

**ESTUDO DOS EFEITOS DA PRESENÇA DO NÍVEL D'ÁGUA
NO COMPORTAMENTO DE DOIS SOLOS LATERÍTICOS
UTILIZADOS EM FUNDAÇÕES DE RODOVIAS NO
RIO GRANDE DO SUL**

Mirtes Caron Peres Ramires

Porto Alegre
novembro 2010

MIRTES CARON PERES RAMIRES

**ESTUDO DOS EFEITOS DA PRESENÇA DO NÍVEL D'ÁGUA
NO COMPORTAMENTO DE DOIS SOLOS LATERÍTICOS
UTILIZADOS EM FUNDAÇÕES DE RODOVIAS NO
RIO GRANDE DO SUL**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia

Porto Alegre
novembro 2010

R173e Ramires, Mirtes Caron Peres

Estudo dos efeitos da presença do nível d'água no comportamento de dois solos lateríticos utilizados em fundações de rodovias no Rio Grande do Sul / Mirtes Caron Peres Ramires. – 2010.

261 f.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2010.

Orientador: Prof. D.Sc. Jorge Augusto Pereira Ceratti.

1. Drenagem (Engenharia). 2. Pavimentação. 3. Rodovias. 4. Mecânica dos solos. I. Ceratti, Jorge Augusto Pereira, orient. II. Título.

CDU 624.138.34(043)

MIRTES CARON PERES RAMIRES

**ESTUDO DOS EFEITOS DA PRESENÇA DO NÍVEL D'ÁGUA
NO COMPORTAMENTO DE DOIS SOLOS LATERÍTICOS
UTILIZADOS EM FUNDAÇÕES DE RODOVIAS NO
RIO GRANDE DO SUL**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 22 de novembro de 2010

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro
Orientador

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof^a. Laura Maria Goretti da Motta (UFRJ)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Luciano Pivoto Specht (UNIJUÍ)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica (UFRGS)
PhD. pela University of Surrey, UK

Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Aos meus pais Alceu e Mirian,
ao meu esposo Marcus Vinicius e à minha filha Lara.

AGRADECIMENTOS

No desenvolvimento deste trabalho participaram diversas pessoas, empresas e instituições. Agradeço a todos que contribuíram para a realização desta tese. Com muito carinho registro os seguintes agradecimentos.

Ao Prof. Jorge Augusto Ceratti pela orientação deste trabalho, responsabilidade e competência com que coordenou as atividades realizadas. Nos momentos de dificuldade sempre pude contar com o seu incentivo.

À Profa. Wai Ying Yuk Gehling pela orientação, participação e conhecimentos transmitidos.

Ao Prof. Washington Peres Núñez pelo auxílio na interpretação dos resultados experimentais que contribuíram para a conclusão desta pesquisa.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), em especial aos professores da área de geotecnia Bica, Bressani, Karla, Nilo e Schnaid pelos ensinamentos recebidos.

Às funcionárias do PPGEC e do DECIV, Liliani, Carmen, Ana Luíza, Rita, Aida e Raquel, pelo apoio.

Aos técnicos do LMS e do LAPAV, Jair, João, Ivan, Ivo, Croaci, Vinicius e Bernardete, por todo suporte e auxílio necessário.

Aos bolsistas de iniciação científica Caroline Trindade De Angelis, Ana Paula dos Santos, Helena Gaudio Corrêa, Daniel Ramos Victorino, Tiago Moch e Ândreas Ostermann pela dedicação e empenho com que realizaram as tarefas e os ensaios.

Ao DAER/RS, em especial aos engenheiros Oliveira, Mourão, Cristina e Mara pela atenção dispensada e apoio logístico a esta pesquisa. Aos laboratoristas, João Batista, João Marcos, Clovis, Francisco, Olênio, Ledi, Resende, Roberto, Oscar, Panitz, Zeferino, Paulo, Ozi, Nunes, pelo auxílio durante todo o programa experimental.

Às empresas Maccaferri do Brasil Ltda., Engepol S.A., Ober S.A. e Kanaflex S.A. pela colaboração nesta pesquisa.

Aos colegas do PPGEC, Gioconda, Michele, Gabriela, Rodrigo, Lílian, Caroline, Diana, Luciana e Klaus, pela amizade e convívio.

À UNISINOS pelo incentivo na realização do doutorado.

À minha família pelo apoio incondicional em todos os momentos.

A Deus por manter acesa a fé no meu trabalho.

*Feliz aquele que transfere o que sabe
e aprende o que ensina.*

Cora Coralina

RESUMO

RAMIRES, M. C. P. **Estudo dos efeitos da presença do nível d'água no comportamento de dois solos lateríticos utilizados em fundações de rodovias no Rio Grande do Sul.** 2010. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A influência do nível d'água na deformabilidade dos materiais constituintes de pavimentos, especialmente dos subleitos, tem sido historicamente destacada; justificando, inclusive, a construção de drenos profundos. Nos projetos de drenagem de pavimentos, as oscilações de nível d'água são, frequentemente, inferidas a partir da intensidade de chuvas e do nível de equilíbrio do lençol freático. Contudo, no Brasil, são raros os estudos que relacionam as deflexões do pavimento com o nível d'água efetivamente registrado no interior dos subleitos. Para avaliar a influência da profundidade do nível d'água na sucção e na deflexão de pavimentos flexíveis, foram construídas duas pistas experimentais com pavimentos representativos de estruturas rodoviárias do sul do Brasil (base e sub-base granulares e revestimento em mistura asfáltica a quente). As pistas experimentais estão localizadas na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos (AFTP), no Campus do Vale da UFRGS, em Porto Alegre. As oscilações do nível de lençol freático sob o pavimento foram induzidas através da variação do nível d'água em drenos profundos, construídos nas laterais das pistas experimentais. Os efeitos dos níveis d'água no nível do lençol freático e na sucção dos solos de subleito foram avaliados com auxílio de medidores de níveis de água, piezômetros e tensiômetros. Com a movimentação do nível d'água do lençol freático sob o pavimento, mediram-se deflexões para avaliar o efeito na deformabilidade elástica dos solos do subleito e seus reflexos no comportamento estrutural dos pavimentos. Ensaio em laboratório foram realizados em corpos de prova moldados a partir de blocos indeformados coletados no local das pistas experimentais. Os resultados de laboratório, da instrumentação das pistas e dos levantamentos defletométricos permitiram avaliar as relações existentes entre as variáveis: nível d'água, sucção e deflexão do pavimento, sob a ação de diferentes níveis d'água induzidos no solo através dos drenos.

Palavras-chave: nível d'água; sucção; pavimentos flexíveis.

ABSTRACT

RAMIRES, M. C. P. Estudo dos efeitos da presença do nível d'água no comportamento de dois solos lateríticos utilizados em fundações de rodovias no Rio Grande do Sul. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Study of the effects of the presence of water level in the behavior of two lateritic soils used in foundations of roads in Rio Grande do Sul

The effect of groundwater level on deformability of materials used in pavements, particularly subgrades, has been confirmed along time and has justified the construction of deep drains. In projects of pavement drainage, water level oscillations are often inferred from the amount of rainfall and the balance level of the groundwater table. In Brazil, few studies have evaluated the association between pavement deflection and the effectively recorded groundwater level in the subgrade layer. To evaluate the effect of water level depth on suction and deflection of flexible pavements, two test roads were built with pavements representative of the roads in southern Brazil (granular base and subbase layers and hot-mix asphalt surface). The test roads were built in the Road Research and Test Area of the Campus do Vale, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brazil. The oscillations of the groundwater table under the pavement were induced by water level variations produced by deep drains built next to the test roads. The effects of variations on groundwater table level and subgrade soil suction were evaluated using water level gauges, piezometers and tensiometers. As groundwater levels moved under the pavement, deflections were measured to evaluate the effect of elastic deformations of the subgrade soil on the structural behavior of pavements. Laboratory tests were conducted with specimens prepared using non-deformed blocks collected from the site of the test roads. Laboratory tests, gauge readings and deflectometry measured the progression of water levels and suction, and the elastic vertical displacements of the test road surfaces were demonstrated. Results and analyses defined the associations of water level, soil suction and deflection with the action of different water levels induced by the action of drains.

Key-words: water level, suction, flexible pavements.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	14
LISTA DE TABELAS	22
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	23
LISTA DE SÍMBOLOS	26
1 INTRODUÇÃO	31
1.1 PROBLEMA DE PESQUISA E JUSTIFICATIVA	31
1.2 OBJETIVOS	33
1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE	34
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	36
2.1 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	36
2.1.1 Fatores que afetam a condutividade hidráulica	36
2.1.2 Condutividade hidráulica não saturada	39
2.2 DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS	45
2.2.1 Ensaios de laboratório	45
2.2.2 Ensaios de campo	46
2.2.2.1 Piezômetros	46
2.2.2.2 Permeâmetro de Guelph	50
2.3 DETERMINAÇÃO DA SUCCÃO DE SOLOS	56
2.3.1 Método do papel filtro	56
2.3.2 Método da placa de sucção	58
2.3.3 Tensiômetros	59
2.4 ÁGUA EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS	62
2.5 A INFLUÊNCIA DA UMIDADE E DA SUCCÃO NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA	73
2.6 DRENAGEM DE RODOVIAS	81
3 PISTAS EXPERIMENTAIS DESTE ESTUDO	92
3.1 ESTUDOS PRELIMINARES	94
3.1.1 Local das pistas	94
3.1.2 Jazida	97
3.2 ESTRUTURA DAS PISTAS EXPERIMENTAIS	100
3.3 MATERIAIS UTILIZADOS	102
3.3.1 Subleito e camada final de terraplenagem (CFT)	102
3.3.2 Sub-base e base	106

3.3.3 Revestimento	107
3.4 EXECUÇÃO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS	108
3.4.1 Levantamento topográfico	109
3.4.2 Terraplenagem	109
3.4.3 Execução da camada final de terraplenagem	110
3.4.4 Execução das camadas granulares	111
3.4.5 Execução da camada de revestimento	112
3.5 CONTROLE DE COMPACTAÇÃO DAS CAMADAS DO PAVIMENTO ATRAVÉS DE LEVANTAMENTOS DEFLETOMÉTRICOS	115
3.6 SISTEMA DE DRENAGEM	120
3.6.1 Drenos longitudinais profundos	120
3.6.2 Dispositivos para controle do nível d'água instalados na saída dos drenos	124
3.7 INSTRUMENTAÇÃO DAS PISTAS	126
3.7.1 Instrumentos para o monitoramento do lençol freático	126
3.7.2 Instrumentos para monitoramento do nível d'água e medições de sucção	129
3.7.3 Instrumentos para levantamentos defletométricos	136
3.7.4 Instrumentos para ensaios de condutividade hidráulica	137
3.8 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL DAS PISTAS	141
4 ENSAIOS EM LABORATÓRIO	143
4.1 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	143
4.2 SUCÇÃO	147
4.3 MÓDULO DE RESILIÊNCIA	150
4.4 POROSIMETRIA POR INTRUSÃO DE MERCÚRIO	154
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DE LABORATÓRIO	159
5.1 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	159
5.2 SUCÇÃO	162
5.3 MÓDULO DE RESILIÊNCIA	168
5.4 POROSIMETRIA POR INTRUSÃO DE MERCÚRIO	171
6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DE CAMPO	174
6.1 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	174
6.1.1 Piezômetro com bureta	175
6.1.2 Permeâmetro de Guelph	175
6.2 PREVISÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA A PARTIR DA CURVA CARACTERÍSTICA	176
6.3 VERIFICAÇÃO DE FUNCIONAMENTO DOS DRENOS PROFUNDOS	178

6.4 MONITORAMENTO DO NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO	178
6.5 PARÂMETROS AMBIENTAIS	180
6.6 INDUÇÃO DE DIFERENTES NÍVEIS D'ÁGUA NO SOLO	183
6.6.1 Evolução dos níveis d'água nas camadas subjacentes a sub-base	184
6.6.2 Evolução das sucções nas camadas subjacentes a sub-base	197
6.6.3 Evolução dos levantamentos defletométricos	207
6.6.4 Relações entre nível d'água, sucção e deflexão	215
6.6.4.1 Relação entre nível d'água e deflexão	216
6.6.4.2 Relação entre sucção e deflexão	218
6.6.4.3 Relação entre sucção e nível d'água	221
6.6.5 Contribuição do estudo desenvolvido	224
7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES	227
7.1 CONCLUSÕES	227
7.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	230
REFERÊNCIAS	232
APÊNDICE A	245

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Estágios crescentes de avanço do ar (1 a 5) empurrando a água para os vazios menores, Childs (1969) apud Fredlund e Rahardjo (1993)	40
Figura 2.2: Curva característica de secagem e umedecimento, Fredlund e Xing (1994) .	43
Figura 2.3: Curvas características de secagem típicas para diferentes solos, Fredlund e Xing (1994)	44
Figura 2.4: Esquema do permeâmetro de Guelph conforme manual de instruções do equipamento, <i>Soilmoisture Equipment Corp.</i> (1991)	51
Figura 2.5: Fator de forma C em função de H/a_f para o ensaio com o permeâmetro de Guelph, Reynolds e Elrick (1987)	53
Figura 2.6: Tipos de fluxo entre solo e papel filtro, Marinho (1995a)	58
Figura 2.7: Tensiômetros com diferentes sistemas de medição, (a) manômetro de mercúrio, (b) manômetro de vácuo e (c) transdutor de pressão, Marinho (1995b)	60
Figura 2.8: Origens da água que entram na estrutura do pavimento rodoviário, Ridgeway (1982)	63
Figura 2.9: Ação da água no pavimento flexível, não carregado e sob carregamento dinâmico, adaptada de Suzuki (2007)	81
Figura 2.10: Seções de drenos profundos, com dimensões em centímetros, DNIT (2006a)	85
Figura 2.11: Seções de drenos profundos DPS 01, DPS 02 e DPS 03, com dimensões em centímetros, DAER/RS (1991)	86
Figura 2.12: Seções de drenos profundos DPS 04 e DPS 05, com dimensões em centímetros, DAER/RS (1991)	86
Figura 3.1: Localização da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos (APTP)	92
Figura 3.2: Planta baixa das duas pistas experimentais, Pista A e Pista B, desta pesquisa	93
Figura 3.3: Amostras coletadas na sondagem a trado ST4 depositadas em seqüência	97
Figura 3.4: Localização da jazida do solo utilizado como camada final de terraplenagem nesta pesquisa	98
Figura 3.5: Curva de compactação, na energia normal, e curva de saturação do solo da jazida, ensaio realizado na UNP DAER/RS	99
Figura 3.6: Curva teor de umidade x ISC do solo da jazida, ensaio realizado na UNP DAER/RS	100
Figura 3.7: Corte transversal A-A das duas pistas experimentais, Pista A e Pista B	101
Figura 3.8: Bloco indeformado talhado manualmente	103
Figura 3.9: Bloco indeformado parcialmente parafinado	103
Figura 3.10: Bloco indeformado na caixa de madeira, preparado para o transporte	103

Figura 3.11: Curvas granulométricas do solo da camada final de terraplenagem (CFT) .	105
Figura 3.12: Curvas granulométricas do solo do subleito	106
Figura 3.13: Levantamento topográfico no local das pistas experimentais	109
Figura 3.14: Terraplenagem na área das pistas experimentais	110
Figura 3.15: Execução da camada final de terraplenagem	111
Figura 3.16: Distribuição da brita graduada	111
Figura 3.17: Compactação da camada de base	112
Figura 3.18: Limpeza da superfície da camada de base desta pesquisa	113
Figura 3.19: Aplicação da pintura de ligação nas pistas desta pesquisa	113
Figura 3.20: Espalhamento do concreto asfáltico nas pistas desta pesquisa	114
Figura 3.21: Compactação com rolo pneumático nas pistas desta pesquisa	114
Figura 3.22: Compactação com rolo liso nas pistas desta pesquisa	115
Figura 3.23: Avaliação da deformabilidade elástica com a viga Benkelmann no topo da CFT nas pistas desta pesquisa	116
Figura 3.24: Avaliação da deformabilidade elástica com a viga Benkelmann no topo da camada de base nas pistas desta pesquisa	117
Figura 3.25: Bacia defletométrica média obtida no topo da camada de revestimento da Pista A desta pesquisa	119
Figura 3.26: Bacia defletométrica média obtida no topo da camada de revestimento da Pista B desta pesquisa	119
Figura 3.27: Detalhamento da colocação dos materiais utilizados no dreno DPS 05 na Pista A desta pesquisa	122
Figura 3.28: Detalhamento da colocação dos materiais utilizados no dreno a céu aberto na Pista B desta pesquisa	122
Figura 3.29: Execução do dreno DPS 05 na Pista A desta pesquisa	123
Figura 3.30: Execução do dreno a céu aberto na Pista B desta pesquisa	123
Figura 3.31: Execução do dispositivo na saída do dreno DPS 05 na Pista A desta pesquisa	124
Figura 3.32: Detalhamento dos dispositivos que regulam a saída de água dos drenos da Pista A e da Pista B desta pesquisa	125
Figura 3.33: Corte esquemático (a) piezômetro escavado e (b) medidor de nível d'água utilizados na presente pesquisa	127
Figura 3.34: Instalação do piezômetro P1 no local desta pesquisa	128
Figura 3.35: Piezômetro P1, com a proteção, para monitoramento da profundidade do lençol freático instalado no local desta pesquisa	128
Figura 3.36: Instalação do medidor de nível d'água M1 no local desta pesquisa	129
Figura 3.37: Materiais utilizados na confecção dos piezômetros instalados nas pistas experimentais desta pesquisa	130

Figura 3.38: Sequência para instalação dos piezômetros nas pistas experimentais	131
Figura 3.39: Desenho esquemático do tensiômetro com manômetro de mercúrio utilizado nas pistas experimentais desta pesquisa	132
Figura 3.40: Ilustração de um tensiômetro com manômetro de mercúrio nas pistas experimentais desta pesquisa	133
Figura 3.41: Localização dos piezômetros (P), dos tensiômetros (T), dos medidores de nível d'água (M) e do poço de observação (PO) nas duas pistas desta pesquisa	135
Figura 3.42: Vista geral das duas pistas experimentais instrumentadas desta pesquisa ...	136
Figura 3.43: Localização das seções dos levantamentos defletométricos e das instrumentações das pistas desta pesquisa	137
Figura 3.44: Sequência da instalação do piezômetro com bureta para ensaio de condutividade hidráulica nas pistas experimentais desta pesquisa	138
Figura 3.45: Sequência da instalação do piezômetro com bureta para ensaio de condutividade hidráulica nas pistas experimentais desta pesquisa	139
Figura 3.46: Aspecto do ensaio com o piezômetro com bureta realizado no canteiro central das pistas experimentais desta pesquisa	139
Figura 3.47: Sequência da instalação do permeâmetro de Guelph para ensaio de condutividade hidráulica na presente pesquisa	140
Figura 3.48: Ensaio com o permeâmetro de Guelph realizado no canteiro central das pistas experimentais desta pesquisa	141
Figura 4.1: Desenho esquemático do permeâmetro de paredes flexíveis com os acumuladores, Heineck (2002)	144
Figura 4.2: Ilustração do ensaio de condutividade hidráulica do solo da CFT utilizado nesta pesquisa	146
Figura 4.3: Desenho esquemático da placa de sucção usada nesta pesquisa, Feuerharmel (2007)	149
Figura 4.4: Ilustração do aparelho de placa de sucção usado no ensaio do subleito nesta pesquisa	150
Figura 4.5: Primeiros modelos de comportamento resiliente de solos observados no Brasil, Medina e Motta (2005)	151
Figura 4.6: Representação tridimensional do modelo composto do módulo de resiliência do solo utilizado como subleito, Silva (2009)	152
Figura 4.7: Preparação do corpo de prova indeformado do solo do subleito para o ensaio de módulo de resiliência	153
Figura 4.8: Ilustração do ensaio de módulo de resiliência no solo do subleito utilizado nesta pesquisa	153
Figura 4.9: Porosimetria por intrusão de mercúrio do solo da CFT estudado nesta pesquisa, ensaio realizado na UNISINOS	158
Figura 5.1: Influência da variação da tensão confinante efetiva na condutividade hidráulica do solo da CFT	160

Figura 5.2: Influência da variação da tensão confinante efetiva na condutividade hidráulica do solo do subleito (natural)	161
Figura 5.3: Curva característica, em termos de teor de umidade, obtida para o solo da CFT (compactado)	164
Figura 5.4: Curva característica, em termos de grau de saturação, obtida para o solo da CFT (compactado)	165
Figura 5.5: Curva característica, em termos de teor de umidade, obtida para o solo do subleito (natural)	165
Figura 5.6: Curva característica, em termos de grau de saturação, obtida para o solo do subleito (natural)	166
Figura 5.7: Variação do módulo de resiliência com a umidade para o solo da CFT	169
Figura 5.8: Variação do módulo de resiliência com a umidade para o solo do subleito ..	170
Figura 5.9: Distribuição acumulada de poros do solo da CFT utilizado nesta pesquisa ..	171
Figura 5.10: Distribuição incremental de poros do solo da CFT utilizado nesta pesquisa	171
Figura 5.11: Distribuição acumulada de poros do solo do subleito utilizado nesta pesquisa	172
Figura 5.12: Distribuição incremental de poros do solo do subleito utilizado nesta pesquisa	172
Figura 6.1: Previsão da condutividade hidráulica, conforme modelo de Fredlung <i>et al.</i> (1994), para o solo da CFT desta pesquisa	177
Figura 6.2: Previsão da condutividade hidráulica, conforme modelo de Fredlung <i>et al.</i> (1994), para o solo do subleito desta pesquisa	177
Figura 6.3: Ilustração da coleta de leitura de campo para monitoramento da profundidade do lençol freático nas pistas experimentais desta pesquisa	179
Figura 6.4: Evolução da profundidade do lençol freático e sua relação com a precipitação pluviométrica na condição de exposição do solo (piezômetro e medidor de nível d'água instalados fora das pistas)	179
Figura 6.5: Precipitações pluviométricas durante o período do experimento desta pesquisa na APTP	180
Figura 6.6: Variação das temperaturas mensais durante o experimento na APTP	181
Figura 6.7: Precipitação e evapotranspiração durante o experimento desta pesquisa	182
Figura 6.8: Diagrama de equilíbrio hídrico durante o experimento desta pesquisa	183
Figura 6.9: Estágio 0 (sem NA, cota - 1,5 m) no dreno a céu aberto	185
Figura 6.10: Alterando do estágio 2 para o estágio 3 no dreno a céu aberto	185
Figura 6.11: Aplicação do estágio 7 (cota 0,0 m) no dreno a céu aberto	185
Figura 6.12: Dispositivo para controle do nível d'água no dreno, estágio 1 (NA na cota - 1,2 m), nesta pesquisa	186
Figura 6.13: Coleta de leitura do piezômetro P3 nas pistas experimentais desta pesquisa	186

Figura 6.14: Leituras obtidas nos piezômetros e nos medidores de nível d'água durante os levantamentos defletométricos	187
Figura 6.15: Leituras obtidas nos piezômetros e medidores, instalados na condição de exposição do solo, durante a realização dos levantamentos defletométricos	187
Figura 6.16: Leituras obtidas nos piezômetros, instalados no interior das pistas experimentais, durante a realização dos levantamentos defletométricos	188
Figura 6.17: Leituras obtidas no piezômetro P2 (pista B, trilha externa) durante a realização dos levantamentos defletométricos desta pesquisa	189
Figura 6.18: Leituras obtidas no piezômetro P3 (pista B, trilha interna) durante a realização dos levantamentos defletométricos desta pesquisa	189
Figura 6.19: Leituras obtidas no piezômetro P5 (pista A, trilha interna) durante a realização dos levantamentos defletométricos desta pesquisa	190
Figura 6.20: Leituras obtidas no piezômetro P6 (pista A, trilha externa) durante a realização dos levantamentos defletométricos desta pesquisa	190
Figura 6.21: Leituras obtidas no medidor de nível d'água M1 e precipitação pluviométrica durante o período do experimento	191
Figura 6.22: Leituras obtidas no medidor de nível d'água M2 e precipitação pluviométrica durante o período do experimento	191
Figura 6.23: Leituras obtidas no piezômetro P1 e precipitação pluviométrica durante o período do experimento	192
Figura 6.24: Leituras obtidas no piezômetro P2 (pista B, trilha externa) durante o período do experimento	192
Figura 6.25: Leituras obtidas no piezômetro P3 (pista B, trilha interna) durante o período do experimento	193
Figura 6.26: Leituras obtidas no piezômetro P4 (canteiro central) durante o período do experimento	193
Figura 6.27: Leituras obtidas no piezômetro P5 (pista A, trilha interna) durante o período do experimento	194
Figura 6.28: Leituras obtidas no piezômetro P6 (pista A, trilha externa) durante o período do experimento	194
Figura 6.29: Desenho esquemático dos níveis d'água nos drenos e nas pistas durante o experimento	196
Figura 6.30: Tensiômetro com manômetro de mercúrio instalado na pista experimental	197
Figura 6.31: Leitura das medidas no tensiômetro com manômetro de mercúrio no experimento desta pesquisa	198
Figura 6.32: Manutenção no tensiômetro com manômetro de mercúrio na pista experimental desta pesquisa	198
Figura 6.33: Sucções obtidas nos tensiômetros T1, T2, T4 e T5 (1,00 m de profundidade) durante a realização dos levantamentos defletométricos	199
Figura 6.34: Sucções obtidas nos tensiômetros T6, T7, T8 e T9 (0,30 m de profundidade) durante a realização dos levantamentos defletométricos	199

Figura 6.35: Sucções obtidas nos tensiômetros T10, T11, T12 e T13 (0,60 m de profundidade) durante a realização dos levantamentos defletométricos	200
Figura 6.36: Leituras obtidas no tensiômetro T1 (profundidade de 1,00 m, na trilha externa da pista B) durante o período do experimento	200
Figura 6.37: Leituras obtidas no tensiômetro T2 (profundidade de 1,00 m, na trilha interna da pista B) durante o período do experimento	201
Figura 6.38: Leituras obtidas no tensiômetro T3 (profundidade de 1,00 m, no canteiro central) durante o período do experimento	201
Figura 6.39: Leituras obtidas no tensiômetro T4 (profundidade de 1,00 m, na trilha interna da pista A) durante o período do experimento	202
Figura 6.40: Leituras obtidas no tensiômetro T5 (profundidade de 1,00 m, na trilha externa da pista A) durante o período do experimento	202
Figura 6.41: Leituras obtidas no tensiômetro T6 (profundidade de 0,30 m, na trilha externa da pista B) durante o período do experimento	203
Figura 6.42: Leituras obtidas no tensiômetro T7 (profundidade de 0,30 m, na trilha interna da pista B) durante o período do experimento	203
Figura 6.43: Leituras obtidas no tensiômetro T8 (profundidade de 0,30 m, na trilha interna da pista A) durante o período do experimento	204
Figura 6.44: Leituras obtidas no tensiômetro T9 (profundidade de 0,30 m, na trilha externa da pista A) durante o período do experimento	204
Figura 6.45: Leituras obtidas no tensiômetro T10 (profundidade de 0,60 m, na trilha externa da pista B) durante o período do experimento	205
Figura 6.46: Leituras obtidas no tensiômetro T11 (profundidade de 0,60 m, na trilha interna da pista B) durante o período do experimento	205
Figura 6.47: Leituras obtidas no tensiômetro T12 (profundidade de 0,60 m, na trilha interna da pista A) durante o período do experimento	206
Figura 6.48: Leituras obtidas no tensiômetro T13 (profundidade de 0,60 m, na trilha externa da pista A) durante o período do experimento	206
Figura 6.49: Fatores de correção para o revestimento asfáltico pela AASHTO (1993) ..	208
Figura 6.50: Deflexões características nas pistas A, trilhas externa e interna, durante a realização dos levantamentos defletométricos	210
Figura 6.51: Deflexões características nas pistas B, trilhas externa e interna, durante a realização dos levantamentos defletométricos	210
Figura 6.52: Evolução das deflexões para a seção S9 da pista A, trilha externa e interna, durante a realização dos levantamentos defletométricos	211
Figura 6.53: Evolução das deflexões para seção S9 da pista B, trilha externa e interna, durante a realização dos levantamentos defletométricos	212
Figura 6.54: Bacias de deflexões na seção S9 da pista A, trilha externa, para os estágios iniciais de indução de níveis d'água	213
Figura 6.55: Bacias de deflexões na seção S9 da pista A, trilha externa, para os estágios finais de indução de níveis d'água	213

Figura 6.56: Raio de curvatura para a seção S9 da pista A, trilha externa	214
Figura 6.57: Deflexão em função do nível d'água no piezômetro P6, localizado na pista A, trilha externa	216
Figura 6.58: Deflexão em função do nível d'água no piezômetro P5, localizado na pista A, trilha interna	216
Figura 6.59: Deflexão em função do nível d'água no piezômetro P2, localizado na pista B, trilha externa	217
Figura 6.60: Deflexão em função do nível d'água no piezômetro P3, localizado na pista B, trilha interna	217
Figura 6.61: Modelo da deflexão em função do nível d'água nos piezômetros P2, P3, P5 e P6	218
Figura 6.62: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T8 (0,30 m), localizado na pista A, trilha interna	219
Figura 6.63: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T1 (1,0 m), localizado na pista B, trilha externa	219
Figura 6.64: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T10 (0,60 m), localizado na pista B, trilha externa	220
Figura 6.65: Modelo da deflexão em função da sucção nos tensiômetros, localizados a 1,0 m de profundidade nas pistas A e B, trilhas externa e interna	220
Figura 6.66: Modelo da deflexão em função da sucção nos tensiômetros, localizados a 0,30 m de profundidade nas pistas A e B, trilhas externa e interna	221
Figura 6.67: Sucção no tensiômetro T12 (0,60 m) em função do nível d'água no piezômetro P5, localizado na pista A, trilha interna	222
Figura 6.68: Sucção no tensiômetro T2 (1,00 m) em função do nível d'água no piezômetro P3, localizado na pista B, trilha interna	222
Figura 6.69: Sucção no tensiômetro T7 (0,30 m) em função do nível d'água no piezômetro P3, localizado na pista B, trilha interna	223
Figura 6.70: Modelo da sucção nos tensiômetros, localizados a 1,00 m de profundidade, em função do nível d'água nos piezômetros	223
Figura 6.71: Modelo da sucção nos tensiômetros, localizados a 0,30 m de profundidade, em função do nível d'água nos piezômetros	224
Figura A.1: Evolução das deflexões pontuais para as seções S3, S6, S9, S12 e S15 da pista A, trilha externa, desta pesquisa	246
Figura A.2: Evolução das deflexões pontuais para as seções S3, S6, S9, S12 e S15 da pista A, trilha interna, desta pesquisa	246
Figura A.3: Evolução das deflexões pontuais para as seções S3, S6, S9, S12 e S15 da pista B, trilha externa, desta pesquisa	247
Figura A.4: Evolução das deflexões pontuais para as seções S3, S6, S9, S12 e S15 da pista B, trilha interna, desta pesquisa	247
Figura A.5: Bacias de deflexões na seção S9 da pista A, trilha interna, para os estágios iniciais de indução de níveis d'água	248
Figura A.6: Bacias de deflexões na seção S9 da pista A, trilha interna, para os estágios finais de indução de níveis d'água	248

