CI6 - 10 kg	0,994	-1,017	-0,292	-0,021
CI7 - 10 kg	1,677	-1,296	0,011	-0,102
CI8 - 10 kg	0,062	-0,592	-0,593	0,088
CI1 - 15 kg	1,076	-0,966	0,115	-0,123
CI2 - 15 kg	2,240	0,606	0,204	0,074
CI3 - 15 kg	2,536	0,472	0,357	0,094
CI4 - 15 kg	1,773	-0,749	0,287	-0,073
CI5 - 15 kg	2,821	0,520	0,478	0,121
CI6 - 15 kg	1,405	-0,298	0,078	-0,016
CI7 - 15 kg	2,573	-0,066	0,480	0,061
CI8 - 15 kg	1,339	0,432	-0,081	0,022