Figura A.7: Bacias de deflexões na seção S9 da pista B, trilha externa, para os estágios iniciais de indução de níveis d'água	249
Figura A.8: Bacias de deflexões na seção S9 da pista B, trilha externa, para os estágios finais de indução de níveis d'água	249
Figura A.9: Bacias de deflexões na seção S9 da pista B, trilha interna, para os estágios iniciais de indução de níveis d'água	250
Figura A.10: Bacias de deflexões na seção S9 da pista B, trilha interna, para os estágios finais de indução de níveis d'água	250
Figura A.11: Raio de curvatura para a seção S9 da pista A, trilha interna	251
Figura A.12: Raio de curvatura para a seção S9 da pista B, trilha externa	251
Figura A.13: Raio de curvatura para a seção S9 da pista B, trilha interna	252
Figura A.14: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T5 (1,0 m), localizado na pista A, trilha externa	252
Figura A.15: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T9 (0,30 m), localizado na pista A, trilha externa	253
Figura A.16: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T13 (0,60 m), localizado na pista A, trilha externa	253
Figura A.17: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T4 (1,0 m), localizado na pista A, trilha interna	254
Figura A.18: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T12 (0,60 m), localizado na pista A, trilha interna	254
Figura A.19: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T6 (0,30 m), localizado na pista B, trilha externa	255
Figura A.20: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T2 (1,0 m), localizado na pista B, trilha interna	255
Figura A.21: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T7 (0,30 m), localizado na pista B, trilha interna	256
Figura A.22: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T11 (0,60 m), localizado na pista B, trilha interna	256
Figura A.23: Sucção no tensiômetro T5 (1,00 m) em função do nível d'água no piezômetro P6, localizado na pista A, trilha externa	257
Figura A.24: Sucção no tensiômetro T9 (0,30 m) em função do nível d'água no piezômetro P6, localizado na pista A, trilha externa	257
Figura A.25: Sucção no tensiômetro T13 (0,60 m) em função do nível d'água no piezômetro P6, localizado na pista A, trilha externa	258
Figura A.26: Sucção no tensiômetro T4 (1,00 m) em função do nível d'água no piezômetro P5, localizado na pista A, trilha interna	258
Figura A.27: Sucção no tensiômetro T8 (0,30 m) em função do nível d'água no piezômetro P5, localizado na pista A, trilha interna	259
Figura A.28: Sucção no tensiômetro T1 (1,00 m) em função do nível d'água no piezômetro P2, localizado na pista B, trilha externa	259
Figura A.29: Sucção no tensiômetro T6 (0,30 m) em função do nível d'água no piezômetro P2, localizado na pista B, trilha externa	260
Figura A.30: Sucção no tensiômetro T10 (0,60 m) em função do nível d'água no piezômetro P2, localizado na pista B, trilha externa	260
Figura A.31: Sucção no tensiômetro T11 (0,60 m) em função do nível d'água no piezômetro P3, localizado na pista B, trilha interna	261

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Equações empíricas para o coeficiente de condutividade hidráulica não saturada	41
Tabela 2.2: Valores propostos para o parâmetro “m”	49
Tabela 2.3: Equações que descrevem as curvas de calibração obtidas para os papéis filtro expressas em função de sucção e de teor de umidade do papel filtro	57
Tabela 3.1: Perfil das sondagens a trado	95
Tabela 3.2: Caracterização das amostras coletadas nas sondagens a trado	96
Tabela 3.3: Características físicas e classificações dos solos do subleito e da CFT	105
Tabela 3.4: Informações das camadas granulares desta pesquisa	107
Tabela 3.5: Composição granulométrica da sub-base e da base desta pesquisa	107
Tabela 3.6: Composição granulométrica do concreto asfáltico desta pesquisa	108
Tabela 3.7: Parâmetros Marshall da mistura asfáltica (CAP 20) desta pesquisa	108
Tabela 3.8: Resultados dos levantamentos defletométricos no topo das camadas	118
Tabela 3.9: Profundidade das instrumentações, a partir do topo da CFT, instaladas nas pistas experimentais	134
Tabela 3.10: Estágios de níveis d’água aplicados nos drenos	142
Tabela 5.1: Valores dos coeficientes de condutividade hidráulica do solo da CFT em função da variação de tensão confinante efetiva	160
Tabela 5.2: Valores dos coeficientes de condutividade hidráulica do solo do subleito em função da variação de tensão confinante efetiva	161
Tabela 5.3: Equações de ajuste para as curvas características dos solos CFT e subleito ..	162
Tabela 5.4: Parâmetros utilizados para ajuste das curvas características dos solos CFT e subleito	163
Tabela 5.5: Resultados dos ensaios triaxiais de cargas repetidas para o solo da CFT	168
Tabela 5.6: Resultados dos ensaios triaxiais de cargas repetidas para o solo do subleito ..	170
Tabela 6.1: Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica realizados com piezômetros com bureta, carga constante, na CFT e no subleito deste estudo ..	175
Tabela 6.2: Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica realizados com permeâmetro de Guelph, carga constante, na CFT e no subleito deste estudo ..	176
Tabela 6.3: Estágios de indução de níveis d’água, quantidade de dias em cada estágio, período de aplicação do estágio e data do levantamento defletométrico	184
Tabela 6.4: Deflexão característica, média e desvio padrão na pista A desta pesquisa ...	208
Tabela 6.5: Deflexão característica, média e desvio padrão na pista B desta pesquisa ...	209
Tabela 6.6: Valores de N em função das deflexões	225

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

- AASHO: *American Association of State Highway Officials* (extinto)
- AASHTO: *American Association of State Highway and Transportation Officials*
- ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas
- AF: Areia Fina
- AG: Areia Grossa
- AM: Areia Média
- APTP: Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos
- ASTM: *American Society of Testing and Materials*
- BI: Bloco Indeformado
- CAP: Cimento Asfáltico de Petróleo
- CBUQ: Concreto Betuminoso Usinado a Quente
- CFT: Camada Final de Terraplenagem
- CNT: Confederação Nacional dos Transportes
- CPR: Centro de Pesquisas Rodoviárias (substituiu a DNP)
- CSHRP: *Canadian Strategic Highway Research Program*
- DAER/RS: Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul
- DER/PR: Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná
- DET. 1: Detalhamento 1 (dreno DPS 05)
- DET. 2: Detalhamento 2 (dreno a céu aberto)
- DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (extinto)
- DNIT: Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (antigo DNER)
- DNP: Divisão de Normas e Pesquisas (atual CPR)
- DPS: Dreno Longitudinal Profundo
- EICM: *Enhanced Integrated Climatic Model*
- FWD: *Falling Weight Defletometer*
- Hg: Mercúrio

Im: Índice de Umidade

IPH: Instituto de Pesquisas Hidráulicas

IG: Índice de Grupo

IP: Índice de Plasticidade

IPR: Instituto de Pesquisas Rodoviárias

ISC: Índice de Suporte Califórnia

IUPAC: *International Union of Pure and Applied Chemistry*

LAPAV: Laboratório de Pavimentação

LL: Limite de Liquidez

LMS: Laboratório de Mecânica dos Solos

LP: Limite de Plasticidade

LCPC: *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*

LTPP: *Long-Term Pavement Performance*

M: Medidor de Nível d'Água

MCT: Miniatura, Compactado, Tropical

NBR: Norma Brasileira Registrada

NCHRP: *National Cooperative Highway Research Program*

NA: Nível d'Água

NP: Não Plástico

P: Piezômetro

PA: Pista A

PAEP: Pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos

PB: Pista B

PEAD: Polietileno de Alta Densidade

PF: Pedregulho Fino

PM: Pedregulho Médio

PO: Poço de Observação

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

PSI: *Present Serviceability Index*

PVC: Policloreto de Vinilo

S: Seção

SAFL: Solo Arenoso Fino Laterítico

SMT: *Seasonal Monitoring Program*

ST: Sondagem a Trado

SUCS: Sistema Unificado de Classificação de Solos

T: Tensiômetro

TE: Trilha Externa (trilha próxima ao dreno)

TI: Trilha Interna (trilha oposta ao dreno)

TDR: *Time Domain Reflectometry* (ou Reflectometria no Domínio do Tempo)

TMI: *Thornthwaite Moisture Index*

TRB: *Transportation Research Board*

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UNISINOS: Universidade do Vale do Rio dos Sinos

VEA: Valor de Entrada de Ar

LISTA DE SÍMBOLOS

A: área de um volume de mercúrio externo ao poro

a_f : raio do furo de sondagem

C: fator de forma, adimensional, dependente da carga hidráulica aplicada e do raio do furo

D: deflexão máxima sob o ponto de aplicação da carga

\bar{D} : deflexão média

D_c : deflexão característica

D_f : diâmetro do filtro de areia no ensaio com piezômetros

$D_v(r)$: volume da função distribuição de tamanho de poros

D_0 : deflexão máxima sob o ponto de aplicação da carga

D_{25} : deflexão a 25 cm do ponto de aplicação da carga

d: distância da ponta porosa até o topo da camada de revestimento

d_t : diâmetro do tubo

dV: volume elementar de todos os poros com raios entre r e r+dr

E^* : módulo dinâmico

ETP: evapotranspiração

F: fator de forma de Hvorslev

g: aceleração da gravidade

H: carga hidráulica

H_1 e H_2 : cargas hidráulicas anotadas nos tempos t_1 e t_2 , respectivamente

h: distância entre a camada de revestimento e o topo do reservatório de mercúrio

I: influxo total

IP: Índice de Plasticidade

I_C : água de capilaridade proveniente do lençol d'água

I_H : água de hidrogênese ou condensação, como resultado das flutuações de temperatura e pressão atmosférica

I_S : infiltração superficial, em grande parte devido às chuvas

I_T : água proveniente de áreas úmidas adjacentes, acostamentos úmidos, lençol d'água subjacente, nascentes

K_1 , K_2 e K_3 : parâmetros de resiliência obtidos experimentalmente

k: coeficiente de condutividade hidráulica

k_c : coeficiente de condutividade hidráulica calculado por modelo estatístico

$k_{caolinita}$: coeficiente de condutividade hidráulica da caolinita

$k_{esmectita}$: coeficiente de condutividade hidráulica da esmectita

k_{fs} : coeficiente de condutividade hidráulica saturada de campo

k_{ilita} : coeficiente de condutividade hidráulica da ilita

$k_{indefornado}$: coeficiente de condutividade hidráulica da caolinita do solo indeformado

k_r : coeficiente de condutividade hidráulica não saturada relativa

$k_{reconstituído\ de\ lama}$: coeficiente de condutividade hidráulica do solo reconstituído de lama

k_{rel} : coeficiente de condutividade hidráulica relativa

$k_{remoldado}$: coeficiente de condutividade hidráulica da ilita do solo remoldado

$k(\psi)$: coeficiente de condutividade hidráulica do solo não saturado, expresso em função do potencial matricial

L: largura da pista

L_f : comprimento do filtro de areia no ensaio com piezômetros

M_R : módulo de resiliência

M_f : módulo de resiliência efetivo

m : parâmetro que quantifica as diferenças entre as modificações propostas para o fator F

N : número cumulativo de solicitações de eixos equivalentes ao eixo padrão de 80 kN

N_p : número de faixas da pista

n : porosidade

n' : constante

O_D : água removida por sistemas de drenagem subterrânea

O_E : evaporação superficial

O_P : perda por percolação pelo subleito ou drenagem

O_R : perda por bombeamento através de trincas ou juntas

O_S : perda por percolação

PRE : precipitação pluviométrica

PRF : precipitação efetiva

P_t : índice de serventia final do pavimento

Q : vazão total infiltrada

Q_f : vazão através do furo de sondagem ou taxa de entrada de água no solo

q : taxa de influxo

R : fator climático regional

R_c : raio de curvatura

r : distância entre o topo do reservatório de mercúrio e o topo do mercúrio na mangueira

S : sucção do solo

S_i : valor de suporte do solo

SN : número estrutural do pavimento

S_r : grau de saturação

S_{rs} : grau de saturação correspondente ao valor de entrada de ar

T : tensão superficial da água

u_f : dano relativo

$\overline{u_f}$: dano relativo médio

$(u_a - u_w)$: sucção matricial

$(u_a - u_w)_b$: sucção equivalente a entrada de ar

$(u_a - u_w)_r$: sucção matricial residual

W_{t18} : número total de aplicação de carga de 80 kN ao final do período de tempo t

W_1 : trabalho necessário para criar uma área adicional

W_2 : trabalho necessário para introduzir o mercúrio dentro de um poro cilíndrico

x : variável de integração

α : inclinação da curva $\ln(k)$ versus ψ

$\gamma_{d_{máx}}$: peso específico aparente seco máximo

γ_{Hg} : peso específico de mercúrio

γ_{H_2O} : peso específico da água a 4°C

γ_s : peso específico real dos grãos

θ : teor de umidade volumétrico

θ_L : menor valor de teor de umidade volumétrico na curva característica

θ_r : teor de umidade volumétrico residual

θ_s : teor de umidade volumétrico saturada

λ : índice de distribuição de tamanho de poros

μ_w : viscosidade absoluta da água

ρ_w : densidade da água

σ : desvio padrão

σ_d : tensão desvio

σ_3 : tensão de confinamento

ϕ_m : potencial matricial de fluxo

ψ : potencial matricial do solo

ψ_i : potencial matricial inicial junto às paredes do furo de sondagem

ω : teor de umidade

$\omega_{ótima}$: teor de umidade ótima

ω_s : teor de umidade correspondente ao valor de entrada de ar

1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta o problema de pesquisa desta tese, onde é feita uma breve contextualização do tema, e os objetivos geral e específicos deste trabalho. Na seqüência é detalhado o conteúdo abordado em cada capítulo.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA E JUSTIFICATIVA

A existência de uma vasta rede de rodovias pavimentadas representa um grande investimento e um avanço econômico e social. O Brasil desponta como uma das economias mais dinâmicas no cenário mundial pós-crise. No entanto, a falta de uma infraestrutura de transporte adequada é fator limitador a um crescimento sustentável e mais robusto. A ampliação, a recuperação e a manutenção de toda a malha rodoviária brasileira são inadiáveis para consolidar o desenvolvimento social e econômico do País.

Em 2010, o amplo estudo sobre as condições das rodovias brasileiras chega à sua décima quarta edição e é realizado pela Confederação Nacional dos Transportes (CNT, 2010). Durante 37 dias, entre maio e junho, quinze equipes de pesquisadores avaliaram as condições de conservação do pavimento, da sinalização e da geometria viária de 90.945 km que correspondem à soma da extensão de toda rede federal pavimentada com a malha constituída pelas principais rodovias estaduais. De acordo com a pesquisa CNT (2010), 14,7% das rodovias avaliadas são classificadas como ótimas, 26,5% como boas, 33,4% são regulares, 17,4% estão ruins e 8%, péssimas. Em 2009, a pesquisa analisou 89.552 km. O percentual de rodovias ótimas foi de 13,5% e de boas, de 17,5%. As regulares somaram 45%. E os índices de ruins ou péssimas foram de 16,9% e 7,1%, respectivamente. Neste último ano, houve uma melhoria significativa na condição das rodovias brasileiras, resultado do aumento dos investimentos em infraestrutura. A pesquisa CNT (2010) tem como objetivo principal avaliar as condições das rodovias brasileiras pavimentadas segundo aspectos que são perceptíveis aos usuários. A metodologia desenvolvida pela CNT permite identificar as reais condições das vias em relação ao pavimento, à sinalização e à geometria que afetam, direta ou indiretamente, o conforto e a segurança dos usuários. O resultado da análise desses três

elementos é a classificação do estado geral das principais rodovias e ligações rodoviárias. Os resultados da pesquisa desenvolvida pela CNT (2010) apresentam aspectos operacionais das rodovias, firmando-se como um dos mais importantes instrumentos de diagnóstico da situação da malha rodoviária do país.

Os pavimentos estão expostos ao intemperismo que combinado com a ação do tráfego exigem cuidados para garantir trafegabilidade e proporcionar segurança aos usuários. O desafio de projetar um pavimento reside no fato de conceber uma obra de engenharia que cumpra as demandas estruturais e funcionais (Bernucci *et al.*, 2006). Todo empenho em reduzir custos (tanto na construção, como na manutenção) ou aumentar a vida útil das rodovias é esperado devido às restrições orçamentárias.

Os pavimentos ficam sujeitos às variações das condições ambientais e, conseqüentemente, as variações de umidade. Yoder e Witczak (1975) relatam que a umidade do pavimento pode ser modificada por fluxos de água que podem alcançar sua estrutura através da: a) percolação, fluxos de água a partir dos terrenos situados em cotas superiores; b) infiltração lateral, através do acúmulo de águas nas bordas do pavimento e a partir dos acostamentos umedecidos por chuvas; c) infiltração vertical, a partir de trincas na superfície ou através de superfície permeável, de águas de chuva e de águas acumuladas; d) elevação do lençol freático ou por fluxos provenientes dele, induzidos por gradientes térmicos e de sucção matricial, na fase líquida e na fase vapor.

Historicamente tem-se destacado a influência do nível do lençol freático na deformabilidade dos materiais constituintes de pavimentos, em especial dos subleitos, o que justifica a construção de drenos profundos. Nos projetos de drenagem de pavimentos, as variações dos níveis d'água são geralmente inferidas a partir da intensidade de chuvas e do nível de equilíbrio do lençol freático. No Brasil são raros os estudos que relacionam as deflexões dos pavimentos flexíveis com o nível do lençol freático registrado no interior dos subleitos.

Com a finalidade de avaliar a influência da profundidade do nível do lençol freático na sucção e na deflexão de pavimentos flexíveis foram construídas duas pistas experimentais. Cada pista tem dimensões de 6,0 m de largura e 18,0 m de comprimento, de pavimentos flexíveis representativos de estruturas rodoviárias do Rio Grande do Sul (base e sub-base granulares e revestimento em mistura asfáltica a quente). As duas pistas experimentais possuem a mesma estrutura, porém com diferentes drenos profundos. Os dispositivos de drenagem foram

executados em uma das laterais de cada pista. As pistas foram instrumentadas para monitoramento do nível d'água e medições de sucção. Os levantamentos defletométricos foram realizados periodicamente nas pistas. O local de construção das pistas foi na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos (AFTP), localizada no Campus de Vale da UFRGS, em Porto Alegre. O estudo experimental compreendeu duas etapas principais, uma realizada no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS e outra nas pistas experimentais da AFTP.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa consiste em avaliar a influência da variação do nível do lençol freático na sucção e na deflexão de pavimentos flexíveis, sob a ação de diferentes níveis d'água induzidos no solo, através de drenos simulando a variação da profundidade do nível do lençol freático.

Nesta pesquisa o dreno foi usado no sentido oposto, seja para induzir água nas fundações das pistas experimentais.

Os objetivos específicos visam:

- construir e instrumentar duas pistas experimentais dotadas com dispositivos de drenagem para estudar os efeitos da presença de água no comportamento dos solos sob o pavimento;
- determinar o coeficiente de condutividade hidráulica, a curva característica, o módulo de resiliência e a distribuição de poros dos dois solos componentes das fundações das pistas experimentais;
- avaliar as relações entre nível d'água, sucção e deflexão das pistas experimentais;
- obter modelos que representam as condições estudadas;
- avaliar a profundidade mínima dos drenos com objetivo de aumentar a vida útil do pavimento.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

Esta tese é composta por sete capítulos, referências e apêndice descritos a seguir.

Neste Capítulo 1 (Introdução) são apresentados o problema de pesquisa, os principais objetivos e a organização da tese.

No Capítulo 2 (Revisão Bibliográfica) são apresentadas considerações sobre a condutividade hidráulica, a determinação da sucção de solos, a água em pavimentos rodoviários, a influência da umidade e da sucção no módulo de resiliência, e a drenagem de rodovias.

No Capítulo 3 (Pistas Experimentais deste Estudo) são apresentados os materiais e métodos utilizados para a construção de duas pistas experimentais com diferentes sistemas de drenagem, a instrumentação adotada e o planejamento experimental das pistas.

No Capítulo 4 (Ensaio em Laboratório) são descritos os procedimentos laboratoriais adotados nesta pesquisa, com a finalidade de obter a condutividade hidráulica, a sucção, o módulo de resiliência e a distribuição de tamanho de poros por intrusão de mercúrio a partir de amostras moldadas de blocos indeformados coletados na camada final de terraplenagem (CFT) e no subleito.

Os resultados experimentais obtidos em laboratório são apresentados e analisados no Capítulo 5 (Apresentação e Análise dos Resultados de Laboratório).

No Capítulo 6 (Apresentação e Análise dos Resultados de Campo) são apresentados as medições e os resultados dos ensaios realizados nas duas pistas experimentais construídas na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos (AFTP), no Campus do Vale da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). As análises dos resultados foram realizadas com a finalidade de avaliar a influência da profundidade do nível d'água na sucção e na deflexão de pavimentos flexíveis, sob a ação de diferentes níveis d'água induzidos no solo através dos drenos.

No Capítulo 7 (Conclusões e Sugestões) são apresentadas as conclusões relativas à análise dos resultados obtidos nesta tese e as sugestões para estudos futuros.

As Referências bibliográficas que embasam este trabalho são apresentadas na sequência.

Finalizando o texto vem o Apêndice A que mostra os resultados das deflexões pontuais, bacias de deflexões, raios de curvatura, deflexão em função da sucção e sucção em função do nível d'água.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Os solos têm a propriedade de permitir (com maior ou menor facilidade) que a água percole através dos seus vazios, os quais, estando interligados entre si, formam um espaço contínuo. É esse espaço contínuo que permite o fluxo da água de um ponto de energia elevada para outro de energia menor. Na engenharia geotécnica, a propriedade que tem um solo de permitir o escoamento d'água através de seus vazios é denominada de condutividade hidráulica.

A lei de Darcy é válida para fluxo laminar em qualquer solo, mesmo quando o valor do gradiente hidráulico é muito baixo. Nos solos, o fluxo é normalmente considerado laminar. O fluxo de água nos solos depende de fatores que influenciam a condutividade hidráulica.

2.1.1 Fatores que afetam a condutividade hidráulica

Os fatores que influenciam o coeficiente de condutividade hidráulica são: tamanho e distribuição de partículas, tamanho e distribuição de poros, composição mineralógica, estrutura do solo, grau de saturação, temperatura da água e efeitos de escala tais como discontinuidades no interior da massa.

Quanto maior o tamanho das partículas e dependendo da sua distribuição, maior o tamanho dos vazios em consequência, é maior o coeficiente de condutividade hidráulica. Portanto, o coeficiente de condutividade hidráulica em solos granulares é maior do que em solos finos. Para alguns solos é possível determinar uma relação entre tamanho das partículas e coeficiente de condutividade hidráulica.

Mitchell (1993) mostra a influência da composição mineralógica sobre o coeficiente de condutividade hidráulica. Para o caso de solos argilosos, no mesmo teor de umidade, tem-se: $k_{\text{esmectita}} < k_{\text{ilita}} < k_{\text{caolinita}}$. Esta influência está relacionada com as diferenças de superfície

específica apresentada por estes minerais argílicos. Entre as esmectitas, a montmorilonita sódica apresenta menor coeficiente de condutividade hidráulica que a cálcica, sendo muito usada como aditivo para reduzir o coeficiente de condutividade hidráulica de outros materiais. Mitchell (1993) explica que o comportamento do solo é regido pelo campo de força gerado pela aproximação de duas partículas. Quanto maior a proporção de cátions trocáveis entre as partículas, maior a possibilidade de expansão da argila. As esmectitas expandem mais devido à maior troca de cátions entre as camadas. As ilitas apresentam o potássio como cátion entre as camadas, que satisfaz a deficiência de carga e diminui o potencial de expansão. No entanto, os íons de sódio e cálcio movimentam-se na presença de água, ocasionando a entrada de água entre as camadas o que resulta na expansão das ilitas. As caolinitas não apresentam cátions entre as partículas. A inexistência de cátions e de espaço para as moléculas de água entrarem entre as camadas, praticamente impedem a possibilidade de expansão das caolinitas. Araruna (1995) comenta a influência do tipo de cátion trocável e o pH d'água, e que ambos afetam a contração ou expansão da dupla camada iônica formada em torno das partículas de argila.

A estrutura é a característica física do solo definida pela forma, tamanho e arranjo das partículas e de seus vazios. Além das partículas individuais de argila, silte e areia, também se considera os agregados estruturais, torrões e grumos, separados entre si por vazios ou fissuras naturais.

Conforme Daniel e Trautwein (1986), é conveniente usar os termos micropermeabilidade e macropermeabilidade. A micropermeabilidade refere-se à condutividade hidráulica associada com o fluxo através dos vazios entre as partículas do solo (microestrutura do solo). A macropermeabilidade refere-se à condutividade hidráulica em maior escala, depende de características como trincas, fissuras, canais gerados por raízes de plantas e lentes de material mais permeável (macroestrutura do solo).

Alguns problemas hidráulicos que ocorrem em obras geotécnicas podem ser causados pela macroestrutura do solo. Alguns exemplos são os seguintes: a) as argilas compactadas que apresentam fissuras de cisalhamento, fissuras de tração por secagem ou perfurações devido à ação de animais ou raízes podem ser mais permeáveis que a argila contida entre as fissuras; b) os solos residuais de arenitos finos podem ter canais de erosão interna nos contatos com outros solos, aumentando a condutividade hidráulica no local; c) os solos aluvionares estratificados podem apresentar erosão interna devido à concentração de fluxo de água em camadas de granulometria grosseira; d) os solos granulares bem graduados utilizados em

sistemas de drenagem podem apresentar erosão interna ocasionada pela segregação durante a construção.

Os ensaios de condutividade hidráulica em solos argilosos compactados apresentam coeficientes de condutividade hidráulica no ramo seco muito maiores que no ramo úmido, mesmo quando comparados no mesmo índice de vazios, indicando um efeito de estrutura. A variação da condutividade hidráulica de solos argilosos compactados com a umidade de compactação foi explicada por Lambe (1958) a partir da influência da microestrutura do solo. Lambe (1958) desenvolveu uma teoria onde conclui que no ramo seco as partículas de argila são arrançadas em uma microestrutura floculada e no ramo úmido em uma microestrutura dispersa. O autor salienta que há vazios menores na estrutura dispersa ocasionando um menor coeficiente de condutividade hidráulica. Benson e Daniel (1990) constataram a influência da macroestrutura do solo, considerada mais adequada já que o fluxo de água ocorre preferencialmente no interior dos poros relativamente maiores, chamados de macroporos, localizados entre os torrões de argila. As argilas compactadas no ramo seco apresentam uma sucção elevada, ocasionando agregados de solo mais resistentes à compactação e, portanto, o solo é compactado com macroporos o que gera um elevado coeficiente de condutividade hidráulica. No ramo úmido os agregados são remoldados mais facilmente devido a pouca resistência à compactação, a inexistência de macroporos ocasiona um menor coeficiente de condutividade hidráulica. Cruz (1996) observou que no mesmo solo, para um mesmo índice de vazios, as condutividades hidráulicas podem variar em até 500 vezes. Os resultados encontrados foram $k_{\text{reconstituído de lama}} < k_{\text{remoldado}} < k_{\text{indeforado}}$.

Quanto maior é o grau de saturação, maior é o coeficiente de condutividade hidráulica. Quando um solo saturado é submetido a uma dessaturação gradativa, o ar passa a ocupar parte dos vazios maiores, a água se desloca para os vazios menores. Isto ocasiona uma redução do volume de poros ocupado pela água e, conseqüentemente, ocorre uma diminuição no coeficiente de condutividade hidráulica.

A temperatura afeta diretamente a viscosidade cinemática da água. Quanto maior a temperatura da água, maior será a condutividade hidráulica do solo, pois maior será a facilidade da água percolar pelos poros, devido à menor viscosidade cinemática da mesma.

2.1.2 Condutividade hidráulica não saturada

A lei de Darcy, que foi desenvolvida para solos saturados, também pode ser aplicada para solos não saturados. O coeficiente de condutividade hidráulica em solos saturados depende da distribuição de tamanho de poros e, conseqüentemente, do índice de vazios. Em solos não saturados, o coeficiente de condutividade hidráulica não pode ser considerado como sendo um valor constante, varia também com a quantidade de água presente nos vazios, o qual pode ser expresso como uma função do teor de umidade ou da sucção matricial do solo.

A água pode ser visualizada como fluindo apenas através dos espaços de poros cheios de água. Os poros cheios de ar são canais não condutivos para o fluxo de água. Então, os poros cheios de ar em um solo não saturado podem ser considerados como um comportamento similar à fase sólida, o que possibilita tratar o solo como um solo saturado com um teor de umidade reduzido. Conforme Fredlund e Rahardjo (1993), a validade da lei de Darcy para um solo não saturado pode ser verificada da mesma forma que para um solo saturado. Entretanto, o volume de água (teor de umidade) deveria ser constante enquanto que o gradiente de carga hidráulica varia.

Fredlund e Rahardjo (1993) relatam que experimentos realizados para verificar a validade da lei de Darcy para solos não saturados demonstraram que a taxa de fluxo de água é linearmente proporcional ao gradiente de carga hidráulica, com o coeficiente de condutividade hidráulica sendo uma constante, similar à situação que ocorre para um solo saturado. Isso confirma a validade da lei de Darcy para solos não saturados. Entretanto, para um solo não saturado, a magnitude do coeficiente de condutividade hidráulica será diferente para teores de umidade volumétricos diferentes.

Em solos não saturados, o coeficiente de condutividade hidráulica é significativamente afetado por variações de índice de vazios e de grau de saturação, estando ambas relacionadas com variações de sucção matricial. O aumento na sucção matricial provoca uma redução do volume de poros ocupado por água. Na Figura 2.1, retirada de Childs (1969 *apud* Fredlund e Rahardjo, 1993) mostram-se os estágios crescentes de avanço do ar (1 a 5) nos poros do solo ocupando o volume anterior da água. O preenchimento dos poros com o ar aumenta a quantidade de água que fica isolada e descontínua no interior do solo, impedindo o fluxo. Como resultado, o coeficiente de condutividade hidráulica com respeito à fase líquida decresce rapidamente à medida que o espaço disponível para o fluxo de água é reduzido.

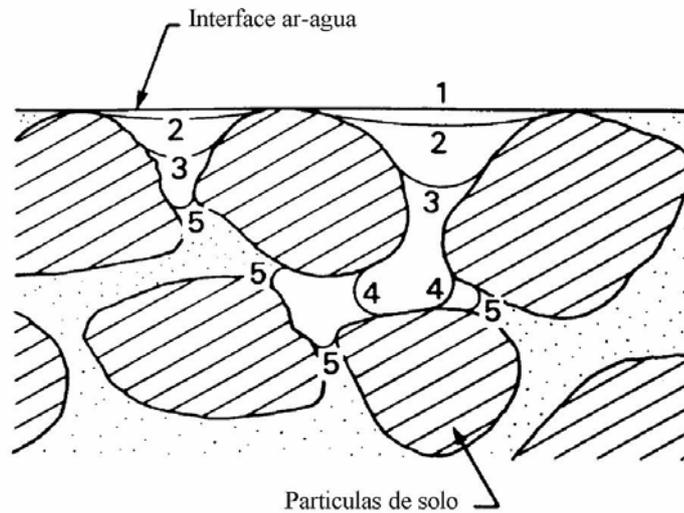


Figura 2.1: Estágios crescentes de avanço do ar (1 a 5) empurrando a água para os vazios menores, Childs (1969 *apud* Fredlund e Rahardjo, 1993)

Fredlund *et al.* (1994) relatam que para obter o coeficiente de condutividade hidráulica de um solo não saturado pode-se utilizar equações empíricas ou modelos estatísticos. A utilização de uma equação empírica para um solo não saturado necessita de uma quantidade significativa de resultados de ensaios de condutividade hidráulica não saturada. Estes ensaios são de complexa execução tanto no laboratório como no campo. Os modelos estatísticos estimam o coeficiente de condutividade hidráulica não saturada a partir da determinação experimental da curva característica do solo. Tanto as equações empíricas como os modelos estatísticos são expressos em termos de um coeficiente de condutividade hidráulica não saturada relativa conforme a Equação 2.1.

$$k_r = \frac{k}{k_{fs}} \quad (2.1)$$

Onde:

k_r = coeficiente de condutividade hidráulica não saturada relativa;

k = coeficiente de condutividade hidráulica;

k_{fs} = coeficiente de condutividade hidráulica saturada de campo.

Várias pesquisas têm estudado a relação entre a condutividade hidráulica de solos não saturados e a sucção. A Tabela 2.1 apresenta diversas equações empíricas que descrevem esta relação.

Tabela 2.1: Equações empíricas para o coeficiente de condutividade hidráulica não saturada

Equação	Descrição	Referência
$k_w = \frac{k}{1 + a \left\{ \frac{(u_a - u_w)}{\rho_w \cdot g} \right\}^n} \quad (2.2)$	<p>a, n = constantes ρ_w = densidade da água g = aceleração da gravidade</p>	Gardner (1958a)
$k_w = k \cdot e^{-\alpha \cdot \psi} \quad (2.3)$	<p>$\alpha = \frac{k}{\phi_m}$ ϕ_m = potencial matricial de fluxo ψ = sucção/peso esp. água</p>	Gardner (1958b)
$k_w = k \quad \text{para} \quad (u_a - u_w) \leq (u_a - u_w)_b \quad (2.4)$	<p>$(u_a - u_w)_b$ = sucção equivalente a entrada de ar</p>	Brooks e Corey (1964)
$k_w = k \left\{ \frac{(u_a - u_w)_b}{(u_a - u_w)} \right\}^n \quad \text{para} \quad (u_a - u_w) > (u_a - u_w)_b \quad (2.5)$	<p>$n = 2 + 3 \cdot \lambda$, λ = índice de distribuição de tamanho de poros</p>	
$k_w = \frac{k}{\left\{ \frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right\}^{n'} + 1} \quad (2.6)$	<p>n' = constante</p>	Arbhabhira e Kridakorn (1968) citado por Fredlund e Rahardjo (1993)
$k_w(S_r) = k \cdot S_r^l \left[1 - \left(1 - S_r^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2$	<p>θ_r = umidade residual θ_s = umidade saturada S_r = grau de saturação m = parâmetro de ajuste l = 0,5</p>	Van Genuchten (1980)
$S_r = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (2.7)$		

Tabela 2.1: Equações empíricas para o coeficiente de condutividade hidráulica não saturada (continuação)

Equação	Descrição	Referência
$k_{(\theta)} = \frac{k}{k_c} \cdot \frac{T^2 \cdot \rho_w \cdot g \cdot \theta_s^p}{\mu_w} \cdot \int_{\theta_L}^{\theta} \frac{\theta - x}{S^2(x)} dx$ <p style="text-align: right;">(2.8)</p>	<p>θ = umidade volumétrica, ($\theta = n \cdot S_r$)</p> <p>T = tensão superficial da água</p> <p>k_c = coef. cond. hid. calculado por modelo estatístico</p> <p>μ_w = viscosidade absoluta da água</p> <p>x = variável de integração</p> <p>S = sucção do solo</p> <p>θ_L = menor valor de umidade volumétrica na curva característica</p> <p>S_r = grau de saturação</p> <p>n = porosidade</p>	Fredlund <i>et al.</i> (1994)
$k_{rel} \approx 10^{(7,9 \cdot \log S_r^\gamma)}$ $\gamma = 14,08(IP)^2 + 9,4(IP) + 0,75$ <p style="text-align: right;">(2.9)</p>	<p>$k_{rel} = k_w/k$</p> <p>IP = Índice de Plasticidade</p>	Vanapalli e Lobbezoo (2002)

A Figura 2.2 ilustra uma curva característica de um solo indicando as sucções correspondentes ao valor de entrada de ar no solo e ao teor de umidade residual. Fredlund e Xing (1994) apresentam definições das variáveis associadas com a curva característica. O valor de entrada de ar do solo é a sucção matricial onde o ar inicia a entrada nos maiores poros do solo. O valor do teor de umidade residual é o teor de umidade onde uma elevada sucção é requerida para remover a água adicional do solo. O teor de umidade residual (θ_r) pode ser aproximado como a ordenada do ponto de intersecção de duas retas. Estas retas tangenciam a curva característica na alta sucção devido à existência do ponto de inflexão.

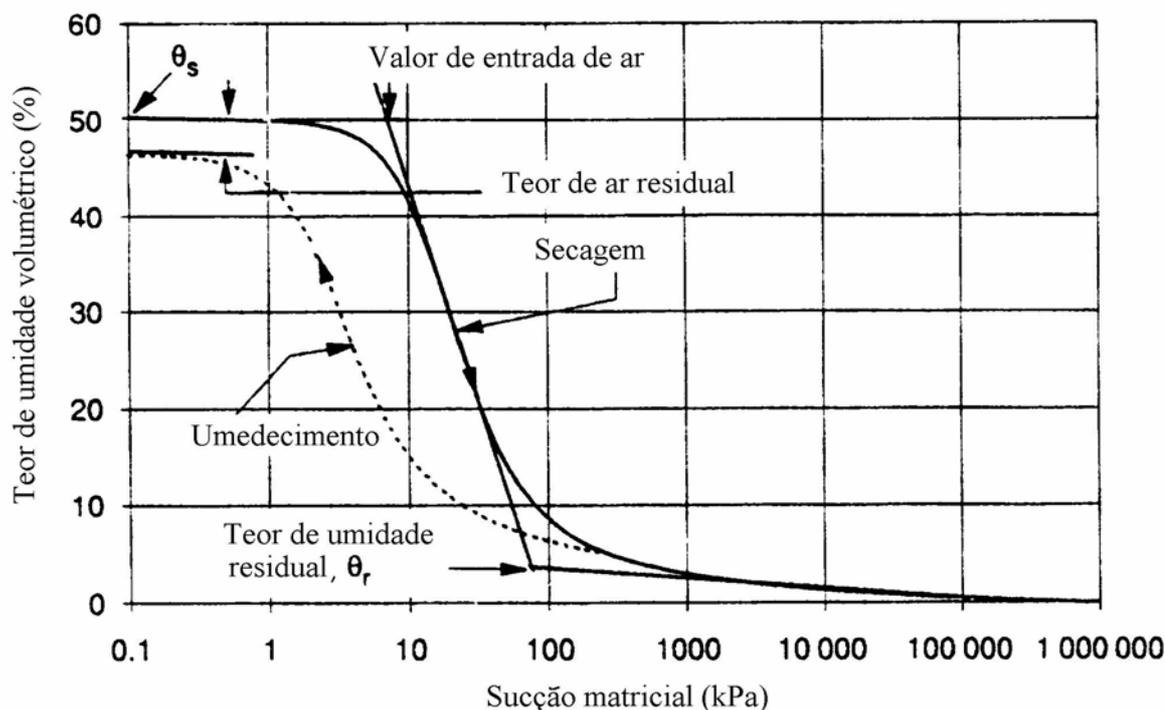


Figura 2.2: Curva característica de secagem e umedecimento, Fredlund e Xing (1994)

A curva característica pode ser definida por uma relação entre a sucção e o grau de saturação (teor de umidade). O teor de umidade pode ser expresso na forma gravimétrica (ω) ou na forma volumétrica (θ). Como resultado de diferentes definições usadas, a curva característica pode apresentar inúmeras formas. A geometria e a distribuição dos poros e a composição dos finos constituintes do solo influenciam na forma e inclinação da curva característica (Jucá, 1990).

A curva característica descreve a capacidade de armazenamento de água do solo quando o mesmo é submetido a diferentes valores de sucção, em trajetórias de secagem e/ou umedecimento. A Figura 2.3 mostra curvas características de secagem típicas para solos arenosos, siltosos e argilosos. Observa-se que a curva característica típica para solos argilosos apresenta valores mais elevados de entrada de ar e de teor de umidade volumétrico saturado. Conforme Fredlund e Xing (1994), estes valores geralmente aumentam com a plasticidade do solo. Os autores comentam que outros fatores, tais como a história de tensões, também afetam a forma das curvas características.

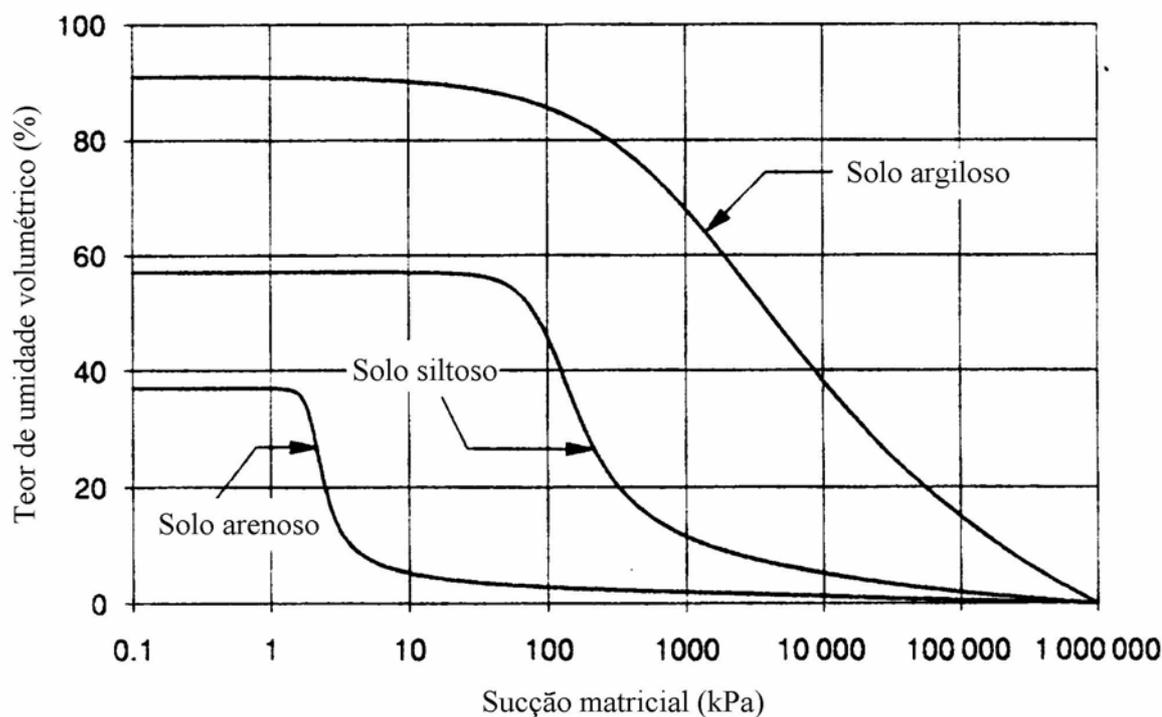


Figura 2.3: Curvas características de secagem típicas para diferentes solos, Fredlund e Xing (1994)

A fase ar dentro de um solo não saturado pode ser encontrada na forma contínua de ar e na forma de bolhas de ar oclusas. A forma de fase ar contínua geralmente ocorre quando o grau de saturação reduz-se para 85% ou menos. O fluxo de ar através de um solo não saturado inicia a partir deste ponto. Quando o grau de saturação atinge valores superiores a 90%, a fase ar torna-se oclusa e o fluxo de ar é restrito ao processo de difusão através do poro-água. O fluxo de ar na forma contínua é regido pelo gradiente de pressão ou de concentração. O gradiente de pressão é normalmente considerado como o único escoamento potencial na fase ar. As leis de Fick e Darcy têm sido utilizadas para descrever o fluxo de ar através dos poros.

A lei de Fick é frequentemente usada para descrever a difusão de gases através de líquidos. Uma forma modificada da lei de Fick pode ser aplicada para o processo de fluxo de ar. A primeira condição desta lei é que a taxa de transferência de massa de uma substância difusa através de uma área unitária é proporcional ao gradiente de concentração da substância difusa. No caso do fluxo de ar de um solo não saturado, o solo pode ser usado como referência para ser consistente com o conceito de condutividade na fase água.

2.2 DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS

O coeficiente de condutividade hidráulica pode ser determinado através de ensaios de laboratório e de campo. A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica em laboratório utiliza permeâmetros de parede rígida e de parede flexível. Entre os ensaios de campo, pode-se citar: ensaios de ponta aberta, ensaios de cava, piezômetros e o permeâmetro de Guelph. A principal vantagem dos ensaios de campo sobre os ensaios de laboratório é que evitam problemas de amostragem e incorporam mais adequadamente efeitos de escala e anisotropia.

Os ensaios para determinação do coeficiente de condutividade hidráulica em solos podem ser: com carga constante, conforme a NBR 13292 (ABNT, 1995), ou com carga variável, de acordo com a NBR 14545 (ABNT, 2000).

2.2.1 Ensaios de laboratório

Daniel (1994) apresenta uma revisão detalhada dos equipamentos de laboratório frequentemente utilizados para o estudo da condutividade hidráulica de solos. Os permeâmetros para ensaios de condutividade hidráulica podem ser classificados em permeâmetros de parede rígida e permeâmetros de parede flexível.

O permeâmetro de parede rígida é composto por um tubo onde o corpo de prova cilíndrico é posicionado entre discos porosos. Alguns ensaios necessitam de um selamento entre o corpo de prova e a parede do tubo para minimizar o fluxo, frequentemente é utilizada a bentonita.

O permeâmetro de parede flexível consiste em uma câmara triaxial onde o corpo de prova é confinado. Na base e no topo do corpo de prova são colocados pedras porosas e a lateral é envolvida por uma membrana de látex. Após a instalação do corpo de prova, a câmara triaxial é preenchida com água e é aplicada uma pressão de confinamento, para manter a membrana de látex contra a lateral do corpo de prova. Daniel (1994) recomenda que a pressão de confinamento efetiva seja maior do que 30 kPa. Aplica-se contra-pressão no corpo de prova para conseguir maior eficiência no processo de saturação da amostra. A contra-pressão comprime e dissolve as bolhas de ar presentes no interior do corpo de prova quando este não está saturado.

Os ensaios de laboratório podem ser realizados com carga constante ou variável. Para o ensaio com carga constante é utilizado um vaso de Mariotte onde se mede o volume de água que percola pelo corpo de prova durante um determinado intervalo de tempo. Outra forma de realizar o ensaio é manter o nível de água e medir o tempo necessário para percolar um volume conhecido pelo corpo de prova. A carga hidráulica aplicada na entrada do permeâmetro diminui com o tempo no ensaio de carga variável. Este ensaio permite a queda do nível de água da entrada e mantém-se o nível de saída.

Para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica são preferíveis os ensaios de campo em relação aos ensaios de laboratório por serem mais representativos em solos naturais. Os ensaios de campo abrangem maior volume de solo e incluem os efeitos da variabilidade natural do perfil de solo e da presença de descontinuidades. Por outro lado, nos ensaios de campo a qualidade dos resultados depende muito dos cuidados durante a execução e são mais difíceis de interpretar teoricamente que os ensaios de laboratório.

Segundo Trautwein e Boutwell (1994), ensaios de condutividade hidráulica de campo tem sido também realizados em solos argilosos compactados. Os autores salientam que os ensaios de campo são mais demorados e mais onerosos.

Elsbury *et al.* (1988 *apud* Trautwein e Boutwell, 1994), demonstraram que, nos ensaios de campo, o coeficiente de condutividade hidráulica pode ser muitas vezes maior do que aquele determinado em laboratório devido à diferença de escala.

2.2.2 Ensaios de campo

2.2.2.1 Piezômetros

Os piezômetros são instrumentos amplamente utilizados para determinar o coeficiente de condutividade hidráulica de solos *in situ*. Os piezômetros podem ser cravados ou escavados. A principal vantagem do piezômetro é o filtro granular que impede a erosão ou o colapso da ponta durante o ensaio. Cedergren (1977) comenta que soluções teóricas devidas a Hvorslev (1951) são utilizadas para interpretar resultados de ensaios de condutividade hidráulica com piezômetros.

O piezômetro cravado é um instrumento que consiste de uma ponteira metálica e um tubo poroso. O piezômetro é conectado à superfície do terreno a um tubo de água. Sua utilização em solos argilosos para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica é desaconselhável, porque a cravação do piezômetro causa amolgamento e adensamento do solo junto ao tubo poroso. Há, também, a possibilidade de colmatação do tubo poroso pelo ingresso de partículas de argila durante a cravação. A consequência é a redução do valor medido do coeficiente de condutividade hidráulica. A condutividade hidráulica medida com piezômetros cravados corresponde à fração de solo que rodeia seu elemento poroso, ou seja, é pequeno o volume de solo envolvido. Isto pode gerar efeito de escala, fazendo com que os valores de k medidos com piezômetros possivelmente sejam menores que os medidos com outros ensaios.

O piezômetro escavado é executado através de um furo de sondagem com diâmetro de 60 mm a 200 mm. O furo deve ser, preferencialmente, aberto a trado para evitar o amolgamento do solo na profundidade de ensaio. Quando a parede do furo for instável utiliza-se um tubo de revestimento. Ao atingir a profundidade de instalação, uma limpeza de fundo é realizada para remover os detritos. Em seguida, para regularizar o fundo do furo, é colocada uma camada de filtro granular. Este filtro granular consiste de areia peneirada e lavada. O tubo de água do piezômetro é introduzido no furo, apoiando-se sobre esta camada. A folga entre a parede do furo e o trecho ranhurado do tubo de água é preenchida com filtro granular. O filtro é construído no comprimento desejado com a ajuda de um gabarito formado por outro tubo de PVC, com diâmetro interno maior que o diâmetro externo do tubo do piezômetro. Este tubo desce ao longo do furo de sondagem ao redor do tubo do piezômetro. O tubo do piezômetro é mantido fixo e, com movimentos verticais do tubo móvel, procede-se uma leve compactação da areia que está sendo introduzida até alcançar a altura final do material filtrante. Este filtro granular deve ultrapassar o trecho ranhurado. Acima deste material filtrante, a folga é preenchida por um selo de bentonita em pó, em pastilhas, em pelotas ou, ainda, em uma calda com cimento. Após a colocação de cada camada é adicionada água. O mesmo tubo de PVC usado na execução do filtro pode ser utilizado para homogeneizar a bentonita com água. É recomendável esperar a expansão do selo de bentonita e após completar com material de preenchimento. O tubo de revestimento, se utilizado, é removido à medida que esta folga é preenchida. O tubo de água do piezômetro é, geralmente, de PVC com diâmetro de 25 mm a 100 mm. O comprimento do trecho ranhurado varia entre 0,40 m a 0,80 m. Conforme DeGroot e Lutenegro (1994) a relação entre o comprimento e o diâmetro do filtro granular

deve ser igual a 5. Esta relação considera, apropriadamente, os efeitos de escala no valor medido do coeficiente de condutividade hidráulica.

O ensaio de condutividade hidráulica com o piezômetro escavado deve começar quando a expansão da bentonita estiver concluída, garantindo o selamento perfeito. O procedimento de ensaio consiste na medição do tempo necessário para que infiltre no solo um volume conhecido de água, mantendo-se a carga hidráulica constante no interior do furo, ensaio de carga constante, ou, alternativamente, a medição do tempo necessário para a carga hidráulica cair de um nível H_1 para um nível H_2 , ensaio de carga variável.

O piezômetro escavado é similar aos utilizados para o monitoramento de poropressões. Para o ensaio de condutividade, é instalada uma bureta no tubo central do piezômetro para a medição do volume de água infiltrado durante a realização do ensaio. O piezômetro é um método adequado para medir a condutividade hidráulica em solos estratificados, instalando-se vários piezômetros nas distintas camadas. Outra vantagem é a possibilidade de determinar a condutividade hidráulica em solo argiloso mole.

A equação para determinar o coeficiente de condutividade hidráulica a partir de ensaios com piezômetros foi apresentada por Hvorslev (1951). Para utilizar esta equação é necessário conhecer a relação entre a carga hidráulica aplicada no interior do furo e a vazão medida durante o ensaio, além do fator de forma da ponteira. Esse fator de forma F é uma função da geometria do piezômetro e do tipo de ensaio: carga hidráulica constante ou variável. Para utilizar esta equação se pressupõe que o solo seja homogêneo e isotrópico.

Para uma vazão estabilizada Q no piezômetro, mediante a aplicação de uma carga hidráulica constante H , Hvorslev (1951) apresenta a Equação 2.10.

$$k_{fs} = \frac{Q}{F \cdot H} \quad (2.10)$$

Onde:

k_{fs} = coeficiente de condutividade hidráulica saturada de campo;

Q = vazão total infiltrada;

F = fator de forma de Hvorslev;

H = carga hidráulica.

Quando o ensaio é realizado com carga hidráulica variável, Hvorslev (1951) propõe utilizar a Equação 2.11.

$$k_{fs} = \frac{(d_t)^2 \cdot \left[\ln \left(\frac{H_1}{H_2} \right) \right]}{F \cdot (t_1 - t_2)} \quad (2.11)$$

Onde:

k_{fs} = coeficiente de condutividade hidráulica saturada de campo;

d_t = diâmetro do tubo;

F = fator de forma de Hvorslev;

H_1 e H_2 = cargas hidráulicas anotadas nos tempos t_1 e t_2 , respectivamente.

O fator de forma F tem sido muito discutido na literatura geotécnica, por exemplo: Hvorslev (1951), Wilkinson (1968), Brand e Premchitt (1980) propuseram formulações para sua obtenção. A Tabela 2.2 mostra os valores que estes autores recomendam para o parâmetro “ m ” utilizado no cálculo de F .

Tabela 2.2: Valores propostos para o parâmetro “ m ”

Autor	Parâmetro “m”
Hvorslev (1951)	1,0
Wilkinson (1968)	1,5
Brand e Premchitt (1980)	1,2

A Equação 2.12 apresenta um parâmetro “ m ” que quantifica as diferenças entre as diversas modificações propostas para o fator F .

$$F = \frac{2 \cdot m \cdot \pi \cdot L_f}{\ln \left[\frac{m \cdot L_f}{D_f} + \sqrt{1 + \left(\frac{m \cdot L_f}{D_f} \right)^2} \right]} \quad (2.12)$$

Onde:

F = fator de forma de Hvorslev;

m = parâmetro que quantifica as diferenças entre as modificações propostas para o fator F;

L_f = comprimento do filtro de areia no ensaio com piezômetros;

D_f = diâmetro do filtro de areia no ensaio com piezômetros.

As equações apresentadas por Hvorslev (1951) para a interpretação de ensaios com piezômetros correspondem à condição de solos saturados. Daniel (1989) sugere uma aproximação para utilizar a mesma em solos não saturados, admitindo H como a diferença de altura entre o nível d'água no interior do piezômetro e a metade da altura do filtro.

2.2.2.2 Permeâmetro de Guelph

O permeâmetro de Guelph é um equipamento que possibilita estimar, através de uma equação empírica, a condutividade hidráulica do solo não saturado (k) a partir da medição do coeficiente de condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}) e do potencial matricial de fluxo (ϕ_m). Este equipamento foi desenvolvido por Reynolds *et al.* (1983), na Universidade de Guelph, no Canadá. O permeâmetro de Guelph possibilita boa interpretação dos resultados de ensaio de campo.

Conforme Campos (1993), os primeiros ensaios realizados no Brasil com o permeâmetro de Guelph ocorreram no Rio de Janeiro. Cunha (1997) realizou os primeiros ensaios com este equipamento no Rio Grande do Sul, seguido por Bortoli (1999).

O ensaio com o permeâmetro de Guelph consiste em estabelecer um fluxo de água de regime permanente em um solo não saturado através de um furo de sondagem no qual uma pequena altura de lâmina de água é mantida constante. O cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica é realizado a partir da determinação da vazão infiltrada pela parede do furo e pela base. De acordo com o manual de instruções do equipamento, *Soilmisture Equipment Corp.* (1991), é possível medir o coeficiente de condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}) entre 10^{-4} m/s a 10^{-8} m/s e a uma profundidade de, no máximo, 6 m.

O permeâmetro de Guelph é constituído por um vaso de Mariotte formado com tubos de acrílico, concêntricos. A Figura 2.4 mostra o esquema do permeâmetro de Guelph. Este

permeômetro é formado por um tubo central aberto à atmosfera; um tubo de água; um reservatório interno, com escala graduada; e, um reservatório externo que é ligado ao reservatório interno. A função do tubo de ar é manter o nível de água no interior do furo seguindo o princípio do vaso de Mariotte. Este tubo atravessa toda a extensão do permeômetro. O tubo de água serve de suporte e conecta os reservatórios à lâmina de água no interior do furo de sondagem. Na base deste tubo há um dispositivo perfurado que diminui a turbulência na saída da água imediatamente após a aplicação de cada estágio de carga. Quando a condutividade hidráulica do solo for média a alta, o tubo de água é conectado aos dois reservatórios, externo e interno. Em solos de baixa condutividade hidráulica o tubo de água somente é conectado ao reservatório interno para a medição do volume de água infiltrado, o que permite determinar a vazão com melhor resolução.

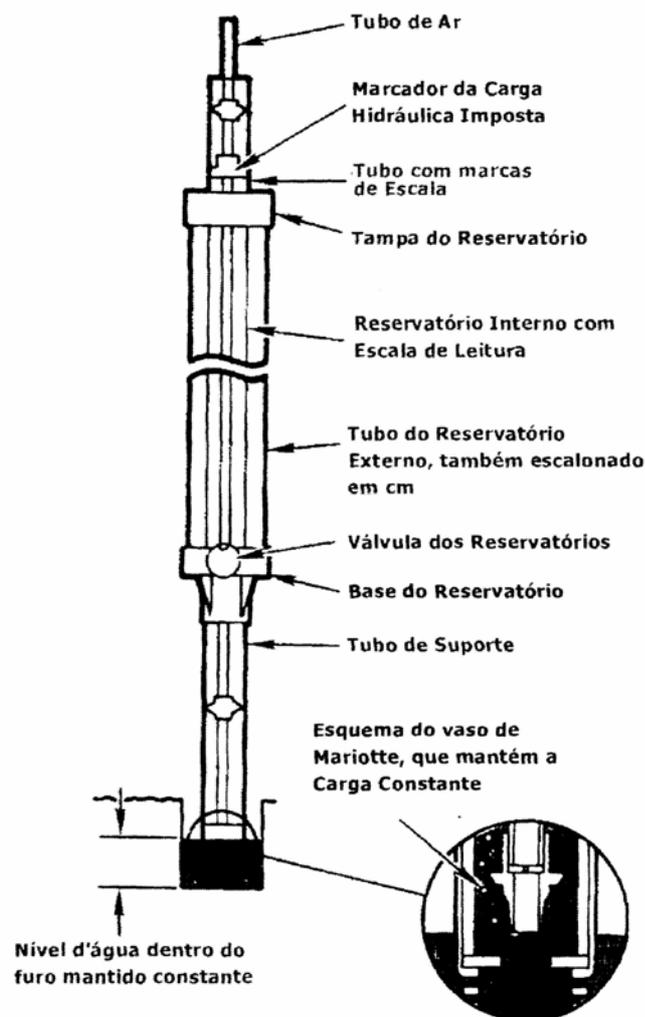


Figura 2.4: Esquema do permeômetro de Guelph conforme manual de instruções do equipamento, *Soilmoisture Equipment Corp.* (1991)

Primeiro se executa o furo de sondagem com um trado concha, que é parte integrante do equipamento. Quando se atinge a profundidade desejada, é utilizado um trado de limpeza para regularizar o fundo do furo. A parede é escarificada com o auxílio de uma escova de *nylon* para reduzir o possível amolgamento provocado durante a execução do furo.

Em seguida é instalado o permeâmetro de Guelph conectando-se as extensões dos tubos de suporte e de água de acordo com a profundidade de ensaio. Após conectar todo o conjunto se posiciona no furo de sondagem executado. A etapa seguinte consiste em encher de água os reservatórios do permeâmetro e, então, fechar a entrada de água. Deve-se aplicar vácuo parcial no interior dos reservatórios com o auxílio de uma bomba de vácuo conectada a entrada de ar no topo do equipamento.

O começo do ensaio consiste em erguer cuidadosamente o tubo de ar até que a sua extremidade inferior esteja a uma distância do fundo do furo equivalente à carga hidráulica a ser aplicada. Para medir a vazão é necessário manter uma pequena lâmina de água no interior do furo de sondagem e, também, manter elevado o nível de água nos reservatórios do permeâmetro. Isto é conseguido através do princípio do vaso de Mariotte. O sistema precisa ter as pressões equalizadas, o que é percebido quando há surgimento de bolhas de ar nos reservatórios do permeâmetro em intervalos de tempos iguais. O reservatório é mantido fechado à atmosfera durante a realização do ensaio. O volume de água que infiltra no solo provoca o rebaixamento do nível de água no interior do furo. Ocorre a formação de bolhas na ponteira do tubo de ar quando o rebaixamento atinge a base deste tubo. As bolhas sobem pelo tubo de água e, quando atingem os reservatórios do permeâmetro, reduzem parte do vácuo existente. Isto causa uma queda do nível de água nos reservatórios e uma elevação do nível de água no furo de sondagem, quando a água atingir a extremidade inferior do tubo de ar cessa a formação de bolhas. Durante o ensaio de condutividade hidráulica é estabelecido um equilíbrio de pressões de ar e água. O volume de água infiltrado no solo é indicado pela queda do nível de água nos reservatórios do permeâmetro.

A interpretação dos resultados do ensaio do permeâmetro de Guelph é apresentada por Reynolds *et al.* (1985), Reynolds e Elrick (1987) e Reynolds e Elrick (1990) através da Equação 2.20. Nesta equação as duas primeiras parcelas estão relacionadas com o coeficiente de condutividade hidráulica, a terceira parcela está relacionada à sucção do solo. A Equação 2.13 estima a vazão correspondente ao fluxo de água permanente, no interior de um furo cilíndrico, e mantida uma pequena lâmina de água, em solo não saturado.

$$Q_f = \frac{2 \cdot \pi \cdot H^2}{C} \cdot k_{fs} + \pi \cdot a_f^2 \cdot k_{fs} + \frac{2 \cdot \pi \cdot H}{C} \cdot \phi_m \quad (2.13)$$

Onde:

Q_f = vazão através do furo de sondagem, isto é, taxa de entrada de água no solo;

H = altura da lâmina de água no furo, isto é, carga hidráulica dentro do furo;

C = fator de forma, adimensional, dependente da carga hidráulica aplicada e do raio do furo;

k_{fs} = coeficiente de condutividade hidráulica saturada de campo;

a_f = raio do furo de sondagem;

ϕ_m = fluxo devido ao potencial matricial do solo.

O parâmetro C depende da razão entre a carga hidráulica no interior do furo de sondagem e o raio deste furo, como se observa na Figura 2.5.

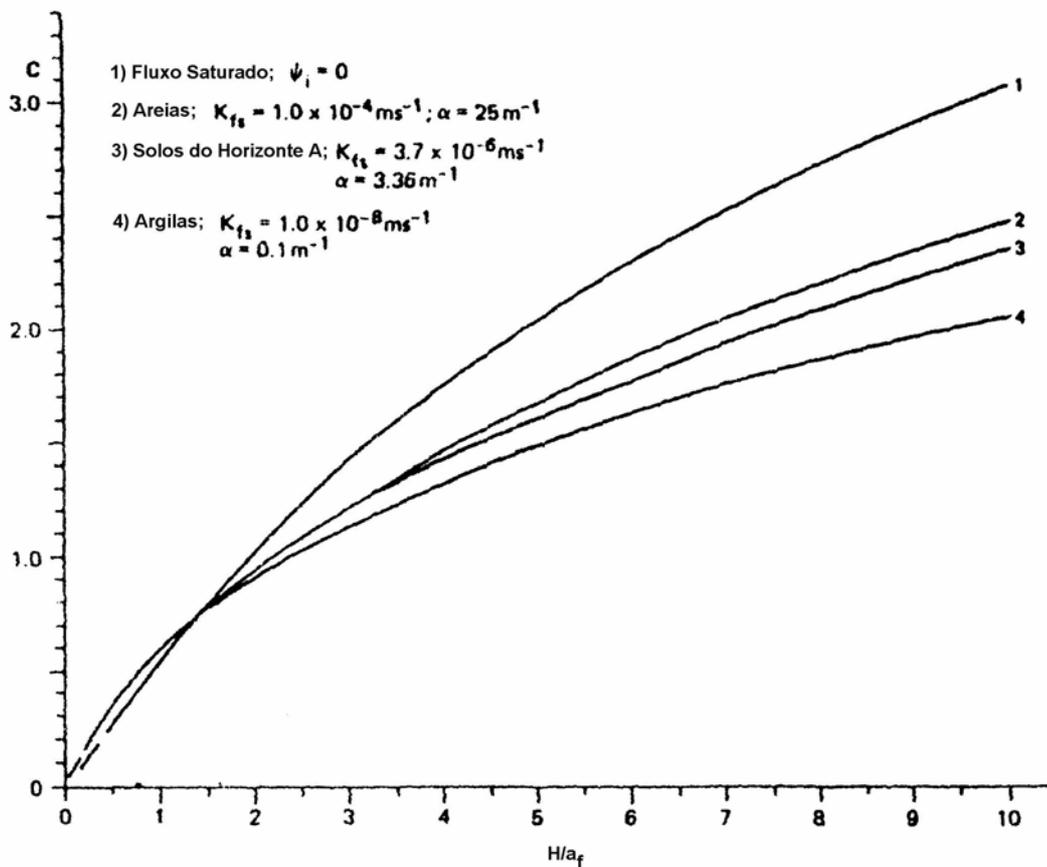


Figura 2.5: Fator de forma C em função de H/a_f para o ensaio com o permeâmetro de Guelph, Reynolds e Elrick (1987)

O potencial matricial de fluxo é definido pela Equação 2.14.

$$\phi_m = \int_{\psi_i}^0 k(\psi) \cdot d\psi \quad (2.14)$$

Onde:

ϕ_m = fluxo devido ao potencial matricial do solo;

ψ = potencial matricial do solo, como o solo é não saturado $\psi < 0$ onde $\psi = S/\gamma_w$;

ψ_i = potencial matricial inicial junto às paredes do furo de sondagem;

$k(\psi)$ = coeficiente de condutividade hidráulica do solo não saturado, expresso em função do potencial matricial.

Reynolds *et al.* (1985) determinaram a condutividade hidráulica do solo não saturado em função da carga de pressão através da Equação 2.15.

$$k = k_{fs} \cdot e^{\alpha \cdot \psi} \quad (2.15)$$

Onde:

k = coeficiente de condutividade hidráulica do solo não saturado;

k_{fs} = coeficiente de condutividade hidráulica saturada de campo;

α = inclinação da curva $\ln(k)$ versus ψ ;

ψ = potencial matricial do solo.

Substituindo a Equação 2.15 na Equação 2.14 e integrando se obtém a Equação 2.16 para a definição para o fluxo devido ao potencial matricial do solo.

$$\phi_m = k_{fs} \frac{(1 - e^{\alpha \cdot \psi})}{\alpha} \quad (2.16)$$

Para muitos solos secos, isto é, solos com sucção maior do que a sucção correspondente à entrada de ar no solo inicialmente saturado tem-se $e^{\alpha\psi} \ll 1$. Neste caso, a Equação 2.16 pode ser aproximada pela Equação 2.17.

$$\alpha = \frac{k_{fs}}{\phi_m} \quad (2.17)$$

Reynolds *et al.* (1985) propõem que as incógnitas k_{fs} e ϕ_m sejam determinadas realizando-se o ensaio em dois estágios de carga, H_1 e H_2 , obtendo-se as vazões estabilizadas Q_1 e Q_2 . As equações do sistema dado pelas Equações 2.18 e 2.19 equivalem à Equação 2.13.

$$\left(2 \cdot \pi \cdot H_1^2 + C_1 \cdot \pi \cdot a_f^2\right) \cdot k_{fs} + \left(2 \cdot \pi \cdot H_1 \cdot \phi_m\right) = C_1 \cdot Q_1 \quad (2.18)$$

$$\left(2 \cdot \pi \cdot H_2^2 + C_2 \cdot \pi \cdot a_f^2\right) \cdot k_{fs} + \left(2 \cdot \pi \cdot H_2 \cdot \phi_m\right) = C_2 \cdot Q_2 \quad (2.19)$$

Daniel (1989) apresenta uma revisão de várias equações empíricas para a obtenção do coeficiente de condutividade hidráulica, a partir de ensaios em furos não revestidos, em argilas compactadas. Este autor sugere a possibilidade de utilizá-las na interpretação dos resultados dos ensaios com o permeâmetro de Guelph, neste caso o ensaio pode ser realizado com apenas um estágio de carga. Cunha (1997) descreve interpretações alternativas do permeâmetro de Guelph.

Machado *et al.* (2004) relatam que em cerca de metade dos ensaios realizados os valores de k_{fs} obtidos foram negativos, sendo neste caso determinados a partir de ensaios realizados considerando-se somente uma altura de carga. Os autores comentam que tanto os valores de k_{fs} quanto os valores de α mostraram-se dependentes das condições de umidade iniciais do solo, refletidas nos valores de ϕ_m obtidos.

As vantagens do permeâmetro de Guelph são: a fácil instalação, a utilização do vaso de Mariotte, o baixo volume de água consumido durante o ensaio, a pequena lâmina de água no

furo, o tempo de ensaio relativamente curto e a possibilidade de estimar o coeficiente de condutividade hidráulica do solo não saturado. Dentre as desvantagens deste equipamento destacam-se: a limitação na profundidade de ensaio de, no máximo, 6 metros e a impossibilidade de ensaiar abaixo do lençol freático.

2.3 DETERMINAÇÃO DA SUCCÃO DE SOLOS

A sucção é o parâmetro mais importante que rege o comportamento dos solos não saturados. A determinação precisa da sucção é bastante difícil e as técnicas para a medição estão em constante desenvolvimento. As técnicas utilizadas para medida de sucção requerem uma troca de água entre o solo e o sistema de medição. Fredlund e Rahardjo (1993), Ridley e Wray (1995), Marinho (1994, 1997 e 2000), Vanapalli *et al.* (2004) apresentam detalhes sobre diversos métodos utilizados para medir sucção em solos, entre eles: psicrômetro, tensiômetro, papel filtro, placa de sucção, translação de eixos, condutividade térmica, condutividade elétrica e TDR (Reflectometria no Domínio do Tempo). Ridley e Burland (1993) descrevem um instrumento para medição de sucção denominado de transdutor de sucção com capacidade de até 1500 kPa. Os métodos de obtenção da sucção do solo podem ser diretos ou indiretos. Um método é considerado direto quando a energia do poro-água é medida diretamente. Quando a sucção é estimada a partir de correlações com outros parâmetros do solo o método é definido como indireto. A seguir são apresentadas as descrições técnicas dos métodos do papel filtro, da placa de sucção e do tensiômetro que foram utilizadas nesta pesquisa.

2.3.1 Método do papel filtro

A técnica do papel filtro é um método indireto para determinar a sucção do solo. Este método permite medir tanto a sucção total quanto a sucção matricial do solo. A técnica do papel filtro é bastante utilizada para obtenção da curva característica de solos não saturados em função da simplicidade e do baixo custo. A ampla divulgação dos procedimentos de ensaio tem contribuído para maior aceitação e confiabilidade da técnica (Chandler e Gutierrez, 1986; Houston *et al.*, 1994; Marinho, 1994 e 1995a; Ridley *et al.*, 2003; ASTM D5298, 2003).

O método do papel filtro se baseia no princípio de absorção da umidade e subsequente equilíbrio de sucção. O papel filtro é usado como um sensor. O papel filtro é padronizado a partir de uma correlação estabelecida entre o teor de umidade e a sucção a que está submetido. Os procedimentos consistem em colocar um pedaço de papel filtro em contato com a amostra de solo na qual se deseja medir a sucção. Posteriormente, a amostra e o papel filtro são isolados do ambiente com a finalidade de permitir a equalização da sucção. O papel por ser um meio poroso absorve água, tanto por meio do contato direto como pela absorção do vapor de água, até que seja estabelecido o equilíbrio entre ambos. Conhecendo-se a correlação entre a sucção e o teor de umidade do papel filtro, obtida através de calibração prévia, a sucção existente no solo pode ser estimada a partir da curva de calibração. Normalmente o papel filtro utilizado para este ensaio é o tipo 2, os mais usados são Whatman nº 42 ou Schleicher & Schuell nº 589. As equações que correspondem às curvas de calibração das duas marcas de papel filtro mais utilizadas são apresentadas na Tabela 2.3.

Tabela 2.3: Equações que descrevem as curvas de calibração obtidas para os papéis filtro expressas em função de sucção e de teor de umidade do papel filtro

Papel Filtro	Calibração	Referência
Whatman nº 42	$\omega > 47\% : \text{Sucção(kPa)} = 10^{(6,05-2,48 \cdot \log \omega)}$ (2.20)	Chandler <i>et al.</i> (1992)
	$\omega \leq 47\% : \text{Sucção(kPa)} = 10^{(4,84-0,0622 \cdot \omega)}$ (2.21)	
Schleicher & Schuell nº 589	$\omega > 54\% : \text{Sucção(kPa)} = 10^{(1,882-0,01202 \cdot \omega)}$ (2.22)	ASTM D5298 (2003)
	$\omega \leq 54\% : \text{Sucção(kPa)} = 10^{(5,056-0,0688 \cdot \omega)}$ (2.23)	

O fluxo de água entre o solo e o papel filtro pode ocorrer por fluxo capilar ou por fluxo de vapor. O fluxo capilar ocorre quando o papel filtro está em contato com o solo. Há uma interação entre a água do poro e o papel filtro. Neste caso a sucção medida é a sucção matricial. No fluxo de vapor o papel filtro não está diretamente em contato com o solo. O ar existente entre o solo e o papel filtro funciona como uma barreira para os sais permitindo somente o fluxo de vapor de água. Nesta situação, as moléculas de água devem se separar e sair dos poros vencendo as forças capilares no solo e, algumas vezes, forças osmóticas. Quando o fluxo de água ocorre somente através de vapor, o ensaio possibilita obter a sucção total. A Figura 2.6 mostra os tipos de fluxo entre solo e papel filtro, Marinho (1995a).

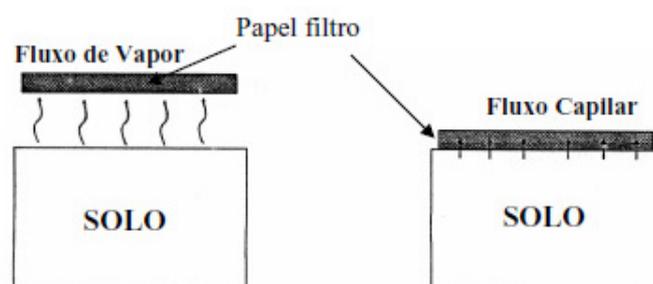


Figura 2.6: Tipos de fluxo entre solo e papel filtro, Marinho (1995a)

2.3.2 Método da placa de sucção

A técnica da placa de sucção é um método direto para determinar a sucção matricial do solo. Esta técnica é caracterizada pela aplicação direta de uma poro-pressão de água negativa na amostra, sendo a poro-pressão de ar mantida nas condições atmosféricas. A poro-pressão de água aplicada é limitada ao valor da entrada de ar (VEA) do disco cerâmico do equipamento ou ao valor de -100 kPa, este valor corresponde ao limite da pressão de cavitação da água. O equipamento da placa de sucção é composto de câmara com disco poroso e adequada para evitar a evaporação da amostra, reservatório para inundar a amostra e dispositivo para medir a água que sai da amostra.

A aplicação da sucção matricial na amostra consiste em manter a poro-pressão de ar em zero e a poro-pressão de água em um valor negativo. A pressão negativa de água é obtida deslocando-se para baixo o dispositivo, em relação à amostra, até que o nível de água no dispositivo atinja a altura relacionada à sucção requerida.

Os procedimentos para o ensaio consistem em posicionar a amostra de solo no disco poroso que está no interior da câmara. Após a saturação da amostra, a câmara é conectada ao dispositivo para medir a quantidade de água que sai da amostra. Inicialmente aguarda-se que o nível do dispositivo atinja o nível máximo da amostra. Quando o equilíbrio é obtido, assume-se a sucção igual a zero e o nível de água dentro do dispositivo é a referência de nível. Na sequência, o dispositivo é abaixado até que o nível de água atinja a altura correspondente à sucção inicial do ensaio. A amostra, inicialmente saturada, tende a perder água até que um novo estágio de equilíbrio seja alcançado. O volume de água que sai é utilizado para cálculo do teor de umidade, ou grau de saturação, da amostra. Uma nova sucção matricial é aplicada à amostra, deslocando-se o dispositivo novamente para baixo. Após cada equalização, o dispositivo de medição é abaixado para aplicar a poro-pressão de água negativa na amostra.

O método possibilita conhecer a sucção diretamente, o teor de umidade da amostra é calculado em função da variação do volume de água no dispositivo. O ensaio é realizado para obter os pontos correspondentes as baixas sucções da trajetória de secagem.

2.3.3 Tensiômetros

Os tensiômetros medem a poro-pressão negativa da água no solo. Estes instrumentos consistem de uma ponta de cerâmica porosa conectada a um sistema de medição, através de um tubo. O tubo é usualmente de plástico devido à natureza não corrosiva e à baixa condutividade térmica. O tubo e a ponta porosa são preenchidos com água. Os tensiômetros permitem a saída de água do tubo fechado à atmosfera através da ponta porosa de alta pressão de borbulhamento em contato com o solo não saturado. Quando o equilíbrio entre o solo e o sistema de medição é atingido, a água no tensiômetro terá a mesma poro-pressão negativa que a poro-pressão da água no solo. Os tensiômetros possibilitam a determinação de sucções baixas, inferiores a 90 kPa. A poro-pressão negativa da água medida é igual numericamente à sucção matricial quando a poro-pressão do ar é a atmosférica. Quando a poro-pressão do ar

for maior que a pressão atmosférica, o valor lido no tensiômetro pode ser adicionado à leitura de poro-pressão do ar do ambiente para dar a sucção matricial do solo.

Existem vários tipos de tensiômetros disponíveis comercialmente. O sistema de medição pode ser um manômetro de mercúrio, um manômetro de vácuo ou um transdutor de pressão. A Figura 2.7 mostra esquematicamente três tensiômetros com diferentes sistemas de medição. Conforme Marinho (1995b), o manômetro de mercúrio é o mais simples e possui maior acurácia entre os sensores de pressão. O manômetro de vácuo é posicionado antes do término do tubo do tensiômetro, o espaço entre o manômetro e o topo do tubo do tensiômetro serve para captar ar. Este modelo de manômetro apresenta uma manutenção fácil, porém sua acurácia é menor. O tensiômetro equipado com transdutor de pressão permite obter uma quantidade considerável de informações com elevada precisão e acurácia desde que adequadamente calibrado. Caso ocorra o deslocamento do sensor, geralmente elemento resistivo colado ao diafragma, haverá uma variação de resistência e, portanto, haverá uma variação de tensão. O tensiômetro com transdutor de pressão atinge o equilíbrio com o solo através de um reduzido fluxo de água, e conseqüentemente, diminui o tempo de resposta.

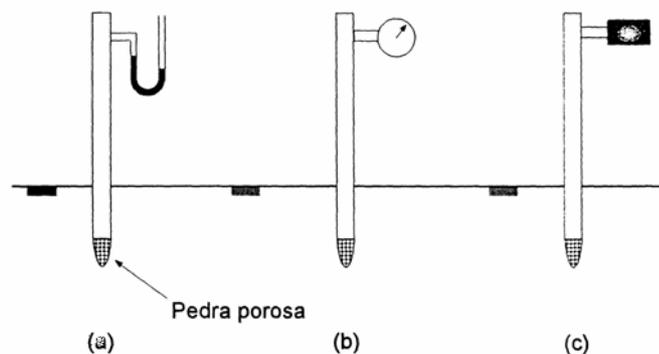


Figura 2.7: Tensiômetros com diferentes sistemas de medição, (a) manômetro de mercúrio, (b) manômetro de vácuo e (c) transdutor de pressão, Marinho (1995b)

Para o efetivo funcionamento do tensiômetro são necessários alguns cuidados descritos a seguir:

- usar tampa no tensiômetro facilita o preenchimento do tubo com água, a manutenção do tensiômetro e a vedação do tubo durante as medições;

- testar o funcionamento do tensiômetro antes do uso para se obter resultados confiáveis. Antes da instalação, verificar se há sinais de colmatação na ponta cerâmica, remover bolhas de ar e checar o tempo de resposta do tensiômetro. Para verificar a ponta cerâmica colocando o tensiômetro vazio e na posição vertical em um recipiente com água e deixar saturando durante o período de uma noite. A ponta cerâmica desobstruída deve permitir o preenchimento de todo o tubo.

As bolhas de ar devem ser removidas com aplicação de vácuo de aproximadamente 80 kPa durante 30 a 60 segundos no topo do tubo. Este procedimento elimina as bolhas de ar da ponta cerâmica, do medidor e das imperfeições nas paredes do tubo. Após a aplicação do vácuo é adicionada água no tubo e fecha-se com a tampa. A água no tubo está sujeita a uma poro-pressão negativa de 80 kPa para possibilitar a evaporação na ponta cerâmica. Caso as bolhas de ar reapareçam no tubo, deve-se repetir o procedimento mencionado acima até que o tubo esteja sem as bolhas de ar. Este cuidado é essencial para se obter leituras corretas com respostas rápidas. A ponta cerâmica deverá estar sempre saturada antes da instalação do tensiômetro.

Para instalar um tensiômetro deve-se fazer um furo no local em estudo. A ponta cerâmica deve estar em contato com o solo garantindo continuidade entre a água dos poros e a água no tubo do tensiômetro. A utilização de uma ponta cerâmica com valor de entrada de ar superior a 100 kPa não melhora o intervalo de medida dos tensiômetros devido à cavitação que sempre ocorrerá na água do tubo quando a poro-pressão da água se aproximar de -90 kPa. Quando os solos apresentam uma sucção matricial elevada é indispensável verificar regularmente a ocorrência de bolhas de ar no tubo do tensiômetro. O acúmulo de bolhas de ar no tubo do tensiômetro diminui lentamente a pressão lida no medidor até chegar a zero.

Quando a pressão de água se aproxima do valor da pressão de vapor d'água da temperatura ambiente, as moléculas de água podem se mover livremente da forma líquida para a de vapor ocorrendo a cavitação. A alta velocidade com que ocorre a cavitação dificulta a sua investigação como fenômeno, porém pode apresentar vantagens na medição da sucção. Quando ocorre a cavitação há uma rápida diminuição na medida da sucção sem relação com alterações de sucção no solo.

Algumas técnicas são recomendadas por Marinho e Chandler (1994) visando evitar a cavitação no sistema de medida do tensiômetro:

- a água e todas as superfícies internas do sistema de medida devem estar limpas;
- o contato entre as superfícies e o sistema de água deve estar o mais liso possível para reduzir a quantidade e o tamanho de fissuras;
- deve-se ter uma área de superfície pequena;
- a aplicação de vácuo no sistema elimina uma quantidade significativa de bolhas, entretanto é extremamente difícil o desaparecimento de todo o ar. Para dissolver todo o ar livre do sistema deve-se garantir a pré-pressurização do sistema até altas pressões.

Núñez (1997) relata a experiência de utilização de tensiômetros em pistas experimentais na APTP. Inicialmente os tensiômetros foram instalados ao longo das bordas dos pavimentos ensaiados. O autor destaca que os baixos valores medidos e as quedas acentuadas de sucção após chuvas de média intensidade levaram ao questionamento da adequação do local da instalação. Posteriormente, os tensiômetros foram posicionados no interior da pista ensaiada. Os valores de sucção continuaram sendo baixos, indicando que o subleito apresentou no período um elevado grau de saturação. Porém, após a alteração no posicionamento dos tensiômetros ocorreu menor oscilação da sucção. O autor salienta que, de forma geral, os valores raramente ultrapassaram o 14 kPa, indicando que o subleito apresentou no período de observação um grau de saturação bastante elevado. Em várias semanas foram registradas sucções nulas, indicando 100% de saturação na condição do local.

2.4 ÁGUA EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

A água é um dos fatores que lideram os danos causados aos pavimentos. A água entra no pavimento de várias procedências. A Figura 2.8 mostra esquematicamente as procedências das águas que afetam os pavimentos (Ridgeway, 1982).

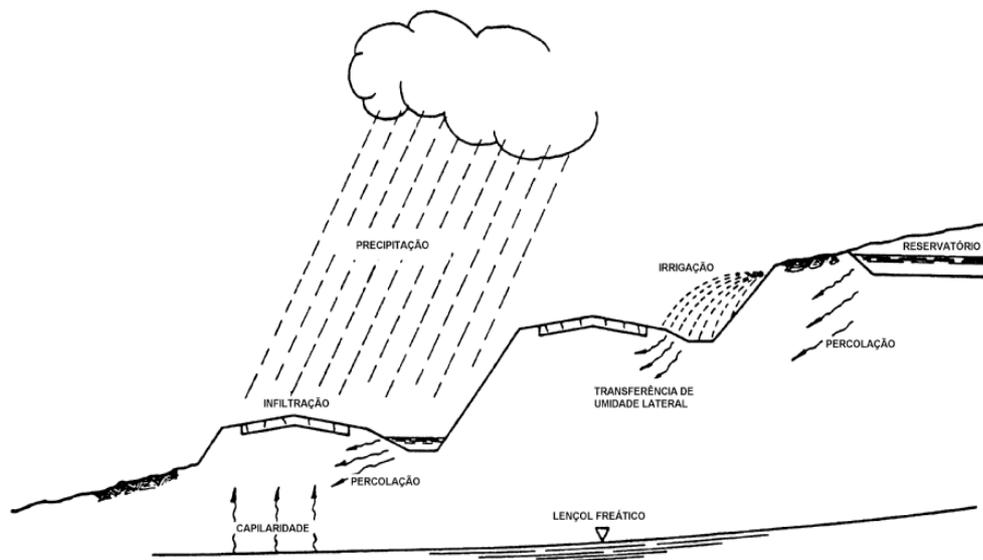


Figura 2.8: Origens da água que entram na estrutura do pavimento rodoviário, Ridgeway (1982)

Os pavimentos ficam sujeitos às variações das condições ambientais e, conseqüentemente, as variações do teor de umidade. Segundo Yoder e Witczak (1975), as umidades dos pavimentos podem ser modificadas, e até mesmo governadas, por fluxos de água que podem alcançar suas estruturas, a saber:

- águas provenientes do lençol freático, por sua elevação, ou por fluxos provenientes dele, induzidos por gradientes térmicos e de sucção matricial, na fase líquida e na fase vapor;
- infiltração lateral, pode ocorrer a partir do acúmulo de águas nas bordas do pavimento e a partir dos acostamentos umedecidos por chuvas;
- infiltração vertical, pode ocorrer através de trincas na superfície ou através de superfície permeável, de águas de chuva e de águas acumuladas;
- percolação, pode ocorrer fluxos de água para o pavimento a partir dos terrenos situados em cotas superiores.

As variações sazonais afetam o comportamento mecânico dos pavimentos. Conforme Medina e Motta (2005), em países de clima temperado, a ocorrência de temperaturas inferiores a 0° C por tempo considerável promove o congelamento da água do solo causando o inchamento das camadas do pavimento, principalmente sub-base e subleito. O congelamento também diminui

o teor de umidade dos solos devido à solidificação da água e, conseqüentemente, aumenta a sucção e mais água é atraída para o subleito e o pavimento congelados. Quando a temperatura aumenta, ocorre o degelo e há saturação reduzindo a rigidez do solo, conforme constatado pelas grandes variações de deflexões medidas em campo.

A resistência dos pavimentos depende do teor de umidade do subleito, o que torna necessário conhecer as alterações ocorridas em determinado teor e quais os fatores envolvidos. Vários autores, entre eles Sauer e Monismith (1968), Gonçalves (1999), Heydinger (2003), Salem *et al.* (2003), Yang *et al.* (2005), Takeda (2006) e Rabab'ah (2007) salientam que o acréscimo do teor de umidade resulta na redução do módulo de resiliência.

No Brasil, onde predomina o clima tropical úmido, as diferenças climáticas devem ser consideradas quando se utilizam métodos empíricos desenvolvidos para países de clima temperado. De acordo com Nogami e Villibor (1995), os solos tropicais apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamento, em relação aos solos não tropicais, devido à atuação de processos geológicos e pedológicos, próprios de regiões tropicais úmidas.

Medina e Motta (2005) mencionaram que o Índice de Umidade (Im), *Thornthwaite Moisture Index* (TMI), indica o balanço hídrico anual num solo natural. Os autores relatam que o equilíbrio da umidade no solo pode oscilar bastante em regiões com clima úmido e úmido-perúmidos onde o Im varia de 20 a 100.

O solo quando está descoberto apresenta-se mais úmido durante o período de chuvas e mais seco durante a época de estiagem. Após a construção do pavimento, os teores de umidade das camadas do pavimento tendem a atingir e manter-se na umidade de equilíbrio. A umidade de equilíbrio resulta do equilíbrio dinâmico de fluxos de água que se estabelece entre o solo, o pavimento e o meio ambiente. As umidades de equilíbrio tendem a ser diferentes devido às posições dos diversos pontos em relação às interfaces que cada camada pode ter com as demais e com o meio ambiente.

Medina e Motta (2005) definem a umidade de equilíbrio como o valor médio da gama de variação do teor de umidade do solo do subleito ao longo do ano, após a fase de acomodação dos primeiros meses de serviço. Com o tempo, o teor de umidade atingirá uma condição de equilíbrio que depende da drenagem e das condições ambientais. Os autores relatam que quando as rodovias são bem projetadas e construídas com sistemas de drenagem eficientes, a umidade de equilíbrio pode ser considerada igual ao teor de umidade ótimo da energia normal

de compactação. Esta observação é importante devido à tendência atual dos métodos de dimensionamento de pavimentos trabalharem com módulo de resiliência.

Medina e Motta (2005) salientam que na pesquisa desenvolvida pelo IPR de 1979 a 1983, denominada PAEP (Pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos), estudou-se a sazonalidade das deflexões medidas em provas de carga com rodas pneumáticas de caminhão, em 53 trechos experimentais de estradas nos Estados da Paraíba, Pernambuco, Alagoas, Bahia, Goiás, Minas Gerais, Rio de Janeiro, Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul. Foram abertos poços nos trechos durante a estação chuvosa e a estação seca. Em onze trechos a umidade do subleito permaneceu inalterada, para os outros trechos se buscou a correlação entre a deflexão e a umidade. Em uma das regiões foi verificado que a umidade média era tanto maior quanto maior a deflexão. Entretanto, não se detectou o efeito sazonal, aumento da deflexão ou da umidade *in situ* na estação chuvosa em relação à estação seca, em cada trecho considerado por si mesmo.

Villibor (1981) realizou ensaios *in situ* com o objetivo de analisar as variações do teor de umidade em camadas de base de pavimentos constituída de solos arenosos finos lateríticos. As umidades foram medidas em diversos meses, durante períodos de chuva e de estiagem. Os teores de umidade da camada de base medidos estavam entre 55% a 110% do valor da umidade ótima. O autor constatou que, mesmo em períodos chuvosos, a maioria dos teores de umidade de trabalho estavam abaixo da umidade ótima de laboratório.

Conforme estudos realizados por Bernucci *et al.* (2000), os efeitos da sucção e da temperatura na movimentação d'água em pavimentos construídos com solos lateríticos, os efeitos do clima úmido e quente, combinados com as condições hidrológicas e o relevo da região, provocaram umidades de equilíbrio de bases de solos abaixo dos valores utilizados na compactação.

Camacho e Bernucci (2000) salientaram que é comum a ocorrência de tensões de sucção de algumas centenas de kPa em solos argilosos compactados mais secos, sendo necessário meios de determinações de sucções mais altas. Dentre eles, o método do papel filtro tem sido utilizado por sua simplicidade e baixo custo, e por permitir a determinação de valores extremamente altos de tensões. Os autores estudaram a variação das sucções matriciais ao longo da curva de compactação, na energia normal, de um solo arenoso fino laterítico. Os resultados mostram que, para determinações sem imersão dos corpos de prova, a diminuição da umidade de moldagem implica em sucções crescentes. Para sucções determinadas após a

imersão dos corpos de prova, as curvas características foram semelhantes à curva de compactação, apresentaram um valor máximo de sucção para umidades de moldagem próximas da umidade ótima. Os corpos de prova compactados no ramo úmido indicaram tensões de sucção bem mais baixas em função do alto grau de saturação e, conseqüentemente, as diminuições das sucções matriciais, após a imersão, não são significativas quando comparadas àquelas verificadas no ramo seco. No ramo seco, os graus de saturação são baixos, diminuindo à medida que se afasta da umidade ótima. Nestas condições, a imersão em água ocasionou uma queda significativa da sucção, sendo tanto maior quanto mais secos, ou mais distantes da umidade ótima.

Camacho (2002) estudou os fluxos não saturados de água em bases de pavimentos construídas com solo arenoso fino laterítico (SAFL). O autor constatou que o aumento de umidade nas camadas subjacentes à base ocasiona os fluxos verticais ascendentes de água e podem atingir a camada de base. A partir deste estudo, foram realizadas considerações sobre as técnicas construtivas recomendadas pela sistemática MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) para minimizar o umedecimento da camada de base.

Wilson (1997) relata que logo após a construção do pavimento, geralmente os materiais de base e de subleito apresentam altos valores de sucção matricial. O autor, em estudos na América do Norte, comenta que a base e o subleito podem tornar-se mais úmidos com o tempo. A explicação é de que a camada asfáltica superficial funciona como uma barreira contra a evaporação, retendo a umidade que migra para cima proveniente das regiões mais profundas.

Balay e Kerzreho (2008) descrevem o estudo desenvolvido no LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*) com o objetivo de melhorar o conhecimento da condição hidráulica do subleito no projeto de pavimentos flexíveis conforme o método francês. Um dos três anéis de ensaios acelerados foi equipado com uma escavação de três metros de profundidade em concreto impermeável e uma estação de bombeamento, tornando possível o controle completo do nível do lençol freático no solo de suporte de pavimentos experimentais. A escavação foi preenchida com areia argilo-siltosa escolhida de acordo com o teor de umidade, o módulo de resiliência e as propriedades de permeabilidade, tornando possível elevar o nível d'água de baixo para cima e saturar o solo no prazo de uma semana. No primeiro experimento utilizando a nova instalação, concebido para o projeto de pavimentos flexíveis, foram testados quatro diferentes pavimentos e uma estrutura de referência. Durante o primeiro estágio, o nível do

lençol freático no solo foi mantido uma lâmina d'água de 0,20 m. No segundo estágio, o nível d'água foi mantido elevado, com lâmina d'água de 2,30 m. O comportamento das estruturas testadas foi o mesmo durante as duas fases do experimento, independente do nível d'água aplicada no solo do subleito. Os autores salientaram que o dimensionamento de pavimentos conforme o método francês conduz a uma concepção bastante satisfatória da avaliação da vida útil das estruturas flexíveis, os resultados foram específicos para o experimento e não devem ser aplicados a outros contextos.

Steyn e Plessis (2008) avaliaram um pavimento sob vários carregamentos e condições ambientais para conhecer melhor o desempenho da estrutura do pavimento na África do Sul. Os estudos foram desenvolvidos com testes acelerados e a umidade do pavimento pode ser variada para atender diferentes finalidades. Sabe-se que a aplicação e o monitoramento da umidade no pavimento apresentam maior dificuldade para executar e requer mais planejamento e instrumentação que o monitoramento da temperatura. Os principais objetivos das variações de umidade foram:

- avaliação do comportamento das camadas do pavimento sob diferentes estágios de umidade com e sem a influência de carregamento;
- avaliação e simulação dos efeitos da chuva no pavimento;
- avaliação dos efeitos sazonais em períodos úmidos e secos;
- avaliação dos efeitos de acréscimo de poro-pressão nas camadas, e
- avaliação da umidade como indutora de mecanismos de fratura nas camadas do pavimento.

Baseado no estudo desenvolvido, Steyn e Plessis (2008) concluíram que as alterações da umidade nas camadas de pavimento, durante os ensaios acelerados, podem produzir mudanças significativas no comportamento da estrutura do pavimento. Há várias consequências possíveis quando ocorrem mudanças no teor de umidade do pavimento, o planejamento antecipado auxilia na melhoria do desempenho dos pavimentos.

A umidade e a temperatura são as duas variáveis ambientais que mais afetam as propriedades das camadas e do subleito e, por consequência, a capacidade estrutural do pavimento de

suportar as cargas impostas pelo tráfego. Os projetos e as construções são executados com a intenção de evitar o contato danoso da água com a estrutura do pavimento.

A utilização de métodos mecanísticos, também denominados métodos racionais, para o projeto de pavimentos requer o conhecimento de propriedades mecânicas dos materiais, tais como o módulo de resiliência dos solos.

O guia de dimensionamento da AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) recomenda o módulo de resiliência como a propriedade característica dos materiais empregados em pavimentos flexíveis.

O projeto considera as propriedades funcionais da estrutura do pavimento, como deformações permanentes e afundamento de trilhas de roda, indicadas pelo PSI (*Present Serviceability Index*), que varia de 0 a 5, sendo 5 atribuído a condições excelentes. Quando o PSI atinge um determinado valor, em função do volume de tráfego, surge a necessidade de realizar a reabilitação do pavimento.

A equação original de projeto relaciona a carga de eixo de 80 kN com a espessura das camadas do pavimento e o subleito, a partir dos resultados *AASHO Road Test*, é apresentada pela Equação 2.24.

$$\log(W_{t18}) = 9,36 \cdot \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log\left[\frac{4,2 - P_t}{4,2 - 1,5}\right]}{0,40 + \left[\frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}\right]} \quad (2.24)$$

Onde:

W_{t18} = número total de aplicação de carga de 80 kN ao final do período de tempo t;

SN = número estrutural do pavimento;

P_t = índice de serventia final do pavimento.

O estudo original do *AASHO Road Test*, que considerava apenas o solo A-6, adicionou-se um termo de suporte do solo (S_i) para validar para outros tipos de solo de subleito. Incorporou-se também um fator denominado de fator regional (R), para a consideração de outros tipos de

clima diferentes daquele encontrado no local dos testes. Estas alterações constam na Equação 2.25.

$$\log(W_{t18}) = 9,36 \cdot \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log\left[\frac{4,2 - P_t}{4,2 - 1,5}\right]}{0,40 + \left[\frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}\right]} + \log\left(\frac{1}{R}\right) + 0,372 \cdot (S_i - 30) \quad (2.25)$$

Onde:

W_{t18} = número total de aplicação de carga de 80 kN ao final do período de tempo t;

SN = número estrutural do pavimento;

P_t = índice de serventia final do pavimento;

R = fator climático regional;

S_i = valor de suporte do solo.

Com a introdução do guia de dimensionamento da AASHTO, o valor de suporte (S) do solo foi substituído pelo módulo de resiliência efetivo (M_r) do solo de subleito, conforme a Equação 2.26.

$$\log(W_{t18}) = 9,36 \cdot \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log\left[\frac{4,2 - P_t}{4,2 - 1,5}\right]}{0,40 + \left[\frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}\right]} + 2,32 \cdot \log(M_r) - 8,07 \quad (2.26)$$

Onde:

W_{t18} = número total de aplicação de carga de 80 kN ao final do período de tempo t;

SN = número estrutural do pavimento;

P_t = índice de serventia final do pavimento;

M_r = módulo de resiliência efetivo do subleito.

O módulo de resiliência efetivo do subleito na Equação 2.26 eliminou o fator regional (R). Esse valor de módulo de resiliência efetivo é um valor único que produz a mesma quantidade de danos anual à estrutura do pavimento quando comparado com o dano obtido com o uso de

diferentes módulos do subleito determinados ao longo do ano. O dano relativo (u_f) é calculado através da Equação 2.27.

$$u_f = 1,18 \cdot 10^8 \cdot M_R^{-2,32} \quad (2.27)$$

Onde:

u_f = dano relativo;

M_R = módulo de resiliência.

O valor médio dos danos, obtido para cada um dos valores de módulo de resiliência, é usado para determinar o valor único de módulo de resiliência para uso na equação de dimensionamento da AASHTO. Este valor é denominado de módulo de resiliência efetivo, e pode ser estimado a partir de ábacos ou por intermédio da Equação 2.28.

$$M_r = 3005 \cdot \overline{u_f}^{-0,431} \quad (2.28)$$

Onde:

$\overline{u_f}$ = dano relativo médio;

M_r = módulo de resiliência efetivo.

Várias pesquisas vêm sendo realizadas no sentido de avaliar a influência da variação de umidade no módulo de resiliência, ou seja, a variação sazonal do módulo de resiliência. Os benefícios e a necessidade de um procedimento mecanístico para projeto de pavimentos foram reconhecidos desde a adoção do guia de dimensionamento da AASHTO. A partir daí verificou-se a necessidade de um procedimento que levasse em conta as alterações de cargas, veículos, materiais, características de projeto e efeitos climáticos no desempenho do pavimento.

O NCHRP 1-37A (*Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*) desenvolveu-se desde 1996, sendo o documento final apresentado em 2004 como o novo guia de dimensionamento da AASHTO para pavimentos novos e reabilitados, sejam flexíveis ou rígidos. O NCHRP 1-37A (2004) é baseado em

procedimentos de projetos de pavimentos que usam tecnologias mecanísticas-empíricas, incluindo metodologias para calibração, validação e adaptação às condições locais. O guia emprega parâmetros de projetos comuns para tráfego, meio ambiente e segurança para todos os tipos de pavimento. São fornecidas recomendações para a estrutura (espessura e materiais das camadas) de pavimentos novos e reabilitados, incluindo procedimento para seleção de espessura das camadas do pavimento, tratamentos de reabilitação, drenagem sub-superficial e estratégias de melhoria de fundação. Inclui-se ainda, como opcional, uma análise de ciclo de vida.

O NCHRP 1-37A (2004) afirma que quanto maior o teor de umidade menor é o módulo de resiliência dos materiais não-tratados. A atuação da umidade é definida de diferentes maneiras:

- afetando o estado de tensões através da sucção, possibilitando que materiais finos ou grossos possuam um aumento de até cinco vezes no módulo com a secagem dos mesmos;
- destruindo a cimentação entre as partículas do solo quando ocorre o degelo primaveril, criando vazios na matriz do material, afetando assim a estrutura do mesmo.

No guia NCHRP 1-37A (2004), os procedimentos de projeto mecanístico-empírico permitem aos projetistas avaliar os efeitos das variações dos materiais no desempenho do pavimento. Variações de desempenho durante a vida útil do pavimento devem ser reduzidas já que os procedimentos mecanísticos consideram de melhor maneira os efeitos do clima, adição de materiais modernos, cargas atuais dos veículos e envelhecimento. O projetista elabora um dimensionamento inicial para o pavimento, novo ou reabilitado, considerando as condições locais (clima, tráfego, subleito, a condição do pavimento existente no caso de reabilitação) e as condições de construção. Após inicia uma análise cíclica avaliando a adequação da tentativa inicial, deve ser revisada caso a mesma não atenda aos critérios de desempenho adotados, repete-se o processo de avaliação quantas vezes forem necessárias. O projetista envolvido no processo de dimensionamento e tem a flexibilidade para considerar, entre as condições existentes no local, diferentes características de projeto e materiais, otimizando e conferindo maior confiança ao projeto com relação a defeitos específicos.

Quanto à caracterização dos materiais de pavimentação, o guia NCHRP 1-37A (2004) requer o conhecimento das propriedades de resposta para previsão dos estados de tensão, deformação

e deslocamento quando a estrutura do pavimento está sujeita a um carregamento. No sistema mecanístico-empírico do guia as propriedades adotadas são o módulo dinâmico (E^*) e o coeficiente de Poisson (μ) para cada camada do pavimento. Há também critérios de aceitação a serem conhecidos associados a alguma medida de resistência (resistência ao cisalhamento, resistência à compressão ou módulo de ruptura) ou à manifestação de algum defeito (deformação permanente, materiais cimentados, ruptura por fadiga).

O guia da AASHTO, NCHRP 1-37A (2004), possui uma ferramenta de modelagem climática chamada EICM (*Enhanced Integrated Climatic Model*), constituindo-se de um programa que simula alterações no comportamento e características dos materiais do pavimento em conjunto com as condições climáticas ao longo de vários anos de operação.

O EICM possui a capacidade de calcular e prever as seguintes informações ao longo de todo o perfil do pavimento: temperatura, teor de umidade, sucção, fatores de ajuste do módulo de resiliência, profundidades de congelamento e descongelamento, inchamento provocado pelo congelamento, desempenho da drenagem.

Rabab'ah (2007) concluiu que os fatores ambientais, como temperatura, precipitação, profundidade do lençol freático e ciclos de gelo/degelo são os que exercem maior influência no desempenho do pavimento. O autor avaliou os resultados obtidos pelo programa EICM (*Enhanced Integrated Climatic Model*) e comparou com as medições realizadas em campo para diferentes materiais de bases drenantes nas rodovias de *Ohio*. O EICM mostrou boa capacidade de estimar o teor de umidade para os materiais de base e sub-base. Para os materiais de subleito foi encontrada uma pequena variação entre os resultados do EICM e as medições de campo. O autor encontrou melhor acurácia na previsão do teor de umidade quando dividiu o subleito em subcamadas, cada uma das quais com suas propriedades obtidas de medição no campo, incluindo teor de umidade inicial e peso específico aparente seco máximo. É necessário melhorar o desenvolvimento do EICM para previsão do aumento do teor de umidade durante o degelo.

O programa experimental da AASHTO não é válido para o Brasil, devendo ser adaptado às condições nacionais.

2.5 A INFLUÊNCIA DA UMIDADE E DA SUCCÃO NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Diversos autores vêm pesquisando o efeito da variação da umidade e da sucção sobre o valor do módulo de resiliência, tanto em estudos realizados em laboratório quanto em campo. A seguir são descritos alguns destes trabalhos.

Sauer e Monismith (1968) mostram a influência da sucção, em campo e em laboratório, no comportamento de tilitos glaciais (*glacial till*) submetidos a carregamentos dinâmicos. As deflexões foram medidas com a viga Benkelman em 16 km de uma rodovia localizada ao sul de *Saskatchewan*, Canadá. Nos locais onde o pavimento estava em boas condições foram instalados 20 medidores de umidade a 50 cm abaixo da superfície do pavimento. Os autores observaram que para níveis elevados de sucção as deflexões foram relativamente baixas. Estes resultados indicaram que as deflexões geralmente acompanham as variações de sucção. Os resultados de campo, em geral, indicaram que enquanto a variação da sucção não foi elevada, de 0 a 760 kPa, a variação dos módulos resilientes correspondentes foram significativos, de 14 a 150 MPa. No laboratório a medição de sucção e os ensaios triaxiais de cargas repetidas foram desenvolvidos em amostras compactadas estaticamente em diferentes valores de umidade. Para as amostras compactadas com umidades acima da umidade ótima, os valores de sucção decresciam em relação à ótima e os valores de módulo de resiliência foram baixos. Para as amostras compactadas com teores de umidade abaixo da umidade ótima, os valores de sucção e dos correspondentes módulos resilientes aumentavam. Os autores concluíram a necessidade de considerar os aspectos ambientais nas normas vigentes à época.

Edil e Motan (1979) estudaram a sucção e os efeitos da água sobre o módulo de resiliência e a resistência após carregamento repetido. Um solo fino de subleito, do estado norte americano de *Wisconsin*, foi classificado pelos sistemas AASHTO e Unificado, respectivamente, como A-6 e CL. A compactação ocorreu em três umidades: 2% abaixo da ótima, umidade ótima e 2% acima da umidade ótima. A etapa experimental compreendeu a preparação dos corpos de prova, o equilíbrio de umidade das amostras em várias sucções e os ensaios de carga repetida e de compressão simples nos corpos de prova. Os autores concluíram que o módulo de resiliência tem uma forte dependência da umidade de compactação no ramo seco da curva de compactação, no ramo úmido esta dependência foi insignificante, considerando o intervalo do estudo ($w_o \pm 2\%$). Os autores também concluíram que o módulo de resiliência aumentou para

sucções entre 100 kPa e um valor crítico, a partir do qual o módulo diminui. No solo investigado, este valor parece estar em torno 800 kPa que corresponde a um teor de umidade de $w_o - 2\%$.

Visando alternativas econômicas para a construção de rodovias coletoras no estado do Rio Grande do Sul, Núñez *et al.* (1996) construíram uma Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, localizada no Campus do Vale da UFRGS, em Porto Alegre. O basalto alterado foi o material selecionado para camada de sub-base ou base de pavimentos em 10 pistas experimentais. Para reproduzir o terreno de fundação de rodovias construídas nas regiões onde o basalto alterado ocorre, foi construída uma camada de subleito com espessura compactada de 60 a 67 cm, utilizando um solo não saturado de comportamento laterítico. Para medir a sucção *in situ* foram instalados tensiômetros no pavimento com o objetivo de monitorar indiretamente o teor de umidade e o grau de saturação do subleito. Um simulador de tráfego foi instalado nas pistas, o que permitiu realizar levantamentos defletométricos de bacias de deformação a serem utilizados em retroanálise para obtenção dos módulos resilientes das camadas, comparando estes resultados com os obtidos em laboratório. As medições das sucções em campo foram diárias durante o período de solicitação. Os módulos *in situ* apresentaram boa semelhança com os resultados laboratoriais. Mesmo na faixa estreita de variação da sucção, os módulos obtidos por retroanálise de bacias defletométricas foram reduzidos à metade pela saturação do solo. Os autores concluem que quando a obtenção de módulos resilientes é realizada por retroanálise é muito importante determinar o teor de umidade do subleito por amostragem, ou ao menos fazer uma estimativa, em função da profundidade do lençol freático e das condições de drenagem do pavimento.

Rodrigues (1997) estudou a influência da sucção no módulo de resiliência para 4 tipos de solo, dois solos LG', um solo LA'e um solo NA'. A sucção foi determinada a partir da aplicação do método do papel filtro. Os quatro tipos de solo apresentaram uma relação direta entre o módulo de resiliência e a sucção, à medida que aumenta a sucção ocorre um acréscimo correspondente no módulo de resiliência. Verificou-se que o crescimento é tanto maior quanto menor for a tensão desvio de ensaio. A autora observou que os solos estudados classificados como LG'e NA', conforme o sistema MCT, apresentaram um valor máximo de módulo de resiliência para um determinado nível de sucção, a partir do qual o módulo de resiliência tende a diminuir. O mesmo comportamento não foi observado para o solo LA'.

Gehling *et al.* (1998) analisaram a influência da sucção no módulo de resiliência de quatro solos típicos de subleito do Rio Grande do Sul. A sucção foi medida com a técnica do papel filtro. Os solos foram inicialmente compactados na umidade ótima e submetidos a trajetórias de secagem ou umedecimento. Os ciclos de umedecimento após secagem também foram executados, mostrando que a diferença de módulo é dependente exclusivamente do ciclo de umidade percorrido pelo solo e independente da umidade final do corpo de prova. Os ensaios buscavam simular as alterações ambientais sofridas pelo solo em situações de campo, e mostrar que os valores de módulos resilientes podem ser previstos a partir de valores de sucção e umidade que é dada pela curva característica do material. Os autores constataram que o módulo de resiliência cresce com a sucção até um valor de sucção a partir do qual o módulo de resiliência decresce bruscamente ou permanece quase constante.

Gonçalves (1999) avaliou a influência da variação do teor de umidade no valor do módulo de resiliência de um solo argiloso de subleito. Ensaio cíclicos foram realizados para estimar o módulo de resiliência de corpos de prova ensaiados em diversas condições de umidade. O autor verificou que o módulo de resiliência aumenta com o acréscimo da tensão desvio. Constatou que os corpos de prova moldados na umidade ótima e submetidos a trajetórias de secagem e umedecimento alcançaram valores de módulo de resiliência superiores e inferiores, respectivamente, ao se comparar com o módulo de resiliência de corpos de prova ensaiados na umidade ótima. Este fato foi também observado para os corpos de prova moldados com peso específico aparente seco máximo, em teores de umidade abaixo e acima do teor ótimo. A sucção do solo foi determinada através do método do papel filtro que apresentou um bom desempenho mesmo para altos valores de sucção. Verificou que à medida que a umidade aumenta, a sucção diminui. O valor do módulo de resiliência aumenta com o aumento da sucção no solo. Este crescimento é tanto maior quanto maior seja a tensão desvio aplicada.

Werk (2000) estudou a influência dos métodos de compactação, empregados em laboratório, no comportamento resiliente e na sucção de dois solos, argila e solo residual de arenito, utilizados em subleitos de rodovias no Rio Grande do Sul. Para os solos estudados, a autora observou que uma pequena variação no teor de umidade pode causar uma significativa alteração no valor da sucção. Através dos resultados obtidos nos ensaios, foi verificado que a sucção influenciou o comportamento resiliente dos solos compactados.

Ksaibati *et al.* (2000) desenvolveram um estudo em rodovias estaduais da Flórida para avaliar a redução na resistência das camadas de base e subleito devido à proximidade do lençol

freático. Durante cinco anos foram realizados ensaios com os equipamentos *Dynaflect* e *FWD* em diferentes trechos das rodovias para determinação da resistência das camadas, em diferentes períodos do ano com diferentes níveis d'água. Os autores observaram que à medida que diminui a distância da superfície do pavimento até o nível do lençol freático verifica-se um aumento significativo nos teores de umidade das camadas de base e sub-base. Os ensaios realizados com o *Dynaflect* indicaram valores de módulos da base e sub-base com reduções de 5% a 35% devido ao aumento da umidade nestas camadas. Os resultados com o *FWD* mostraram maior influência da umidade sobre os valores de módulo das camadas, apresentando em alguns casos redução de até 96% do módulo de resiliência. Os autores constataram que para aumentos de umidade da ordem de 1%, na camada de base, as reduções mais significativas nos valores de módulo foram 8,5% e 29,4%, para ensaios com *Dynaflect* e *FWD*, respectivamente. Para os valores de módulo do subleito, as reduções mais significativas para *Dynaflect* e *FWD* foram 4,6% e 7,8%, respectivamente.

A sucção no solo do subleito sofre alterações durante a vida do pavimento e é dependente do nível da sucção do solo durante a construção. A sucção é proporcional à quantidade de umidade no solo. A sucção de equilíbrio depende do tipo de solo do subleito, sendo que as argilas equilibram para valor de sucção maior que as areias. A transferência de umidade na estrutura do pavimento controla o desempenho mecânico das camadas de base, sub-base e subleito (Alonso *et al.*, 2002).

Heydinger (2003) utilizou dados coletados pelo programa SMP (Seasonal Monitoring Program) em testes *in situ*, no estado norte americano de *Ohio*, para análise das variações sazonais de umidade e temperatura. O estudo envolveu os solos de subleitos classificados pelos sistemas AASHTO e SUCS como A-6 e CL, respectivamente. Um procedimento foi proposto para previsão das variações sazonais de módulo de resiliência de solos de subleito visando o projeto de pavimentos flexíveis. O teor de umidade do solo devia ser adotado como uma variável primária para previsão das variações sazonais de módulo de resiliência e a sucção matricial do solo é um importante parâmetro que afeta as propriedades do solo. As relações entre a sucção matricial do solo e o teor de umidade volumétrico são usadas para caracterizar as condições de umidade do solo. Estas relações são dependentes do material, das dificuldades para medição e sujeitas aos efeitos de histereses. O módulo de resiliência do subleito varia sazonalmente devido às trocas no teor de umidade. O módulo de resiliência diminui com o acréscimo do teor de umidade. A relação entre módulo de resiliência e teor de umidade é difícil de ser determinada por serem dependentes do tipo de material e sua história.

Fatores como efeitos de congelamento/descongelamento, umedecimento/secagem, profundidade do nível d'água e base drenante não puderam ser avaliados. As variáveis que o SMP (*Seasonal Monitoring Program*) incluiu tipo de solo, clima e condições de drenagem.

Salem *et al.* (2003) estudaram a variação sazonal do módulo de resiliência de subleitos com a alteração do teor de umidade para várias estações do ano. O objetivo principal foi desenvolver modelos de regressão que podem habilitar engenheiros projetistas a avaliar as mudanças sazonais no módulo de resiliência e calcular um fator de ajuste sazonal para estimar o módulo de resiliência em qualquer estação do ano. A análise foi baseada nos dados disponibilizados no LTPP (*Long Term Pavement Performance*) em zonas sem congelamento. O estudo resultou em dois modelos de regressão, um para solos plásticos e o outro para solos não plásticos, que relaciona a variação nos módulos resilientes com a variação no teor de umidade para as diferentes estações do ano. Os modelos incorporaram propriedades de solos, tais como índice de plasticidade, porcentagem de finos que passam na peneira 200 e diâmetro de partículas do solo correspondente a D60. Os autores concluíram que a variação de módulos e de umidade com o tempo seguiram a condição inversa: o módulo decresce com o acréscimo de umidade, para todos os solos onde as umidades de campo observadas foram acima da ótima. Esta relação pode mudar se a umidade de campo for abaixo da ótima, onde um acréscimo na umidade do solo pode causar um aumento no módulo de resiliência.

A FHWA (*Federal Highway Administration*) desenvolve uma grande pesquisa denominada de LTPP (*Long Term Pavement Performance*) desde 1987. É um estudo abrangente das condições de uso de pavimentos flexíveis e rígidos que contemplam cerca de 2500 seções de pavimentos distribuídos pelos Estados Unidos e Canadá. Além da FHWA (*Federal Highway Administration*), também são parceiros na pesquisa: AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), TRB (*Transportation Research Board*), CSHRP (*Canadian Strategic Highway Research Program*), *State Highway Agencies* e *Provincial Highway Agencies*. Os resultados da pesquisa buscam entender melhor o comportamento dos pavimentos.

A FHWA disponibilizou uma série de publicações a partir de 2006 e, por afinidade com o tema em estudo, destaca-se a publicação FHWA-HRT-04-079 denominada *Seasonal variations in the moduli of unbound pavement layers* (LTPP, 2006). Esta publicação trata da variação dos módulos dos materiais *in situ* em função das condições de umidade e temperatura. O conhecimento dessas variações é necessário para a previsão de vida do

pavimento para projeto e gerência. O principal objetivo é avançar na estimativa racional das variações sazonais nos módulos de resiliência retroanalizados das camadas de pavimento com base em dados recolhidos através do programa de monitoramento sazonal SMP (*Seasonal Monitoring Program*) do LTPP.

Silva (2003) analisou as propriedades e o comportamento das duas ocorrências de solos no município de Sinop, Mato Grosso, visando o emprego na pavimentação de rodovias com baixo volume de tráfego. O autor observou um comportamento semelhante ao descrito por Gehling *et al.* (1998) onde há um valor de sucção, denominado de sucção crítica, a partir do qual, com a continuação da secagem, o módulo de resiliência passa a decrescer acentuadamente. Explicou que, em campo, esse comportamento indica a separação do solo em blocos que agem isolados. Em solos arenosos, este fenômeno é responsável pelo surgimento de uma resistência aparente de blocos de areia com teores de umidade muito baixos e denomina-se sucção aparente.

Khoury *et al.* (2003) avaliaram o efeito da sucção no módulo de resiliência de solos não saturados de subleito que foram coletados no estado norte americano de *Oklahoma*. O estudo foi realizado a partir da coleta de 18 amostras indeformadas. Os limites de liquidez e índices de plasticidade variaram de 28 a 51 e de 10 a 32, respectivamente, e os solos foram classificados pelo sistema AASHTO de A-4 a A-7. Os resultados mostraram que o módulo de resiliência aumenta com o acréscimo da sucção matricial e total, revelando a mesma tendência de variação para ambas sucções determinadas. Os autores concluíram que a sucção osmótica não apresenta efeito significativo sobre o módulo de resiliência. Khoury *et al.* (2003) também investigaram o efeito do teor de umidade sobre o módulo de resiliência e não foi observada nenhuma tendência específica entre estes fatores. Os autores explicaram que isto pode ser devido ao fato de que diferentes teores de umidade podem produzir a mesma sucção matricial, dependendo da curva característica do solo e, dessa forma, o mesmo estado de tensão que controla o módulo de resiliência. O estudo concluiu que o módulo de resiliência se correlaciona melhor com a sucção do solo do que com o teor de umidade, e que a sucção tem papel fundamental no comportamento mecânico de solos coesivos.

Ceratti *et al.* (2004) estudaram as relações existentes entre o módulo de resiliência e a sucção para solo típico de subleito no Rio Grande do Sul. O estudo se referiu a um solo de comportamento laterítico. Os corpos de prova de 5 cm x 10 cm foram compactados estaticamente e transdutores de pressão foram instalados no centro dos corpos de prova para

medir a sucção durante os ensaios de módulo de resiliência. As curvas características dos solos foram obtidas utilizando-se a técnica do papel filtro para diferentes teores de umidade de moldagem das amostras compactadas. Antes da compactação o solo foi homogeneizado na umidade desejada e deixado em repouso em câmara úmida por 24 horas, após as amostras foram compactadas, estaticamente, até o peso específico esperado. As amostras foram guardadas por três dias em sacos plásticos antes de serem realizados os ensaios. Os resultados dos ensaios indicam os valores de módulo de resiliência em função da sucção a partir de trajetórias de secagem dos materiais, partindo-se da umidade ótima e do peso específico máximo do material. Os autores concluíram que um pequeno incremento na umidade de moldagem dos corpos de prova provoca uma diminuição no módulo de resiliência independente do nível de tensão desvio, e que os valores de módulo decrescem à medida que aumenta o nível de tensão desvio aplicado. Com as curvas características dos materiais e as curvas de deformabilidade e umidade, obtiveram uma relação sucção e módulo de resiliência para diferentes níveis de tensão desvio, e mostraram o mesmo tipo de comportamento obtido com as curvas módulo de resiliência e umidade.

Yang *et al.* (2005) avaliaram o subleito de solos compactados e verificaram que os fatores ambientais afetam bastante a umidade nas camadas do pavimento, principalmente quando ocorrem problemas de projeto ou execução da drenagem. Quanto maior o valor da sucção, maior o módulo de resiliência, quanto mais seco estiver o solo maior o efeito da sucção no comportamento resiliente. Os autores comentam que a relação direta entre a sucção e o módulo de resiliência deve-se a que altas sucções provocam uma compressão no solo e aumenta sua rigidez.

Takeda (2006) avaliou a influência da variação da umidade pós-compactação no módulo de resiliência de solos de rodovias do interior paulista a partir de resultados de ensaios de laboratório. Os solos selecionados apresentam características distintas quanto à gênese, sendo metade laterítico e metade não-laterítico. O autor estudou a influência da gênese e da granulometria sobre o valor do módulo de resiliência e avaliou a consequência da variação da umidade sobre o módulo de resiliência para solos lateríticos e não-lateríticos. O autor conclui que a influência da granulometria é predominante sobre o módulo de resiliência. A gênese não influenciou nos resultados de aumento ou diminuição do módulo de resiliência durante os processos de secagem e umedecimento, respectivamente.

Rabab'ah (2007) salienta que o módulo de resiliência de solos coesivos de subleito sob estruturas de pavimentos flexíveis é altamente dependente da umidade e do estado de tensão. O autor utilizou a teoria da mecânica dos solos não saturados e desenvolveu uma série de experimentos com o objetivo de correlacionar o módulo de resiliência com o teor de umidade e o estado de tensão. Usou o método do papel filtro para traçar as curvas características dos materiais. A partir do desenvolvimento de experimentos controlados o autor constatou que a sucção é uma excelente variável de estado para prever a dependência do módulo de resiliência com o teor de umidade em solos coesivos.

Baseado no conceito de tensão efetiva dos solos não saturados, Rabab'ah (2007) avaliou a sucção matricial de um solo como uma importante variável para obter o módulo de resiliência. O autor propôs um modelo para estimar o módulo de resiliência para solos coesivos em uma ampla faixa de estados de tensões e teores de umidade. A precisão do modelo proposto foi validada com dados experimentais de solos A-4 e A-6.

Peraça (2007) avaliou a influência do teor de umidade e grau de compactação nos parâmetros de deformabilidade e resistência de dois solos saprolíticos de rochas vulcânicas localizadas na região central do Rio Grande do Sul, para aplicação como revestimento primário em estradas não pavimentadas. O autor constatou que o aumento do teor de umidade causa a redução da sucção e, conseqüentemente, provoca diminuição das tensões efetivas e aumento das deformações resilientes e plásticas.

Silva (2009) desenvolveu um modelo físico de estrutura de pavimento, em escala real, para estudar o comportamento mecânico submetido à oscilação do lençol freático. A sucção foi medida em sete profundidades com tensiômetros instalados nas camadas de base, sub-base e subleito. O tanque-teste permitiu satisfatória análise da evolução da sucção, medição de deflexões ou deslocamentos verticais elásticos na superfície. As possibilidades reais e as limitações do tanque-teste (2,0 m x 2,0 m x 1,8 m) no estudo de modelos físicos ficaram bem caracterizadas. O autor concluiu que o nível de água que se fez variar controladamente determinou variações de sucção e de teor de umidade que afetaram a deformabilidade do subleito e camadas do pavimento. O trabalho abre uma nova linha de investigação, sob condições ambientais controladas, de estruturas de pavimentos no país.

2.6 DRENAGEM DE RODOVIAS

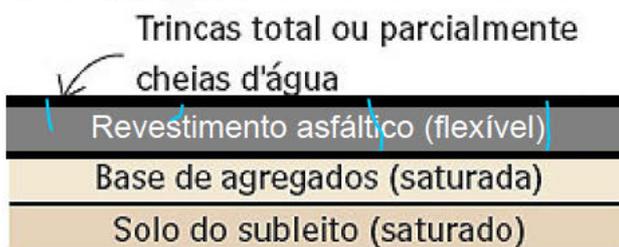
A drenagem destina-se a remover as águas que infiltraram nas camadas do pavimento, ou nas suas interfaces, que podem ocasionar prejuízo à estrutura. As águas a serem removidas são provenientes principalmente da infiltração direta da chuva ou de lençóis subterrâneos.

Conforme Suzuki (2007), a drenagem consiste no conjunto de operações e instalações destinadas a remover os excessos de água das superfícies e do subleito da estrada. Visa coletar, conduzir e lançar, o mais rápido possível e em local adequado, toda água que se origina, percorre ou atravessa a plataforma viária que possa comprometer a segurança do usuário, a estabilidade geotécnica do maciço ou a vida útil do pavimento.

Os pavimentos possuem extensas áreas expostas às intempéries e ao tráfego. Devido à geometria plana e extensa da rodovia, Cedergren (1977) salientou que há dificuldades inerentes à manutenção da drenagem o que pode provocar a deterioração prematura do pavimento. A redução da vida útil dos pavimentos decorre, geralmente, da combinação de ações como mudanças de temperatura, precipitações pluviométricas, oxidações, além das tensões e deformações causadas pelos impactos do tráfego. A água pode penetrar nos pavimentos pelas juntas, trincas, superfícies porosas, acostamentos elevados. A Figura 2.9 ilustra a ação da água no pavimento flexível, não carregado e sob carregamento dinâmico, adaptada de Suzuki (2007).

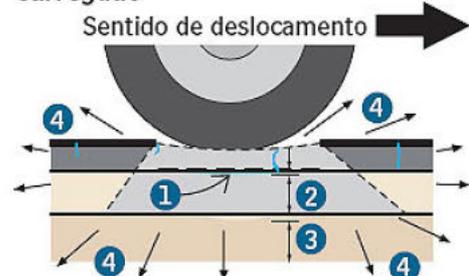
Pavimento flexível

não carregado



Pavimento flexível

carregado



- ① Cunha de água Livre
- ② Deflexão da base de agregados
- ③ Deflexão do subleito
- ④ Pressão hidrostática

Figura 2.9: Ação da água no pavimento flexível, não carregado e sob carregamento dinâmico, adaptada de Suzuki (2007)

A drenagem bem feita evita a degradação da plataforma viária, prolonga a vida útil do pavimento, reduz os índices de acidentes, os custos operacionais dos veículos e dos usuários e preserva as propriedades do entorno.

Proporcionar uma drenagem adequada para um sistema de pavimento é um elemento fundamental de projeto para evitar falhas prematuras devido à água, relacionadas a problemas como bombeamento, perda de suporte e ocorrência de trilhas (Rabab'ah, 2007).

O Brasil, onde as chuvas intensas ocorrem com frequência, apresenta muitos problemas de drenagem de pavimentos. A ação prejudicial da água pode ocorrer por meio de precipitações, infiltrações, condução através de talvegues ou mesmo sob elevação do lençol freático. Os pavimentos bem drenados exigem gastos menores com manutenção e recuperação, resulta em maior vida útil e são mais econômicos ao longo do tempo.

Medina e Motta (2005) comentam que a forte evaporação nos climas quentes tende a minorar a ação destrutiva da água. No entanto, garantir as condições de drenagem eficientes é um dos aspectos essenciais na manutenção dos pavimentos.

A drenagem rodoviária visa proteger o corpo estradal e a sua infraestrutura da ação danosa das águas para evitar inconvenientes, tais como a redução da capacidade de suporte do subleito, as erosões de taludes de corte e aterro e o escorregamento de taludes. A drenagem consiste na captação, condução e remoção de maneira segura e rápida da água. De acordo com o objetivo a que deva atender, a drenagem pode ser de transposição de talvegues, drenagem superficial, subsuperficial e profunda.

A drenagem de transposição de talvegues possibilita a passagem das águas de um lado para outro em um trecho em aterro, permitindo sua construção na travessia dos cursos d'água interceptados pela rodovia. A drenagem superficial evita que as águas das chuvas e as águas que desçam das encostas atinja a pista de rolamento. O pavimento com declividade adequada e com revestimento praticamente impermeável impede que ocorra infiltração ou acúmulo dessas águas. A drenagem subsuperficial se destina a drenar as águas infiltradas nas camadas do pavimento. A drenagem profunda, também chamada de subterrânea, esgota as águas que infiltram na plataforma, drenando a água acumulada na base e na sub-base. Também intercepta e remove as águas no subsolo do leito estradal evitando que atinja o pavimento, mediante rebaixamento do lençol freático.

As situações que exigem drenagem profunda são resolvidas com a utilização de vários dispositivos selecionados ao longo dos anos, tais como: drenos profundos, drenos espinha de peixe, colchão drenante, drenos horizontais profundos, valetões laterais e drenos verticais de areia. Estes dispositivos mantêm a umidade de equilíbrio compatível com as condições de tráfego e desempenho estrutural previstos no projeto de pavimentação. A seguir, será dado destaque aos aspectos de drenagem profunda porque é o interesse direto da presente pesquisa. Este estudo enfatizada a drenagem profunda por meio de drenos profundos e valetões laterais, também denominados de drenos a céu aberto.

Os drenos profundos longitudinais são constituídos de valas, abertas manual ou mecanicamente, construídas paralelamente ao eixo da rodovia. O fundo da vala deve estar regularizado para receber os materiais de preenchimento. Os drenos profundos são preenchidos por três tipos de materiais: filtrantes (areia, geotêxtil), drenantes (britas) e condutores (tubos de concreto, cerâmicos, plásticos). Quando não são colocados tubos no interior dos drenos chamam-se drenos cegos. No topo do dreno profundo, quando previsto, é executado um selo com material impermeável. Os drenos profundos são instalados geralmente a 1,50 m do topo do subleito das rodovias, profundidade considerada suficiente para o rebaixamento do lençol freático. Os drenos podem não ter selo. A circulação de equipamentos da obra sobre a trincheira drenante antes de sua conclusão deve ser proibida.

Os valetões laterais, ou drenos a céu aberto, são valas abertas paralelamente ao eixo da rodovia. A execução compreende as operações de escavação, transporte, deposição do material escavado e revestimento definido pelo projeto. Recomenda-se o revestimento dos taludes da vala com concreto ou gramíneas, de espécie típica da região. Os valetões laterais são constituídos geralmente na profundidade de 1,50 m a partir do topo do subleito das rodovias. A largura na base da vala é de 0,50 m e no topo geralmente é 1,50 m. É importante realizar o nivelamento do eixo do fundo do valetão. Os dispositivos são recomendados em regiões planas onde pode exercer dupla função: funcionar como sarjeta e dreno profundo ao mesmo tempo. Este dispositivo, por ser aberto, fornece economia ao sistema de drenagem, no entanto a estrada fica vulnerável a acidentes devido à ausência de acostamento seguro.

Michelin (1975) recomendou alguns cuidados a serem seguidos com a vala, os tubos e os materiais de preenchimento dos drenos. A abertura da vala deve ser de jusante para montante a fim de evitar acumulações de águas. A largura da vala geralmente é de 0,50 m. A declividade da vala deve acompanhar o greide da estrada e a declividade mínima é de 1%. Os

tubos não podem apresentar variações em qualquer dimensão, exceto os valores limites estabelecidos nas especificações. Os tubos devem ser colocados de montante à jusante. O preenchimento da vala com material drenante deve ser no sentido de montante para jusante.

O DNIT (Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes), através do IPR (Instituto de Pesquisas Rodoviárias), publicou em 2006 o manual de drenagem de rodovias fruto da revisão e atualização da primeira edição de 1990. Conforme o DNIT (2006a), a nova publicação atualiza e complementa as informações do manual original, fornece mais subsídios técnicos possibilitando o desenvolvimento dos projetos de drenagem para rodovias com eficiência e modernidade. O manual apresenta os critérios usualmente adotados pelos projetistas de drenagem rodoviária e busca simplificação de procedimentos e facilidade de aplicação.

O manual do DNIT (2006a) especifica que os drenos profundos devem ser instalados em profundidades de 1,50 a 2,00 m do topo do subleito das rodovias. Os drenos profundos devem ser instalados nos trechos em corte, nos terrenos planos que apresentem lençol freático próximo do subleito, e nas áreas eventualmente saturadas próximas ao pé de taludes. O local da instalação dos drenos profundos deve ser onde haja necessidade de interceptar e rebaixar o lençol freático, geralmente nas proximidades dos acostamentos. Os drenos profundos são constituídos por vala, materiais drenante e filtrante, podendo apresentar tubos e estruturas de deságue. Os drenos com tubos podem utilizar envoltórios drenantes ou filtrantes constituídos de materiais naturais ou sintéticos. Quando não são colocados tubos no interior dos drenos denomina-se de drenos cegos. As valas, abertas manual ou mecanicamente, devem ter no fundo a largura mínima de 50 cm e de boca a largura do fundo mais 10 cm. O dreno é chamado de contínuo quando a vala é enchida apenas com material filtrante. O dreno descontínuo é designado quando a vala é preenchida com material filtrante e drenante.

As características de cada dreno profundo com tubo são apresentadas na Figura 2.10. No caso do dreno contínuo A e dos drenos descontínuos B e C, pode-se usar tubos com furos distribuídos ao longo da parede. No dreno descontínuo D, os furos do tubo são voltados para cima, este tipo de seção é recomendado para terrenos altamente porosos ou em rocha com fendas amplas.

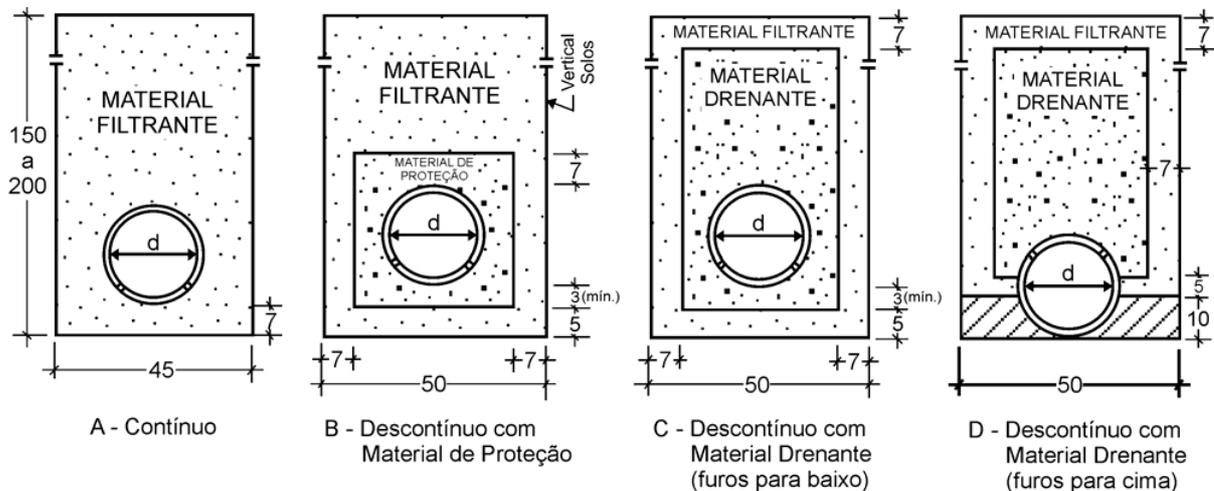


Figura 2.10: Seções de drenos profundos, com dimensões em centímetros, DNIT (2006a)

O DAER/RS (Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul) publicou em 1991 o álbum de dispositivos de drenagem, que apresenta um detalhamento dos diversos dispositivos de acordo com cada tipo de drenagem (DAER/RS, 1991).

Os drenos longitudinais profundos têm a especificação DAER/RS ES D 08 (1991), e valetões laterais estão especificados pelo DAER/RS ES D 02 (1991).

Descrevem as utilizações de vários tipos tais como: o dreno DPS 01 não utiliza material drenante, os drenos DPS 02 e DPS 03 diferem na altura do material drenante que envolve o tubo, o dreno DP 04 não possui tubo e o DPS 05 é o dreno convencional. A profundidade da vala deve ser de 1,60 m em relação ao greide de terraplenagem.

As Figuras 2.11 e 2.12 apresentam as cinco seções de drenos longitudinais profundos detalhadas conforme DAER/RS (1991).

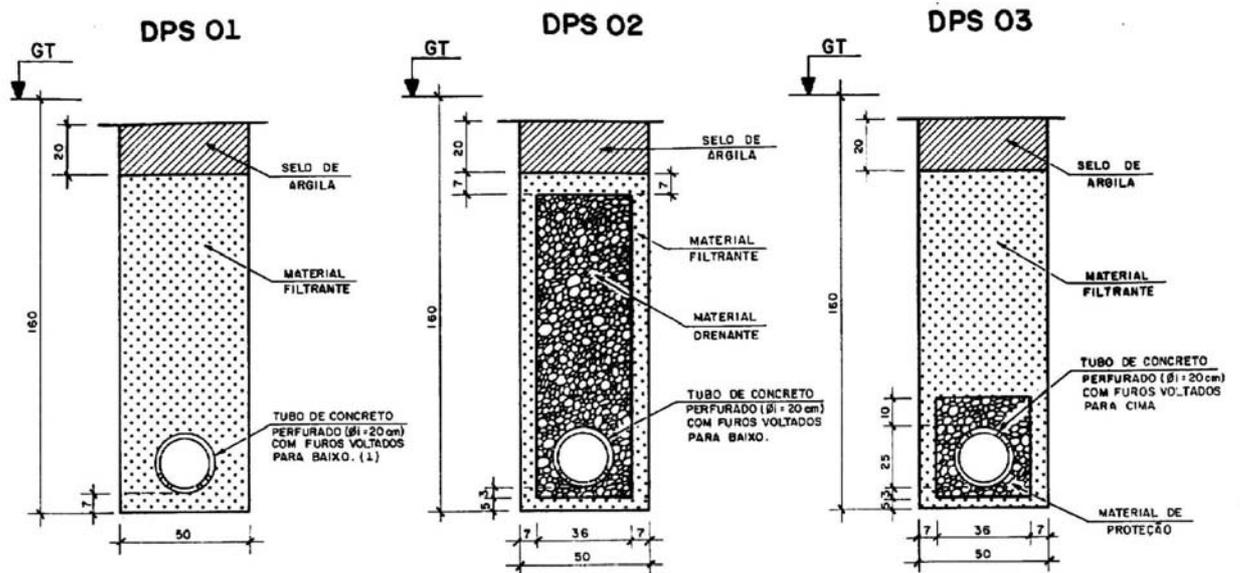


Figura 2.11: Seções de drenos profundos DPS 01, DPS 02 e DPS 03, com dimensões em centímetros, DAER/RS (1991)

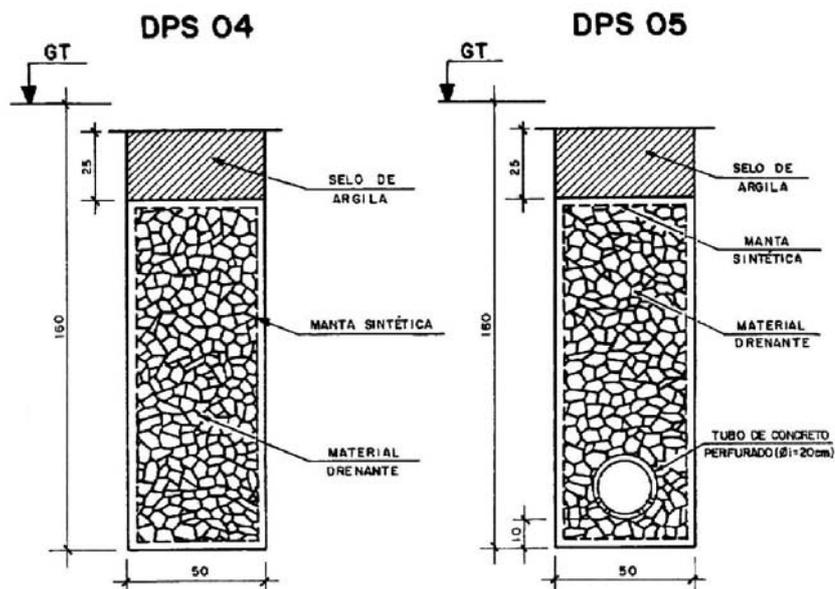


Figura 2.12: Seções de drenos profundos DPS 04 e DPS 05, com dimensões em centímetros, DAER/RS (1991)

Os objetivos da drenagem são atingidos através da utilização de dispositivos adequados a cada situação. O conjunto de dispositivos adotados forma o sistema de drenagem.

Os sistemas de drenagem são utilizados em pavimentos flexíveis e rígidos. Na impossibilidade de prever todos os pontos por onde a água eventualmente possa penetrar nos pavimentos, torna-se necessário instalar drenos subterrâneos em locais previamente definidos para proteger as áreas expostas à entrada e ao acúmulo de água livre.

Ridgeway (1982) analisa a drenagem dos pavimentos e salienta que é essencial o conhecimento do meio em que o pavimento estará inserido para definição de um sistema de drenagem eficiente.

Bosso *et al.* (1991) relataram a construção e a operação de um simulador de drenagem profunda em laboratório, que reproduz o funcionamento de um dreno de maneira controlada. O controle pode ser em termos de vazão afluyente e altura da carga hidráulica. Há possibilidade de prefixar algumas variáveis: o equipamento permite analisar a drenagem em diferentes tipos de solos, diferentes tipos de estruturas drenantes e filtrantes e suas compatibilidades com diferentes maciços drenados. O simulador pode acelerar a vida útil de um sistema de drenagem, expondo-o a um fluxo de água por um prazo relativamente longo em laboratório com o qual presume-se reproduzir anos de regimes variáveis de lençol freático em campo. A pesquisa é parte de um amplo programa desenvolvido pelo DER/PR (Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná).

Lopes *et al.* (1993) descreveram a execução e operação de um dreno experimental constituído de seis segmentos de 50 m de extensão e 1,50 m de profundidade. Em dois segmentos foram utilizados filtros granulares, contínuo e descontínuo, e em quatro segmentos foram utilizados filtros com geotêxtil de gramaturas diferentes. A pesquisa, realizada pelo DER/PR, mostrou que os drenos constituídos com geotêxtil, além das facilidades executivas que oferecem, são mais eficientes na retenção de finos do solo local, que não são carregados para o interior do material drenante e interior dos tubos, o que retarda o processo de colmatação destes dispositivos. Em termos de comportamento do lençol freático, as observações efetuadas nos medidores mostraram-se, de modo geral, coerentes com os eventos de chuva anotados. As oscilações fortes do lençol freático só foram observadas para precipitações superiores a 60 mm diários. Períodos de estiagem superiores a 20 dias foram suficientes para rebaixar o lençol abaixo da cota do fundo dos medidores de nível d'água, com profundidade superior a 4 m. As

precipitações de até 20 mm diários, praticamente não exerceram qualquer efeito sobre o lençol freático, mesmo quando ocorreram por dias seguidos. Os medidores de nível d'água, situados no interior dos drenos, acusaram a subida d'água em apenas três ocasiões e por períodos curtos. A subida máxima, em altura e permanência, ocorreu durante o período de maior precipitação registrada. Por ocasião da abertura do dreno, que foi executada em tempo seco, não foi encontrada água livre corrente, em nenhum dos segmentos de dreno, porém observou-se a presença de gotículas de água nas faces internas do geotêxtil.

De acordo com o manual de pavimentação DNIT (2006b), a falta de uma drenagem adequada provoca, de maneira geral, os seguintes efeitos danosos nos pavimentos:

- redução da capacidade suporte do solo de fundação (subleito), em virtude de sua saturação, podendo também, em maior ou menor grau, ser acompanhado de mudança de volume (expansão);
- bombeamento de finos de solo do subleito para os materiais granulares das demais camadas do pavimento, com perda de capacidade de suporte;
- arrastamento de partículas dos solos e materiais granulares superficiais, em virtude da velocidade do fluxo das águas.

Alonso *et al.* (2002) estudaram a transferência de umidade na estrutura do pavimento através de diferentes posições dos drenos e do efeito de diferentes climas. Os autores analisaram a melhor posição e a profundidade de drenos longitudinais em pavimentos. O estudo envolveu a ação de três climas diferentes no comportamento do pavimento. Os climas estudados foram tropical, mediterrâneo e subalpino, os quais foram definidos com base nos dados de chuva, temperatura e umidade relativa. Cinco anos de clima foi simulado para a análise da reação da estrutura de pavimento selecionado e posição da drenagem. Drenos longitudinais se mostraram eficientes para as camadas saturadas de base e a sub-base ao longo do tempo, enquanto que para o subleito foi mais limitado. Os drenos longitudinais apresentaram bons resultados em manter o subleito drenado sob um clima mediterrâneo e seus efeitos foram mais restritos sob os climas tropical e subalpino. Os drenos longitudinais posicionados nas bordas do pavimento apresentaram melhores resultados. As plataformas com maior largura necessitam também de drenos longitudinais adicionais posicionados no eixo da via. A máxima eficiência dos drenos foi obtida para profundidade entre 1,5 m a 2,0 m.

Suzuki *et al.* (2004) estudaram a deficiência de drenagem em um trecho de rodovia no município de Piracicaba, São Paulo, submetido a um ciclo de variação de umidade do subleito. Dois levantamentos defletométricos foram efetuados com FWD (*Falling Weight Defletometer*) no período de chuvas e no período subsequente de estiagem. A estrutura do pavimento estudado é do tipo flexível, constituída por subleito de solo laterítico, reforço de subleito com material laterítico selecionado, com cerca de 20 cm de espessura, camada de base granular com cerca de 25 cm de espessura e camada de rolamento em concreto asfáltico de granulometria aberta (*binder*) de cerca de 5 cm de espessura. Especificamente no segmento experimental, não foi implantado sistema de drenagem subsuperficial. O lençol freático estava distante da superfície e não foram localizadas nascentes. O trecho não foi aberto ao tráfego, então não apresentou defeitos como trilhas de roda ou trincamento, e apesar do revestimento ser constituído por *binder*, a infiltração através da superfície foi considerada desprezível. Portanto a infiltração d'água predominante ocorreu pelas bordas do pavimento e foi agravada devido à ausência do sistema de drenagem. A partir dos resultados obtidos foi estimada a velocidade de degradação da estrutura do pavimento em função das condições de umidade, sendo este parâmetro denominado por Fator de Severidade. Também foram calibrados os Fatores de Ajuste de Drenagem recentemente propostos para serem incorporados nos procedimentos de dimensionamento de pavimentos flexíveis vigentes no país, com a finalidade de considerar a influência da variação do teor de umidade no desempenho destas estruturas.

Para que as estruturas dos pavimentos evitem grandes acúmulos de água, as capacidades de efluxo do subleito e do pavimento deverão ser maiores ou, no mínimo, iguais aos influxos. Cedergren (1980) sugeriu a Equação 2.29 que reúne todas as possibilidades de influxos e de efluxos.

$$O_E + O_S + O_P + O_R + O_D \geq I_S + I_C + I_T + I_H \quad (2.29)$$

Onde:

O_E = evaporação superficial (geralmente desprezível);

O_S = perda por percolação;

O_P = perda por percolação pelo subleito ou drenagem;

O_R = perda por bombeamento através de trincas ou juntas;

- O_D = água removida por sistemas de drenagem subterrânea;
- I_S = infiltração superficial, em grande parte devido às chuvas (comumente a fonte principal);
- I_C = água de capilaridade proveniente do lençol d'água (geralmente a menor contribuição);
- I_T = água proveniente de áreas úmidas adjacentes, acostamentos úmidos, lençol d'água subjacente, nascentes (algumas vezes fonte principal);
- I_H = água de hidrogênese ou condensação, como resultado das flutuações de temperatura e pressão atmosférica (normalmente desprezível).

A infiltração superficial da água é um fenômeno complexo que depende da condutividade hidráulica do pavimento, da declividade da superfície do pavimento, da intensidade e do tempo de duração da chuva. Yoder e Witczak (1975) mencionaram que um longo período de chuva de baixa intensidade pode ser mais severo que os períodos concentrados de alta intensidade, visto que a quantidade de umidade absorvida pelo solo pode ser muito maior no primeiro caso. Conforme DNIT (2006b), as águas de infiltração superficial dos pavimentos são uma das maiores parcelas de contribuição da água para drenagem subterrânea.

Ridgeway (1976) sugere uma expressão para estimar a taxa de influxo entre a quantidade de água que entrar no pavimento através de trincas ou juntas e o comprimento estimado destas trincas ou juntas. A taxa de influxo (q) recomendada é $0,01 \text{ m}^3/\text{h}$ por metro de trinca. Para pavimentos flexíveis, o influxo superficial é obtido empregando a Equação 2.30 quando a drenagem ocorre através de drenos profundos longitudinais.

$$I = q \left(N_p + 1 + \frac{L}{12} \right) \quad (2.30)$$

Onde:

I = influxo total, m^3/h por metro de trinca;

q = taxa de influxo, m^3/h por metro de trinca;

N_p = número de faixas da pista;

L = largura da pista, em metros;

12 = distância média estimada, em metros, das trincas transversais em pavimentos flexíveis.

Os efeitos danosos da água nos pavimentos podem ser controlados removendo a água que entra de maneira rápida e segura através da drenagem. Quando os pavimentos são construídos

em cortes ou em terrenos montanhosos, com nível do lençol freático próximo ao pavimento, os influxos provenientes da percolação do lençol devem ser adicionados à água que penetra nesses pavimentos. Apesar destas condições parecerem severas, na maioria das vezes a solução é corrigida com drenagem, geralmente drenos subterrâneos.

Christopher e McGuffey (1997) salientaram que a drenagem do subleito é o principal fator no prolongamento da vida do pavimento. Os autores confirmaram as considerações sobre os sistemas de drenagens descritas por Ridgeway (1982) e acrescentaram considerações sobre a escolha dos materiais e o desempenho dos sistemas de drenagem.

Após examinar os resultados de uma série de estudos realizados durante um longo período, Christopher (1998) indicou uma relação direta entre a drenagem de pavimentos e a melhoria de comportamento.

O subleito necessita de drenagem quando o lençol freático sofre flutuações sazonais que podem fazê-lo subir pelo subleito, sob a área pavimentada, até distâncias menores que 0,30 m abaixo da superfície inferior da base. Geralmente adota-se um sistema de drenos profundos longitudinais com tubos ou em um sistema de vala aberta. Uma drenagem subterrânea imperfeita causa sérios tipos de deterioração dos pavimentos, incluindo formação de trilhas e ondulações nos pavimentos.

Bom funcionamento do sistema de escoamento de águas pluviais preserva o pavimento e evita acidentes.

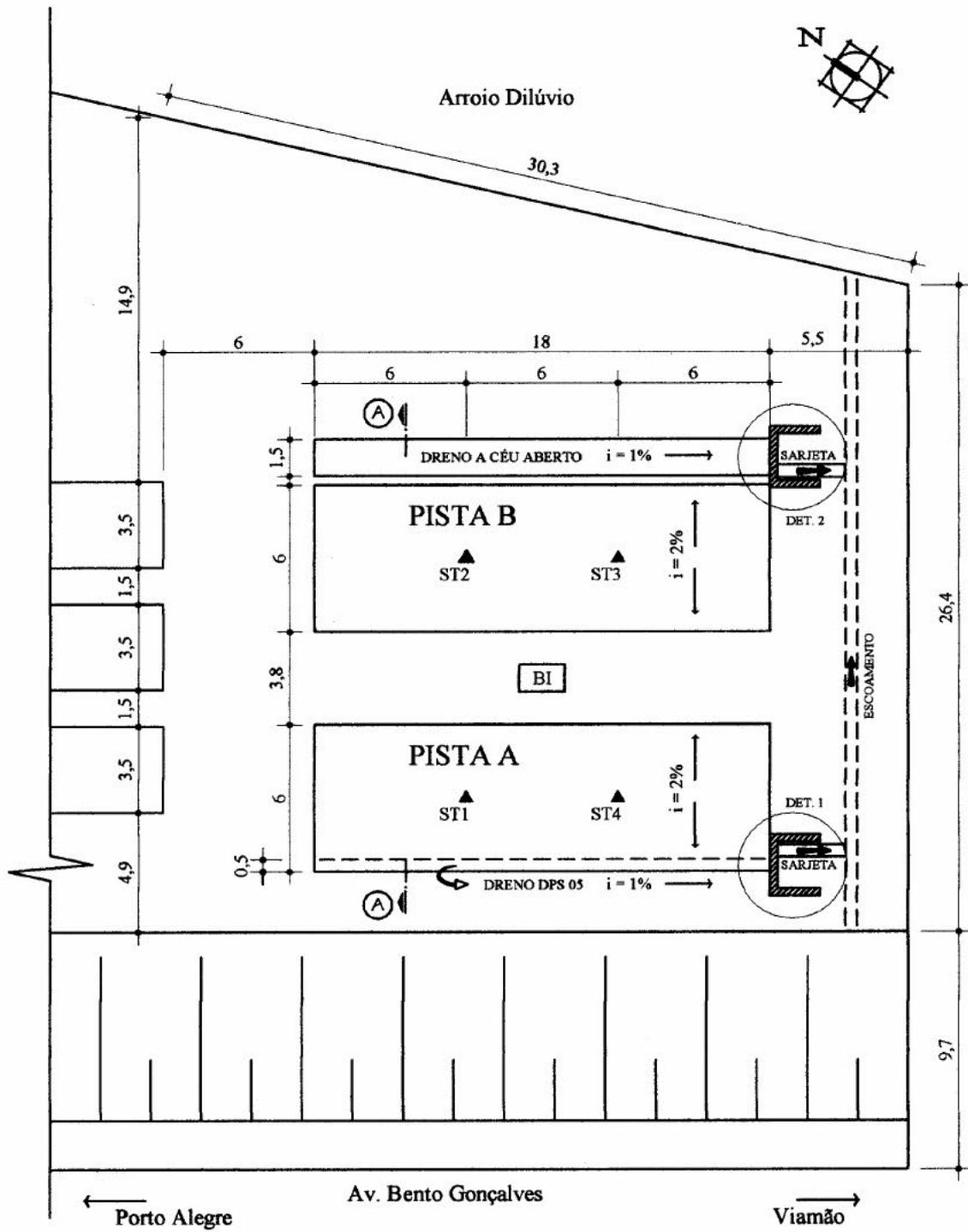
3 PISTAS EXPERIMENTAIS DESTE ESTUDO

Este capítulo descreve os materiais e métodos utilizados para a construção de duas pistas experimentais com diferentes sistemas de drenagem, a instrumentação adotada e o planejamento experimental. Estas estão localizadas na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos (APTP), no Campus do Vale da UFRGS, em Porto Alegre (Figura 3.1). A Figura 3.2 apresenta a planta baixa das pistas experimentais denominadas de Pista A e Pista B, cada pista possui 6,0 m de largura e 18,0 m de comprimento.

Esta pesquisa integra um amplo programa de pesquisas desenvolvido pela UFRGS (Universidade Federal do Rio Grande do Sul) e pelo DAER/RS (Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem) através do Protocolo Consensual de Colaboração Técnico-Científico. Núñez (1997), Gonçalves (2002), Vieira (2002), Schmitz (2002), Azambuja (2004), Cruz (2005), Wickboldt (2005), Albano (1998 e 2005) e Rohde (2007) realizaram estudos experimentais na APTP.



Figura 3.1: Localização da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos (AAPT)



Observações: Dimensões em metros

Escala 1:250

Figura 3.2: Planta baixa das duas pistas experimentais, Pista A e Pista B, desta pesquisa

3.1 ESTUDOS PRELIMINARES

3.1.1 Local das pistas

A partir da definição do local da construção das duas pistas, foram realizados quatro furos de sondagem com um trado tipo concha, motorizado, modelo Bristol. As sondagens a trado foram executadas de acordo com a NBR 9603 (ABNT, 1986). Os pontos de sondagens a trado (ST1, ST2, ST3 e ST4) estão indicados na Figura 3.2. As sondagens ST1 e ST2 foram realizadas no dia 23 de junho de 2000 e as sondagens ST3 e ST4 foram executadas em 7 de julho de 2000. O diâmetro médio dos furos de sondagem foi de 6,5 cm. A profundidade máxima das sondagens variou de 3,6 a 4,4 m. A presença de pedregulhos inviabilizou a continuidade da sondagem com este equipamento. Apenas as sondagens ST1 e ST3 atingiram o nível d'água. Ao término da sondagem ST2, a última amostra coletada apresentava umidade bem elevada sendo um indicativo da proximidade do nível d'água e na sondagem ST4 não foi encontrado nível da água. A leitura do nível d'água ocorreu imediatamente após o término de cada sondagem. Após 24 horas uma nova leitura foi obtida nas sondagens ST1 e ST2. A ocorrência de chuvas intensas comprometeu as novas leituras do nível d'água nas sondagens ST3 e ST4. Durante a sondagem do furo ST4, as amostras coletadas foram depositadas, na sequência, sobre uma lona permitindo a visualização completa do perfil. A Figura 3.3 mostra as amostras coletadas na sondagem a trado ST4.

O perfil de sondagem de cada furo com as respectivas umidades das amostras coletadas estão descritas na Tabela 3.1. A descrição do solo foi através do exame tátil-visual, o termo variegado indica a impossibilidade de definir o padrão de cores e o termo mosqueado significa manchas. As amostras representativas coletadas foram caracterizadas em laboratório.

Para os ensaios de caracterização, as amostras foram preparadas de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 1986). A determinação do peso específico real dos grãos (γ_s) foi conforme a NBR 6508 (ABNT, 1984). A distribuição granulométrica foi obtida pelos processos de peneiramento e sedimentação, conforme a NBR 7181 (ABNT, 1984). As frações granulométricas dos solos seguem a definição da NBR 6502 (ABNT, 1995). O limite de liquidez (LL) foi determinado com base na NBR 6459 (ABNT, 1984) e o limite de plasticidade (LP) foi obtido conforme a NBR 7180 (ABNT, 1984). Os solos foram

classificados segundo a AASHTO M145-91 (2000), o SUCS (ASTM D 2487, 2000) e a metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) (DNER CLA 259, 1996). O conjunto de ensaios preconizados pela metodologia MCT são detalhados em Nogami e Villibor (1995). A Tabela 3.2 mostra o peso específico real dos grãos (γ_s), as frações granulométricas, o limite de liquidez (LL), o índice de plasticidade (IP) e o índice de grupo (IG) das amostras coletadas nas sondagens a trado. Nesta tabela também são apresentadas as classificações das amostras.

Para a classificação MCT são utilizados coeficientes empíricos obtidos em dois ensaios: ensaio de compactação dinâmica Mini-MCV (DNER ME 258, 1994) e ensaio de perda de massa por imersão (DNER ME 256, 1994). Estes dois ensaios foram realizados na DNP (Divisão de Normas e Pesquisas) do DAER/RS.

Tabela 3.1: Perfil das sondagens a trado

Sondagem a Trado	Prof. (m)	NA (m)	Exame tátil-visual do solo	ω (%)
ST1	0,0 - 0,9		Argila arenosa, marrom	16
	0,9 - 1,9		Argila arenosa, marrom claro	16
	1,9 - 2,8		Argila arenosa, amarelo mosqueado com cinza	16
	2,8 - 3,7	3,7	Areia argilosa, variegado	14
ST2	0,0 - 0,5		Argila, marrom escuro	14
	0,5 - 1,2		Areia preta	9
	1,2 - 2,8		Argila marrom	17
	2,8 - 4,4	-	Areia argilosa, amarelo mosqueado com cinza e rosa	18
ST3	0,0 - 0,5		Argila, marrom	16
	0,5 - 1,7		Areia cinza	11
	1,7 - 2,8		Argila arenosa, marrom claro	17
	2,8 - 4,4	4,3	Areia argilosa, amarelo claro	11
ST4	0,0 - 0,7		Areia argilosa, marrom escuro	9
	0,7 - 1,6		Argila arenosa, marrom claro	19
	1,6 - 2,1		Argila arenosa, marrom claro mosqueado com amarelo e cinza	19
	2,1 - 3,6	-	Argila arenosa, amarelo mosqueado com cinza	16

Tabela 3.2: Caracterização das amostras coletadas nas sondagens a trado

Sondagem a Trado	Profundidade (m)	γ_s (kN/m ³)	PM (%)	PF (%)	AG (%)	AM (%)	AF (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	IP (%)	IG	AASHTO	SUCS	MCT
ST1	0,0-0,9	26,5	1	9	14	9	14	17	36	40	21	9	A-6	CL	CL
	0,9-1,9	26,7	1	3	15	14	18	21	28	32	16	6	A-6	CL	CL
	1,9-2,8	26,7	1	13	19	17	11	14	25	38	18	3	A-6	SC	SC
	2,8-3,7	27,1	3	11	23	18	16	8	21	37	20	10	A-2-6	SC	SC
ST2	0,0-0,5	26,7	0	7	17	16	13	18	29	30	15	4	A-6	SC	SC
	0,5-1,2	26,6	0	2	21	26	21	19	11	14	4	0	A-2-4	SC-SM	SC-SM
	1,2-2,8	26,8	0	6	16	13	18	17	30	33	15	5	A-6	CL	CL
	2,8-4,4	26,7	0	4	12	24	16	18	26	33	17	4	A-2-6	SC	SC
ST3	0,0-0,5	26,9	1	15	16	13	24	13	18	34	16	4	A-6	SC	SC
	0,5-1,7	26,6	0	5	24	23	20	19	10	15	5	0	A-2-4	SC-SM	SC-SM
	1,7-2,8	27,2	3	0	17	15	15	21	29	35	18	7	A-6	CL	CL
	2,8-4,4	26,7	0	10	25	23	22	9	11	27	16	1	A-2-6	SC	SC
ST4	0,0-0,7	26,4	0	3	16	34	22	13	12	19	9	0	A-2-4	SC	SC
	0,7-1,6	26,5	0	15	20	8	15	14	28	35	18	5	A-6	SC	SC
	1,6-2,1	26,6	0	1	10	29	18	12	30	34	15	3	A-6	SC	SC
	2,1-3,6	26,8	0	8	23	17	15	15	22	34	16	3	A-6	SC	SC



Figura 3.3: Amostras coletadas na sondagem a trado ST4 depositadas em sequência

Nas amostras da sondagem ST3 também foram realizados ensaios de sedimentação sem defloculante. Os resultados obtidos em todos os ensaios de sedimentação sem defloculante indicam redução na porcentagem de argila e aumento na porcentagem de silte. Pelo fato do defloculante ter função de evitar a floculação das partículas em suspensão, observa-se a presença de micro e macroestruturas devido às diferenças apresentadas na comparação dos resultados com e sem defloculante. Sem a utilização de defloculante, as partículas permanecem agregadas durante todo o ensaio, ocorrendo aglutinação das mesmas por atração, aumentando o peso e sedimentando mais rapidamente.

3.1.2 Jazida

Na APTP não há solo representativo entre os utilizados como camada de terraplenagem em rodovias do Rio Grande do Sul, sendo necessário importar solo de outro local. A jazida está

localizada na margem esquerda (sentido Gravataí-Viamão) do km 26 + 500 da rodovia RS 118, distante 25 km da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos. O material foi devidamente selecionado de acordo com a especificação DAER/RS ES T 05 (1991). A Figura 3.4 mostra o local da jazida onde foi extraído o solo utilizado como camada final de terraplenagem (CFT) nas pistas experimentais.

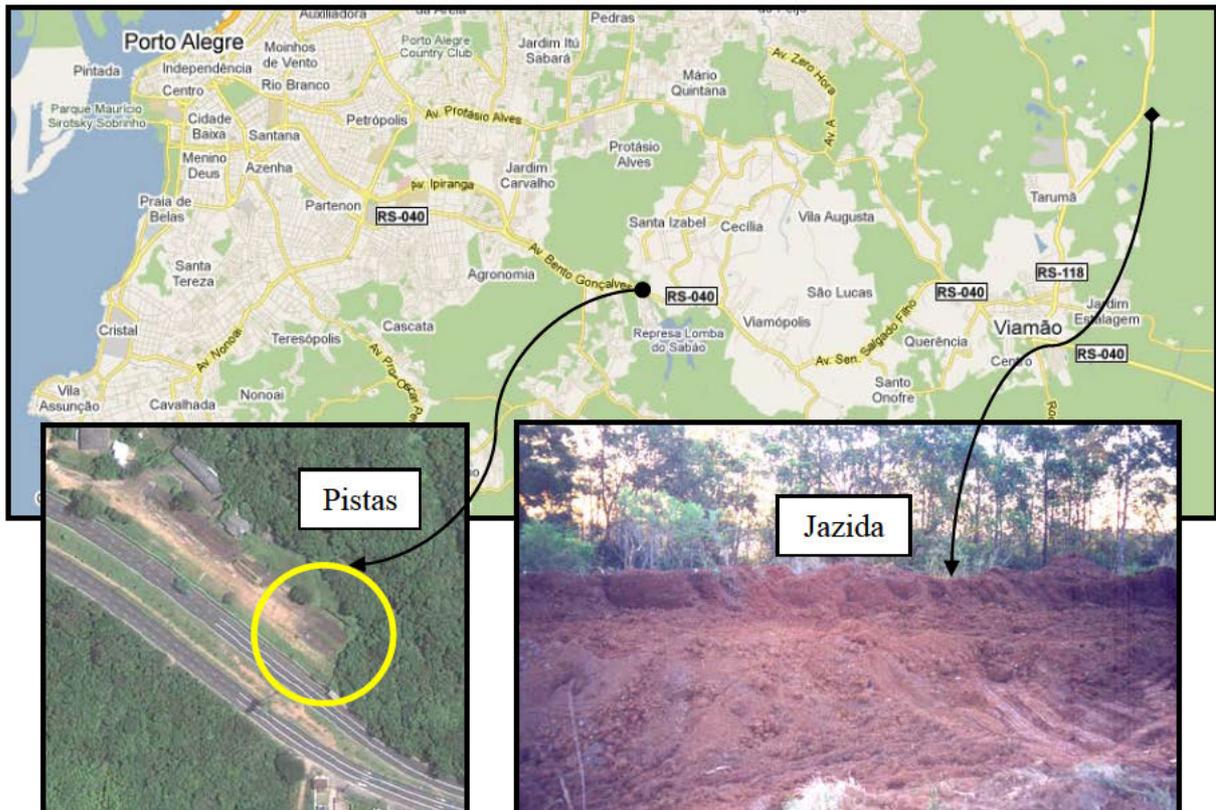


Figura 3.4: Localização da jazida do solo utilizado como camada final de terraplenagem nesta pesquisa

Os ensaios referentes ao estudo da jazida foram realizados na DNP do DAER/RS. Conforme DAER/RS IS 101(1994) e a complementação da IS 101 DAER/RS (1994), obtidos os resultados dos ensaios de caracterização de todos os furos e horizontes da jazida, misturam-se os materiais que forem homogêneos, de maneira que esta mistura se apresente também homogênea. Moldam-se 18 corpos de prova com esta mistura, a diferentes teores de umidade, sendo 6 pela energia modificada, 6 pela energia intermediária e 6 pela energia normal. Com os valores do teor de umidade e peso específico aparente seco traça-se a curva de compactação para cada energia especificada. O peso específico aparente seco máximo definido na curva de compactação sob energia normal foi de $16,05 \text{ kN/m}^3$, correspondente ao

teor de umidade ótima de 20,5%. A Figura 3.5 apresenta a curva de compactação na energia normal e a curva de saturação máxima.

Após o período de imersão de quatro dias, determina-se o Índice de Suporte Califórnia (ISC) para cada corpo de prova moldado. Pode-se, então, traçar a curva do teor de umidade e ISC. Através da determinação do Índice de Suporte Califórnia, DAER/RS EL 009 (2001), a expansão obtida foi de 0,12%, na condição de umidade ótima da energia normal. A Figura 3.6 mostra o gráfico teor de umidade x ISC obtido do estudo da jazida referente ao solo do subleito, de acordo com DAER/RS IS 101(1994) e DAER/RS (1994). Observa-se que o ISC máximo corresponde a 10,2%. A partir da análise da curva da Figura 3.6 foi estabelecido o valor do Índice de Suporte Califórnia mínimo de projeto de 8% e a respectiva faixa de trabalho da umidade de 19 a 22%.

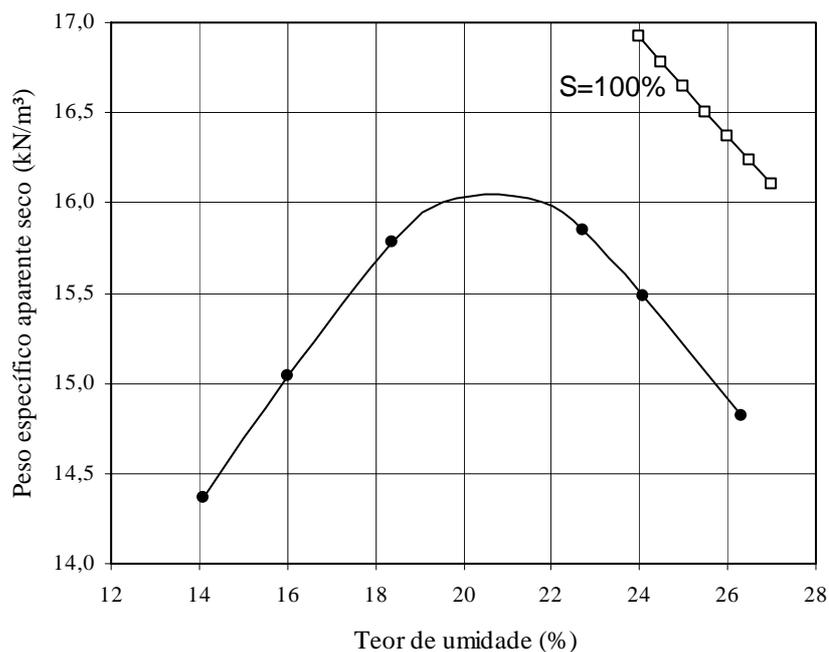


Figura 3.5: Curva de compactação, na energia normal, e curva de saturação do solo da jazida, ensaio realizado na UNP DAER/RS

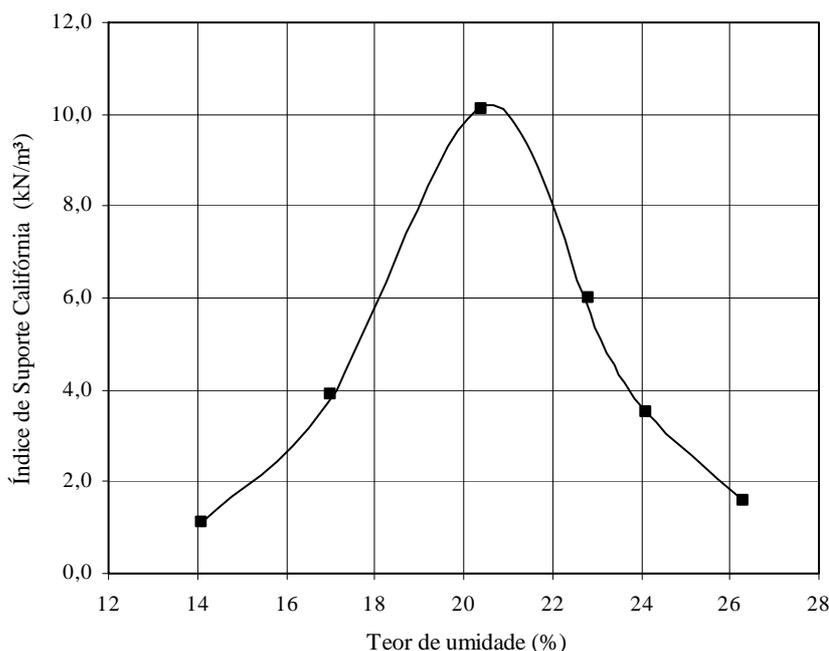


Figura 3.6: Curva teor de umidade x ISC do solo da jazida, ensaio realizado na UNP DAER/RS

3.2 ESTRUTURA DAS PISTAS EXPERIMENTAIS

A estrutura escolhida para a construção das pistas experimentais representa uma estrutura utilizada na maioria das rodovias do Rio Grande do Sul. A Figura 3.7 apresenta o corte transversal A-A das duas pistas experimentais. Devido a um desnível no terreno do local da construção das pistas experimentais, foi necessário retirar uma camada do solo natural, cuja espessura variou de 0,70 m a 0,03 m, para posteriormente ser colocado 0,60 m (camada final de terraplenagem) do solo da jazida escolhida considerada como material muito usado nas rodovias da malha estadual. O subleito natural e a camada final de terraplenagem (CFT), transportada da jazida, apresentam espessuras de, respectivamente, 0,90 m e 0,60 m. A sub-base e a base são constituídas de brita graduada, ambas com espessura de 0,16 m. O revestimento é de concreto asfáltico com espessura de 0,05 m.

Cada pista experimental possui 6,0 m de largura e 18,0 m de comprimento. As pistas apresentam uma declividade transversal de 2%, a partir de seus eixos de simetria. Os dispositivos de drenagem se localizam em uma das laterais de cada pista (conforme as Figuras 3.2 e 3.7). A profundidade dos dispositivos de drenagem é de 1,50 m.

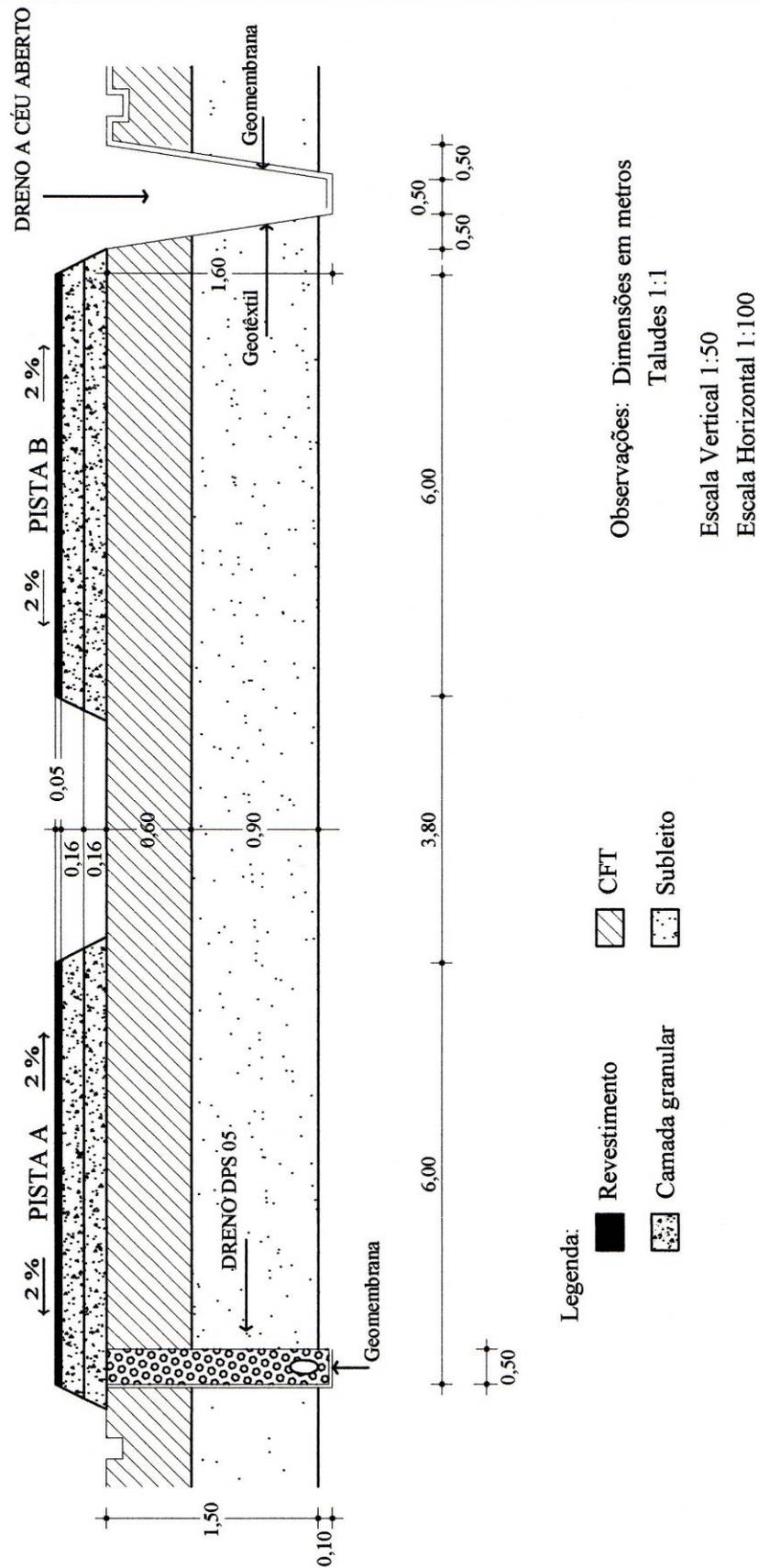


Figura 3.7: Corte transversal A-A das duas pistas experimentais, Pista A e Pista B

3.3 MATERIAIS UTILIZADOS

3.3.1 Subleito e camada final de terraplenagem (CFT)

O subleito é a camada que está localizada mais abaixo na estrutura em estudo. A espessura da camada de subleito a ser considerada nesta pesquisa é de 0,90 m de solo já existente no local.

Esta espessura refere-se à parte do solo local considerado de forma que, em função da espessura da camada final de terraplenagem juntas as duas devem corresponder a 1,50 m que é a altura dos drenos profundos adotados nesta pesquisa.

A camada final de terraplenagem (CFT) está posicionada sobre a camada do subleito. A espessura da CFT é de 0,60 m de solo importado da jazida.

O solo da camada final de terraplenagem (CFT) foi extraído da jazida a profundidade de 0,20 m a 1,50 m. A compactação da camada final de terraplenagem foi executada, na energia normal, em três camadas de 0,20 m em conformidade com a especificação DAER/RS ES T 05 (1991), obedecendo à faixa admissível de umidade definida entre 19 e 22%. A umidade foi controlada com o método da frigideira, de acordo com DAER/RS EL 301 (1999), e o grau de compactação foi verificado através do método do cilindro biselado, conforme DAER/RS EL 302 (1999). O grau de compactação em todos os pontos analisados foi maior ou igual a 100%, conforme a especificação para a etapa das camadas finais.

Após a construção das pistas, os solos do subleito e da camada final de terraplenagem foram amostrados através de blocos indeformados, com dimensões aproximadas de 30 cm x 30 cm x 30 cm, seguindo as prescrições da NBR 9604 (ABNT, 1986). O local da retirada dos blocos indeformados (BI) foi entre as duas pistas conforme mostra a Figura 3.2. Os blocos indeformados foram extraídos na altura média de cada camada para melhor caracterização. A profundidade de escavação para a CFT foi de 45 cm e para o subleito, foi de 1,20 m. Para esculpir os blocos indeformados foram empregadas ferramentas manuais. Cada bloco recebeu uma camada de parafina, uma camada de tecido de malha aberta e outra camada de parafina. Os blocos foram armazenados em caixas de madeira preenchidas com serragem para evitar danos no transporte. As Figuras 3.8 a 3.10 apresentam uma sequência da moldagem dos blocos indeformados.



Figura 3.8: Bloco indeformado talhado manualmente



Figura 3.9: Bloco indeformado parcialmente parafinado



Figura 3.10: Bloco indeformado na caixa de madeira, preparado para o transporte

As amostras para os ensaios de caracterizações dos solos do subleito e da camada final de terraplenagem foram preparadas de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 1986). A caracterização física destes solos compreendeu os ensaios de peso específico real dos grãos conforme a NBR 6508 (ABNT, 1984), limites de liquidez e plasticidade de acordo com a NBR 6459 (ABNT, 1984) e a NBR 7180 (ABNT, 1984), respectivamente, e análise granulométrica segundo a NBR 7181 (ABNT, 1984). A análise granulométrica também foi realizada sem o uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio). As frações granulométricas destes solos foram separadas de acordo com a NBR 6502 (ABNT, 1995). De acordo com a classificação de solos da AASHTO M145-91 (2000), a camada final de terraplenagem é um solo argiloso de alta compressibilidade e alta plasticidade, A-7-6(11), e o subleito é um solo siltoso de baixa compressibilidade, A-4(1). Segundo o SUCS (ASTM D 2487, 2000), a camada final de terraplenagem classifica-se como CL (argila inorgânica de baixa compressibilidade) e o subleito classifica-se como SM (areia siltosa). Conforme a metodologia MCT (DNER CLA 259, 1996), detalhado por Nogami e Villibor (1995), os dois solos classificam-se como areias argilosas de comportamento laterítico (LA'). No exame tátil-visual, o solo da CFT é uma argila marrom e o solo do subleito é um silte arenoso marrom claro. A Tabela 3.3 reúne as informações sobre os solos da camada final de terraplenagem e do subleito.

As curvas granulométricas obtidas com e sem defloculante são apresentadas na Figura 3.11, para o solo da camada final de terraplenagem, e na Figura 3.12, para o solo do subleito. As curvas granulométricas e os resultados da Tabela 3.3 indicam que os solos da camada final de terraplenagem (CFT) e do subleito exibem variações na granulometria devido ao uso ou não de defloculante. Nos dois solos estudados a granulometria sem defloculante mostrou um acréscimo nas porcentagens de areia fina e de silte e uma redução na porcentagem de argila. Observa-se que a alteração dos valores foram mais significativos no solo da camada final de terraplenagem do que no solo do subleito. A variação das porcentagens devido à análise granulométrica com e sem defloculante não alterou a classificação dos dois solos estudados.

Tabela 3.3: Características físicas e classificações dos solos do subleito e da CFT

Solo	γ_s (kN/m ³)	LL (%)	IP (%)	IG (%)	AG (%)	AM (%)	AF (%)	Silte (%)	Argila (%)	AASHTO	SUCS	MCT
Subleito com defloculante	28,9	14	NP	1	22	22	26	19	11	A-4	SM	LA'
Subleito sem defloculante					22	22	28	23	5			
CFT com defloculante	28,5	42	17	11	6	7	15	26	46	A-7-6	CL	LA'
CFT sem defloculante					6	7	42	40	5			

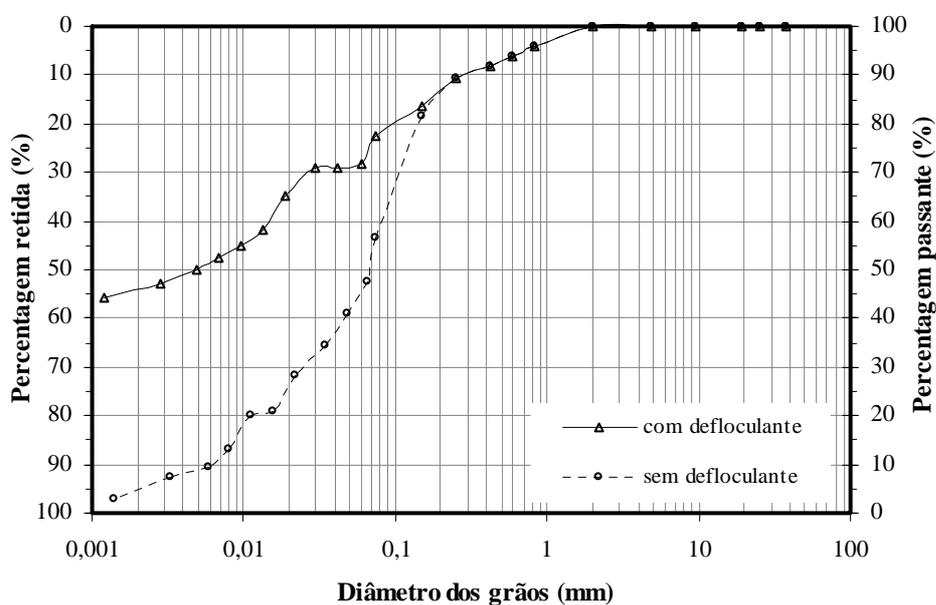


Figura 3.11: Curvas granulométricas do solo da camada final de terraplenagem (CFT)

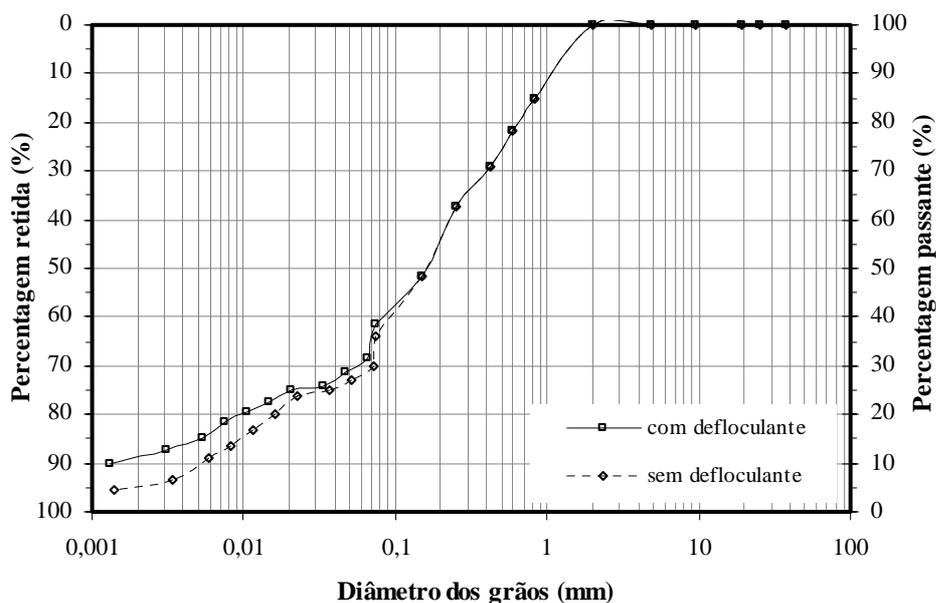


Figura 3.12: Curvas granulométricas do solo do subleito

3.3.2 Sub-base e base

A brita graduada utilizada na construção da sub-base nas pistas experimentais foi obtida pela britagem de basalto. A espessura desta camada é de 0,16 m. A faixa granulométrica da brita graduada foi enquadrada na classe A, conforme a especificação de serviço DAER/RS ES P 08 (1991). O ensaio de compactação na energia modificada definiu o peso específico aparente seco máximo de $23,10 \text{ kN/m}^3$, correspondente a uma umidade ótima de 7,4%. De acordo com o método de ensaio DAER/RS EL 006 (2001), o equivalente de areia obtido foi de 64%. Este valor atende a especificação de serviço DAER/RS ES P 08 (1991) que estabelece o valor mínimo para o equivalente de areia de 50%.

A camada da base é constituída de brita graduada, com espessura final de 0,16 m. A faixa granulométrica da brita graduada atende a classe A, de acordo com a especificação de serviço DAER/RS ES P 08 (1991). O ensaio de compactação na energia modificada estabeleceu o peso específico aparente seco máximo de $22,72 \text{ kN/m}^3$ e a umidade ótima correspondente é 7,2%. O equivalente de areia obtido foi de 61% conforme o método de ensaio DAER/RS EL 006 (2001). Este valor, maior que 50%, está em conformidade com a especificação de serviço DAER/RS ES P 08 (1991).

Para impermeabilizar a camada da base foi aplicada imprimação conforme a especificação DAER/RS ES P 12 (1991).

As informações da sub-base e da base estão reunidas na Tabela 3.4. A distribuição granulométrica dos materiais coletados durante o controle do grau de compactação é apresentada na Tabela 3.5.

Tabela 3.4: Informações das camadas granulares desta pesquisa

Camada	Espessura (m)	$\gamma_{d_{m\acute{a}x}}$ (kN/m ³)	$\omega_{\acute{o}tima}$ (%)	Equivalente de areia (%)
Sub-base	0,16	23,1	7,4	64
Base	0,16	22,7	7,2	61

Tabela 3.5: Composição granulométrica da sub-base e da base desta pesquisa

Peneira	mm	Sub-base Passante (%)	Base Passante (%)	Classe A (DAER/RS) Passante (%)
2"	50,8	100	100	100
1 1/2"	38,1	94,8	95,2	90 - 100
3/4"	19,1	80,5	79,1	50 - 85
n ^o 4	4,8	36,6	38,3	30 - 45
n ^o 30	0,6	16,5	17,7	10 - 25
n ^o 200	0,074	3,1	4,2	2 - 9

3.3.3 Revestimento

A pintura de ligação foi aplicada para promover a aderência entre a camada da base e o revestimento. A pintura asfáltica utilizada foi a emulsão asfáltica de ruptura rápida RR-2C e foi realizada de acordo com a especificação DAER/RS ES P 13 (1991). O revestimento das pistas experimentais é constituído de concreto asfáltico, com espessura de 0,05 m. O concreto asfáltico utilizado foi enquadrado na faixa A da especificação de serviço DAER/RS ES P 16 (1991) em função dos materiais disponíveis e da prática adotada nas rodovias do Estado do

Rio Grande do Sul. A Tabela 3.6 mostra a composição granulométrica do concreto asfáltico. As características Marshall da mistura asfáltica estão reunidas na Tabela 3.7.

Tabela 3.6: Composição granulométrica do concreto asfáltico desta pesquisa

Peneira	Mistura de Agregados	Faixa de Trabalho	Faixa A (DAER/RS)
mm	Passante (%)	Passante (%)	Passante (%)
3/4"	19,1	100	100
1/2"	12,7	100	100
3/8"	9,5	98,9	92,9 - 100
n° 4	4,8	64,2	58,2 - 70,2
n° 8	2,4	41,2	37,2 - 45,2
n° 30	0,6	22,1	18,1 - 26,1
n° 50	0,3	17,2	13,2 - 21,2
n° 100	0,15	13,6	10,6 - 16,6
n° 200	0,074	6,5	4,5 - 8,5

Tabela 3.7: Parâmetros Marshall da mistura asfáltica (CAP 20) desta pesquisa

Parâmetro	Unidade	Projeto	ES P 16 (1991) DAER/RS
Peso específico aparente	kN/m ³	24,6	97% (mínimo)
Estabilidade 60° C	kN	11,7	8 (mínimo)
Volume de vazios	%	4	3 - 5
Fluência 60° C	1/100"	13,4	8 - 16
Relação betume vazios	%	79	75 - 82
Vazios do agregado mineral	%	16	16 (mínimo)

3.4 EXECUÇÃO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS

A execução das pistas experimentais compreendeu as seguintes etapas:

- levantamento topográfico;
- terraplenagem;

- execução da camada final de terraplenagem (CFT);
- execução das camadas granulares (sub-base e base);
- execução da camada de revestimento.

3.4.1 Levantamento topográfico

O levantamento topográfico demarcou as cotas a serem respeitadas para a locação das pistas experimentais e do sistema de drenagem, nivelamento e seções transversais. A demarcação foi realizada pela equipe de topografia do DAER/RS. A Figura 3.13 mostra a demarcação da área.



Figura 3.13: Levantamento topográfico no local das pistas experimentais

3.4.2 Terraplenagem

O trabalho de terraplenagem consistiu na limpeza do terreno natural, que compreendeu a operação de escavar para que o topo do solo local ficasse 0,60 m abaixo do greide de terraplenagem indicado.

A espessura do solo local retirada foi variável, a maior espessura foi em torno de 0,70 m na extremidade oeste da área (sentido Porto Alegre), a menor espessura foi próximo de 0,03 m na extremidade leste (sentido Viamão). A operação de terraplenagem teve apoio nas linhas de *off-sets* locados e nivelados. Os equipamentos utilizados para esta atividade foram uma retroescavadeira e um caminhão para transporte do material até o local do bota-fora. A Figura 3.14 mostra a terraplenagem na área das pistas experimentais.



Figura 3.14: Terraplenagem na área das pistas experimentais

3.4.3 Execução da camada final de terraplenagem

A camada final de terraplenagem (CFT), com espessura de 0,60 m, foi executada com o solo argiloso da jazida selecionada por ser muito utilizado nas rodovias do Rio Grande do Sul. O solo da jazida foi descarregado na área das pistas, espalhado, homogeneizado e compactado. Para as atividades foram empregados os equipamentos adequados. O topo da camada final de terraplenagem corresponde ao greide de terraplenagem. A CFT foi finalizada em abril de 2002. A Figura 3.15 ilustra a execução da camada final de terraplenagem.



Figura 3.15: Execução da camada final de terraplenagem

3.4.4 Execução das camadas granulares

As camadas granulares de sub-base e base foram executadas com brita graduada, cada camada possui espessura de 0,16 m. A execução compreendeu as operações de espalhamento e compactação. Estas atividades foram desenvolvidas com motoniveladora e rolo compactador liso. A camada de sub-base foi concluída em fevereiro e a camada de base em outubro de 2003. As Figuras 3.16 e 3.17 ilustram as etapas de execução da camada granulares.



Figura 3.16: Distribuição da brita graduada



Figura 3.17: Compactação da camada de base

3.4.5 Execução da camada de revestimento

Após a limpeza da superfície da base, realizou-se a pintura de ligação, com espargidor manual, utilizando emulsão asfáltica RR-2C. O espalhamento do concreto asfáltico foi realizado com vibroacabadora e a compactação com rolo pneumático de 13 toneladas e, posteriormente, com rolo liso vibratório de 3 toneladas. A camada de revestimento possui a espessura de 0,05 m. As Figuras 3.18 a 3.22 mostram as etapas de execução da camada de revestimento.

Durante a execução da camada de revestimento mediram-se as temperaturas do concreto asfáltico. A temperatura da mistura no caminhão ficou em torno de 145°C, após o espalhamento com a vibroacabadora a temperatura ficou próxima de 135°C. As etapas descritas foram realizadas no dia 13 janeiro de 2004.



Figura 3.18: Limpeza da superfície da camada de base desta pesquisa



Figura 3.19: Aplicação da pintura de ligação nas pistas desta pesquisa



Figura 3.20: Espalhamento do concreto asfáltico nas pistas desta pesquisa



Figura 3.21: Compactação com rolo pneumático nas pistas desta pesquisa



Figura 3.22: Compactação com rolo liso nas pistas desta pesquisa

3.5 CONTROLE DE COMPACTAÇÃO DAS CAMADAS DO PAVIMENTO ATRAVÉS DE LEVANTAMENTOS DEFLETOMÉTRICOS

O controle de compactação das camadas do pavimento através da utilização de equipamentos como a viga Benkelman e o defletômetro de impacto tipo FWD (Falling Weight Defletometer) é bastante utilizado no país nos últimos anos. O uso da defletometria possibilita realizar ensaios não destrutivos nas camadas do pavimento.

No Brasil os levantamentos defletométricos são utilizados há muito tempo na avaliação estrutural e em projetos de reforços de pavimentos. Motta *et al.* (1995) salientam que o uso da defletometria possibilita o controle em um número maior de pontos do que os controles tradicionais de construção, em menos tempo e menor custo. Os autores concluíram que esta técnica é bastante promissora, apesar das dificuldades e necessidades de ajustes naturais em uma técnica de controle de campo.

Zhou *et al.* (1997) mostram que a variação nas magnitudes das deflexões de camadas individuais dos pavimentos pode ser utilizada no controle da variabilidade da construção. Estes autores relatam que as deflexões medidas no topo de cada camada durante a construção,

possibilitam investigar o efeito que cada camada específica tem sobre as outras, em termos de módulos de resiliência retroanalizados.

Núñez (1997) relata a experiência da utilização de levantamentos defletométricos para o controle de compactação das pistas experimentais construídas na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos (AFTP).

Na construção das duas pistas experimentais (pista A e pista B) foram realizados levantamentos defletométricos para controle de compactação no topo de cada camada. Estes levantamentos foram realizados com a viga Benkelman (DNER ME 024, 1994) no topo da camada final de terraplenagem (CFT), no topo da sub-base, no topo da base e no topo do revestimento. Para medir deflexões e bacias de deflexões foram utilizadas duas vigas Benkelman, uma viga na trilha externa (TE) e outra na trilha interna (TI) de cada pista. Denominou-se de trilha externa (TE) a trilha próxima ao dreno e de trilha interna (TI) a trilha oposta ao dreno. As deflexões foram medidas a cada 3 m totalizando cinco pontos por trilha. As bacias de deflexões foram medidas, através de cinco determinações, a 9 m da cabeceira das pistas experimentais.

As Figuras 3.23 a 3.24 ilustram as avaliações da deformabilidade elástica com a viga Benkelmann no topo da camada final de terraplenagem e no topo da camada de base, respectivamente, nas pistas desta pesquisa.



Figura 3.23: Avaliação da deformabilidade elástica com a viga Benkelmann no topo da CFT nas pistas desta pesquisa



Figura 3.24: Avaliação da deformabilidade elástica com a viga Benkelmann no topo da camada de base nas pistas desta pesquisa

A Tabela 3.8 apresenta os resultados dos levantamentos defletométricos no topo das camadas logo após a construção. A deflexão característica é definida conforme a Equação 3.1.

$$D_c = \bar{D} + \sigma \quad (3.1)$$

Onde:

D_c = deflexão característica;

\bar{D} = deflexão média;

σ = desvio padrão.

Tabela 3.8: Resultados dos levantamentos defletométricos no topo das camadas

Pista	Trilha	Discriminação	CFT	Sub-base	Base	Revestimento
A	Externa	Deflexão média (10^{-2} mm)	84	44	57	29
		Desvio padrão (%)	33	16	19	3
		Deflexão característica (10^{-2} mm)	117	60	76	32
A	Interna	Deflexão média (10^{-2} mm)	54	33	43	18
		Desvio padrão (%)	19	7	19	5
		Deflexão característica (10^{-2} mm)	73	40	62	23
B	Externa	Deflexão média (10^{-2} mm)	116	40	55	24
		Desvio padrão (%)	20	10	13	10
		Deflexão característica (10^{-2} mm)	136	50	68	34
B	Interna	Deflexão média (10^{-2} mm)	107	34	49	26
		Desvio padrão (%)	19	1	12	4
		Deflexão característica (10^{-2} mm)	126	35	61	30

Observou-se que em pontos próximos às cabeceiras das pistas os valores das deflexões são maiores devido às dificuldades inerentes a execução de trecho tão curto de pavimento. A pista B apresentou deflexões maiores do que a pista A.

As maiores deflexões características ocorreram no topo da CFT. As deflexões características obtidas no topo da sub-base foram significativamente menores. Verificou-se que as menores deflexões características foram medidas no topo do revestimento.

As Figuras 3.25 a 3.26 apresentam as bacias de deflexões médias corrigidas obtidas no topo da camada de revestimento, nas trilhas externas e internas das pistas A e B, desta pesquisa, logo após a construção do revestimento.

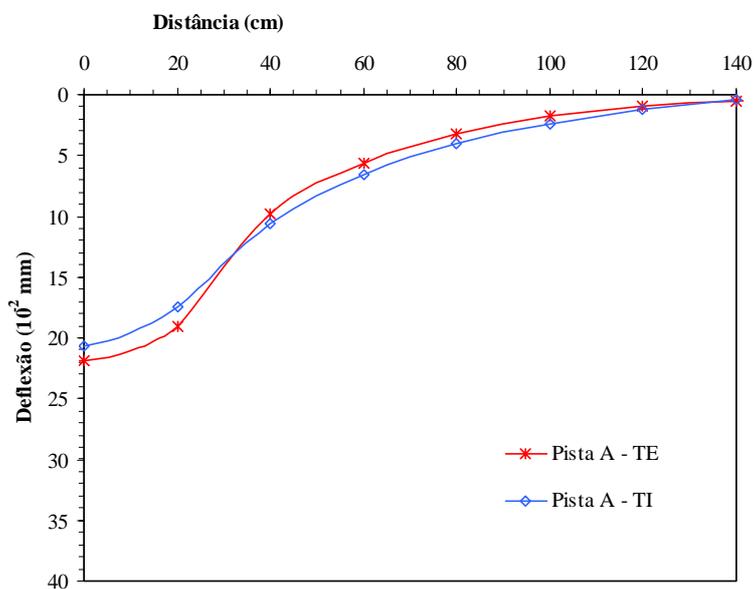


Figura 3.25: Bacia defletométrica média obtida no topo da camada de revestimento da Pista A desta pesquisa

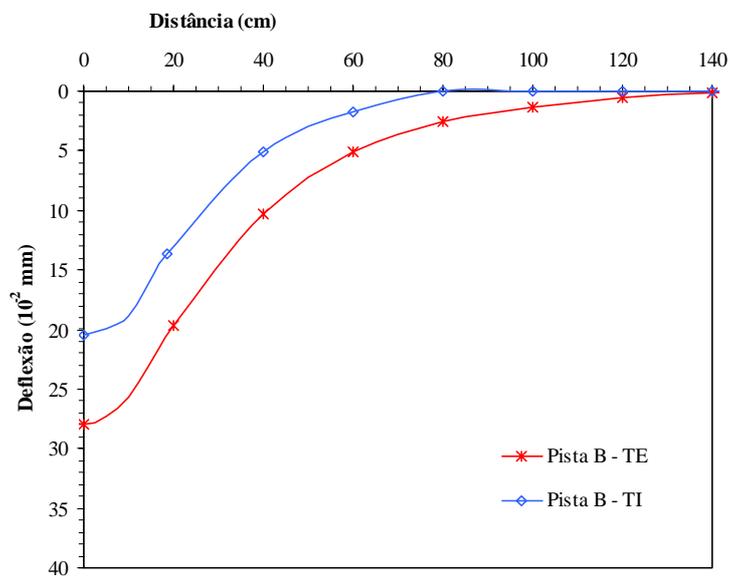


Figura 3.26: Bacia defletométrica média obtida no topo da camada de revestimento da Pista B desta pesquisa

A bacia defletométrica média obtida na seção central da trilha externa da pista B apresentou maior valor de deflexão máxima, 28×10^{-2} mm. As bacias defletométricas médias das demais trilhas registraram valores de deflexões máximas entre 20 e 22×10^{-2} mm no topo da camada de revestimento.

3.6 SISTEMA DE DRENAGEM

3.6.1 Drenos longitudinais profundos

As pistas experimentais apresentam uma declividade transversal de 2% a partir de seus eixos de simetria. Os dispositivos de drenagem localizam-se na lateral externa de cada pista (Figuras 3.2 e 3.7). Os drenos possuem uma declividade de 1% em direção aos dispositivos que regulam a saída de água, sendo igual à declividade longitudinal das pistas (Figura 3.2). Os drenos longitudinais profundos executados foram do tipo dreno DPS 05 (convencional) e dreno a céu aberto (valetão lateral).

Dreno DPS 05 é a nomenclatura adotada no álbum de dispositivos de drenagem DAER/RS (1991) e segue a especificação de drenagem DAER/RS ES D 08 (1991). Comparando o dreno DPS 05 com os tipos de drenos longitudinais profundos do manual do DNIT (2006a), apresentados no capítulo 2, observa-se que o dreno DPS 05 é semelhante ao dreno C descontínuo e com material filtrante e drenante.

O dreno a céu aberto, também denominado valetão lateral, está especificado no DNIT (2006a) e no DAER/RS ES D 02 (1991). Este dreno consiste em um sistema aberto, não utiliza materiais de preenchimento, e é uma tentativa de minimizar custos de materiais e de manutenção.

O dreno DPS 05 é constituído de vala preenchida com material filtrante, material drenante e tubo perfurado assentado no fundo da vala. O dreno a céu aberto, conhecido como valetão, é uma vala aberta destinada a remover as águas superficiais e/ou promover a drenagem subterrânea. O dreno a céu aberto foi revestido com leiva na lateral da pista.

Para a construção de cada dreno foi escavada uma vala com profundidade de 1,60 m. A lateral externa de cada dreno (convencional e a céu aberto) e o fundo da vala foram impermeabilizados com geomembrana bem como a face interna da parede de concreto. Na ancoragem da geomembrana no fundo da vala do dreno a céu aberto foi colocada uma camada de concreto magro com espessura de 5 cm. No caso do dreno convencional, a ancoragem da geomembrana é garantida com o próprio material de enchimento. A geomembrana utilizada foi fabricada em PEAD (Polietileno de Alta Densidade) com espessura de 0,8 mm.

O dreno profundo DPS 05 foi construído conforme as especificações de drenagem do DAER/RS (1991). Inicialmente foi colocado o geotêxtil que contorna o dreno e um lastro de brita para regularizar o fundo do dreno. A seguir foi instalado o tubo dreno (geotubo), fabricado em PEAD (Polietileno de Alta Densidade), perfurado, corrugado e flexível, utilizado como elemento drenante, com diâmetro de 100 mm. O dreno foi preenchido com brita regular nº 3, em camadas, e, por último, foi executado o fechamento com o geotêxtil. O detalhamento dos materiais utilizados no dreno DPS 05 é mostrado na Figura 3.27. Este dreno foi construído sem o selo de argila com o objetivo de drenar também a sub-base.

A lateral adjacente do dreno a céu aberto e o fundo da vala foram revestidos com geotêxtil que atuará como barreira permeável possibilitando a passagem da água e retendo as partículas sólidas. O geotêxtil utilizado foi especificado como um geotêxtil não tecido agulhado, fabricado em polipropileno, com gramatura de 300 g/m². Sobre o geotêxtil, foi instalada uma biomanta, com densidade de 450 g/m, para auxiliar na proteção contra erosões superficiais do terreno natural. A biomanta é fabricada através do entrelaçamento de fibras de coco, confinadas entre duas finas telas de polipropileno unidas através de costuras com fios de juta (materiais biodegradáveis). A biomanta consiste em uma solução de baixo impacto ambiental e de pouca durabilidade necessitando de uma camada vegetal sobre ela. O geotêxtil e a biomanta foram fixados com tela metálica em malha hexagonal de dupla torção, produzida a partir de arames com revestimento de zinco e alumínio e com recobrimento adicional em PVC cinza. O enleivamento foi colocado sobre a tela metálica. O detalhamento dos materiais utilizados no dreno a céu aberto é mostrado na Figura 3.28. As Figuras 3.29 e 3.30 mostram as etapas da execução do dreno DPS 05 e do dreno a céu aberto, respectivamente. Os drenos foram construídos no período entre maio e novembro de 2002.

Nesta pesquisa os drenos profundos foram usados para induzir os diferentes níveis de água no solo. A ligação com a rede de abastecimento de água local foi feita através de mangueiras de

polietileno com diâmetro interno de 60 mm e válvulas de esfera monobloco. A montagem do sistema de indução foi realizada após a execução das pistas.

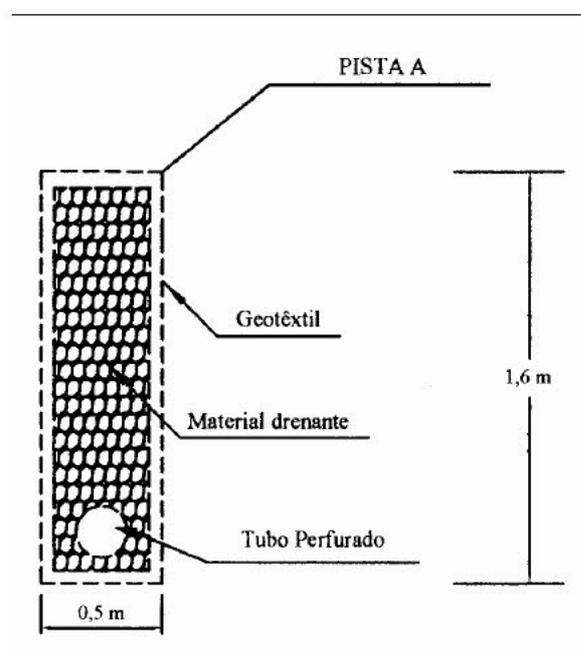


Figura 3.27: Detalhamento da colocação dos materiais utilizados no dreno DPS 05 na Pista A desta pesquisa

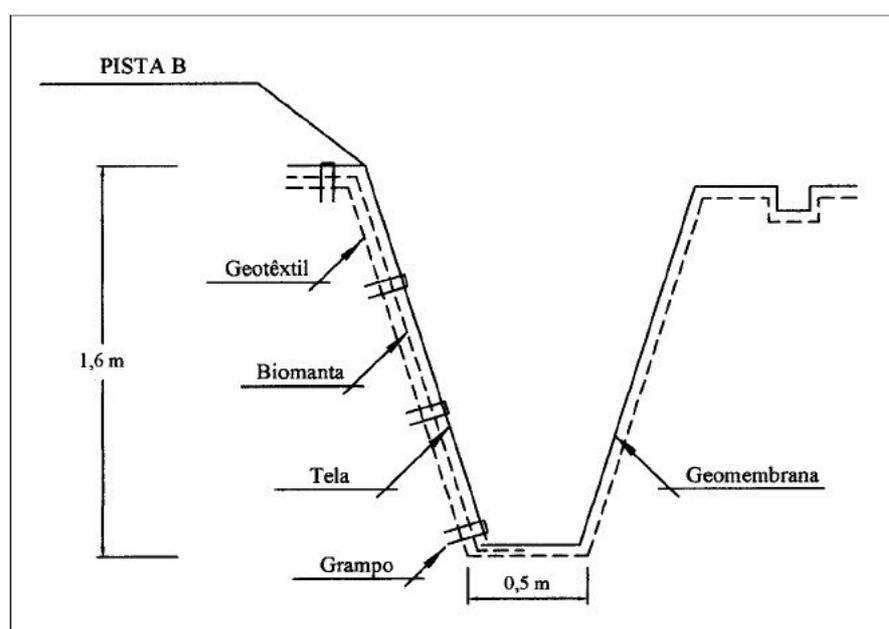


Figura 3.28: Detalhamento da colocação dos materiais utilizados no dreno a céu aberto na Pista B desta pesquisa



Figura 3.29: Execução do dreno DPS 05 na Pista A desta pesquisa



Figura 3.30: Execução do dreno a céu aberto na Pista B desta pesquisa

3.6.2 Dispositivos para controle do nível d'água instalados na saída dos drenos

Na saída de cada dreno foi construído um dispositivo para regular a altura do nível d'água a ser induzido no solo. O dispositivo consiste de uma contenção construída em concreto armado (Figura 3.2). A Figura 3.31 mostra a execução do dispositivo na saída do dreno DPS 05 na Pista A desta pesquisa.

Na parede de contenção que está em contato com o dreno foi instalado, durante a concretagem, um tubo metálico para a saída de água do dreno. O detalhamento dos dispositivos que regulam a saída de água dos drenos é mostrado na Figura 3.32. O tubo metálico está centralizado em relação ao dreno e a uma profundidade de 1,50 m da cota de terraplenagem. No tubo metálico foi acoplada uma mangueira flexível por meio de uma válvula de esfera monobloco e de uma braçadeira. Para regular a altura de saída da água dos drenos, a mangueira é ajustada na braçadeira metálica instalada na parede lateral do dispositivo. As braçadeiras metálicas foram posicionadas a cada 10 cm a partir da cota 0,0 m, que corresponde ao topo da CFT. As braçadeiras foram identificadas com a marcação (pintura) de uma escala utilizando uma estação total. A montagem do sistema de controle dos diferentes níveis d'água foi realizada após a execução das pistas.

A água é captada e canalizada através de tubos de PVC com declividade de 1%. A face interna da parede de concreto armado, que está em contato com o dreno DPS 05, também foi revestida com geomembrana, com exceção do orifício de saída da água.



Figura 3.31: Execução do dispositivo na saída do dreno DPS 05 na Pista A desta pesquisa

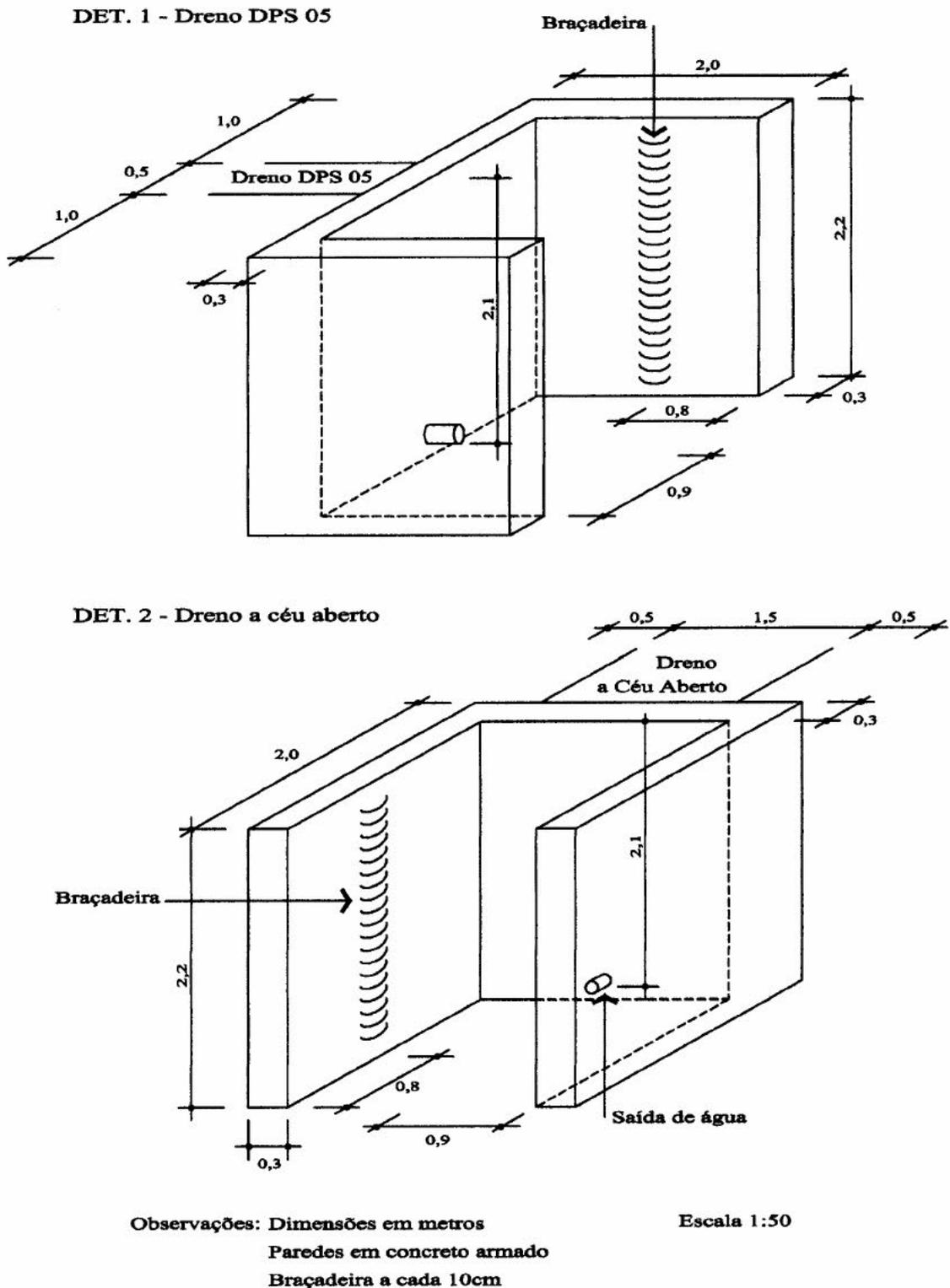


Figura 3.32: Detalhamento dos dispositivos que regulam a saída de água dos drenos da Pista A e da Pista B desta pesquisa

3.7 INSTRUMENTAÇÃO DAS PISTAS

3.7.1 Instrumentos para o monitoramento do lençol freático

Para o monitoramento do nível do lençol freático foram instalados o piezômetro P1 e o medidor de nível d'água M1, no início de janeiro de 2003. Estes dois instrumentos foram instalados após a execução da camada final de terraplenagem e do sistema de drenagem.

O piezômetro utilizado nesta pesquisa consiste de um tubo de PVC com 32 mm de diâmetro. Na extremidade inferior do tubo foi fixada uma tampa e foram feitas ranhuras, com serra manual, a cada 2 cm, em um segmento de 60 cm. O trecho ranhurado foi envolto por três camadas de geotêxtil (material filtrante). Foi executada uma perfuração no solo com um trado tipo concha motorizado para a instalação do piezômetro. A profundidade máxima do furo foi de 4,5 m e o nível d'água foi encontrado antes do término da perfuração. Foi utilizado um tubo de revestimento abaixo do nível d'água para evitar o colapso do furo. Ao concluir a perfuração foi realizada a limpeza do fundo do furo e colocada uma camada de 30 cm de areia para regularizar o fundo. Simultaneamente foi erguido o trecho de revestimento cuidando para que o nível de areia não fosse muito elevado no interior do revestimento. Após introduzir a ponta do piezômetro sobre a areia e no centro do furo, o espaço entre o tubo de PVC e a parede do furo foi preenchido com filtro de areia média (limpa) até ultrapassar as ranhuras em 30 cm. Acima do filtro foi realizado o selo com bentonita em pó e água. A colocação de bentonita com adição de água foi feita em etapas permitindo a expansão até o selo atingir um comprimento de 1,60 m. Após o selo de bentonita, o furo foi preenchido com solo natural até a superfície do terreno. Ao longo de todo o furo, os materiais utilizados para preenchimento foram compactados com auxílio de uma haste para reduzir os vazios. Dunicliff (1988) recomenda vários cuidados na instalação de piezômetros que foram seguidos nesta pesquisa.

O medidor de nível d'água difere do piezômetro no comprimento maior do segmento ranhurado e na realização do selo que é executado até atingir a superfície do terreno. No medidor de nível d'água M1 o comprimento do trecho ranhurado foi de 3,30 m. A profundidade da perfuração máxima conseguida no local do M1 foi de 4,20 m. Os demais procedimentos foram os mesmos adotados no piezômetro P1. Em março de 2004 foi instalado o medidor de nível d'água M2 e neste o comprimento do trecho ranhurado foi de 2,30 m. A

profundidade da perfuração máxima conseguida no local do M2 foi de 3,60 m. O local escolhido para a instalação do M2 foi após o dreno profundo DPS 05. Um poço de observação (PO) foi escavado no canteiro central, com profundidade de 1,80 m e diâmetro de 0,20 m. O poço não foi revestido e apenas um tubo de concreto foi colocado no topo para evitar acidentes. A Figura 3.33 apresenta o corte esquemático do piezômetro e do medidor de nível d'água utilizados na presente pesquisa.

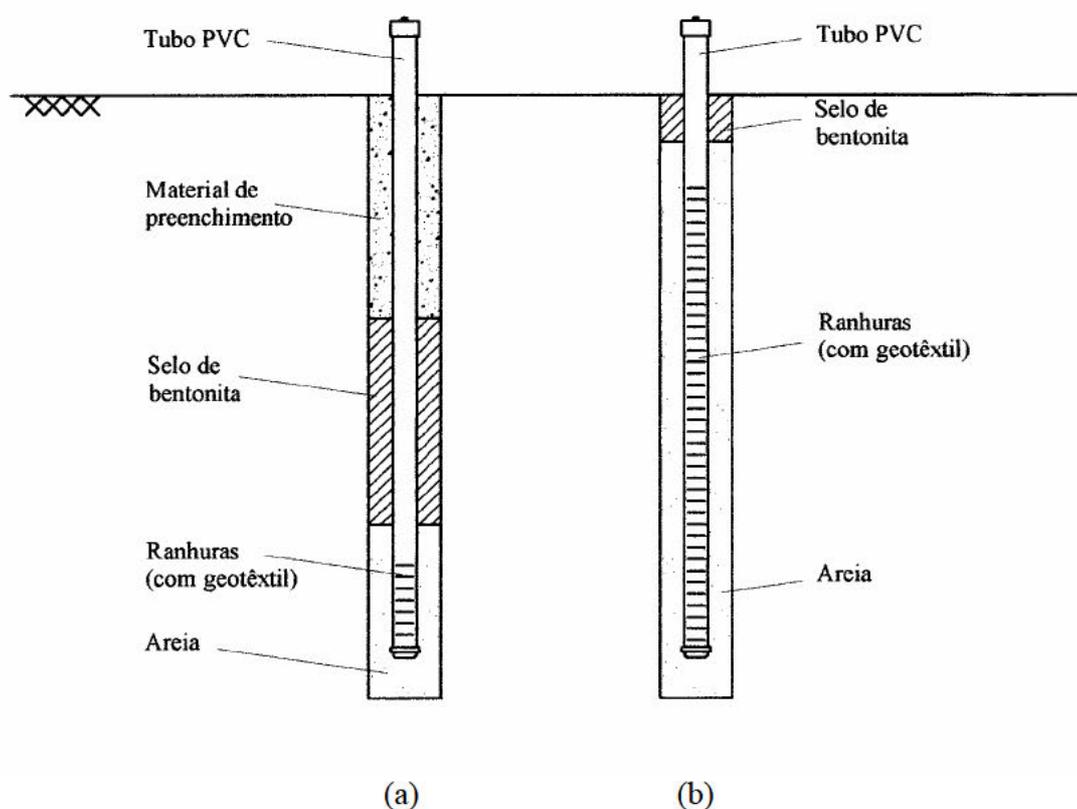


Figura 3.33: Corte esquemático (a) piezômetro escavado e (b) medidor de nível d'água utilizados na presente pesquisa

A extremidade superior do piezômetro P1 e dos medidores de nível d'água M1 e M2, que fica exposta a partir da superfície do terreno, foi protegida com a colocação de tubo de concreto com tampa. As Figuras 3.34 a 3.36 ilustram a instalação do piezômetro e do medidor de nível d'água, respectivamente, nas pistas desta pesquisa.

A presença da água no interior do tubo foi constatada com um sensor elétrico e sonoro. A leitura foi efetuada através de um cabo elétrico, com dois condutores, graduado de metro em

metro, em cuja extremidade há um sensor constituído por dois eletrodos dispostos concentricamente, isolados eletricamente entre si. O sensor foi introduzido no tubo do instrumento e ao atingir o nível d'água fechava o circuito e o sensor emitia o sinal sonoro. A leitura foi obtida com trena e utilizava como referência a extremidade superior do tubo de PVC.



Figura 3.34: Instalação do piezômetro P1 no local desta pesquisa



Figura 3.35: Piezômetro P1, com a proteção, para monitoramento da profundidade do lençol freático instalado no local desta pesquisa



Figura 3.36: Instalação do medidor de nível d'água M1 no local desta pesquisa

O piezômetro P1 e o medidor de nível d'água M1 foram executados próximos com o objetivo de verificar a existência de diferentes níveis d'água. A escolha do local para a instalação do P1 e M1, na lateral externa do dreno a céu aberto, possibilitou a continuidade da construção das pistas experimentais sem comprometer o monitoramento do lençol freático.

3.7.2 Instrumentos para monitoramento do nível d'água e medições de sucção

Após finalizar a construção da camada de revestimento, as pistas experimentais foram instrumentadas com piezômetros e tensiômetros para monitorar o nível d'água e medir a sucção nas duas camadas estudadas. Os piezômetros e os tensiômetros foram instalados nas pistas, a 0,50 m das bordas, e entre as pistas (canteiro central). O local de cada instrumentação foi definido a partir das características geométricas das pistas e do posicionamento do caminhão para a medição periódicas das deflexões com a viga Benkelman.

A confecção dos piezômetros, em tubo de PVC com diâmetro de 32 mm, para medir o nível d'água foi semelhante a do piezômetro P1. Na extremidade inferior do PVC foi fixada uma

tampa e foram realizadas 16 ranhuras, com serra manual, em um segmento de 30 cm, espaçadas a cada 2 cm. No segmento ranhurado foram colocadas três camadas de geotêxtil. A Figura 3.37 mostra os materiais utilizados na confecção dos piezômetros instalados nas pistas experimentais desta pesquisa.



Figura 3.37: Materiais utilizados na confecção dos piezômetros instalados nas pistas experimentais desta pesquisa

Para instalar os piezômetros nas pistas foi necessário perfurar a camada de revestimento com a extratora de diâmetro igual a 100 mm, retirar o material granular (com colher e espátula) e remover o solo com o trado de diâmetro igual a 60 mm. Ao finalizar a perfuração, o fundo do furo foi limpo e regularizado com uma camada de areia média limpa. A montagem do piezômetro foi sobre a camada de areia e no centro do furo. O espaço entre o tubo e a parede do furo foi preenchido com um filtro de areia limpa até 30 cm acima das ranhuras. O selo com bentonita em pó e água foi executado em etapas para haver expansão. Após a selagem foi colocado o material retirado na perfuração até atingir o topo do revestimento. Os materiais de preenchimento empregados ao longo da perfuração foram compactados utilizando uma barra metálica. Na parte superior do piezômetro foi colocada uma tampa com rosca. A extremidade do piezômetro que fica exposta foi protegida com a colocação de um tubo de PVC, com

diâmetro de 100 mm, e com tampa. Um sensor elétrico e sonoro era introduzido periodicamente no piezômetro para detectar a presença da água.

Os piezômetros P2 e P3 foram instalados na pista B, o piezômetro P4 no canteiro central e os piezômetros P5 e P6, na pista A. A profundidade dos piezômetros foi de, no mínimo, 1,60 m do topo da camada final de terraplenagem. A sequência da instalação dos piezômetros nas pistas experimentais é mostrada na Figura 3.38.



Figura 3.38: Sequência para instalação dos piezômetros nas pistas experimentais

Os tensiômetros foram preparados para a instalação. Para verificar a ponta cerâmica foi colocado o tensiômetro vazio, na posição vertical, em um recipiente com água desaerada e deixado saturando durante 24 horas. A água desaerada é a água isenta de ar incorporado. A ponta porosa permitiu o preenchimento de todo o tubo. As bolhas de ar foram removidas com a aplicação de vácuo no topo do tubo de 80 kPa durante 60 segundos. Após a aplicação do

vácuo foi adicionada água desaerada no tubo e fechado com a tampa. Em caso de reaparecimento de bolhas de ar, repetiu-se o procedimento até que o tubo estivesse sem bolhas de ar. A ponta porosa foi mantida saturada até a instalação.

Para instalar os tensiômetros nas pistas foi necessário perfurar a camada de revestimento com sonda rotativa de diâmetro igual a 100 mm, remover o material granular com ferramentas manuais e retirar o solo com o trado. A perfuração dos últimos 10 cm exigiu maior cuidado por ser o local da instalação da ponta porosa. Esta etapa final foi perfurada com uma haste de diâmetro igual ao da ponta porosa para garantir uma continuidade entre a ponta porosa e o solo. A instalação de cada tensiômetro iniciava-se com a colocação do solo local úmido e a ponta do tensiômetro no pequeno espaço. A seguir foi colocado um tubo de PVC, com diâmetro igual a 100 mm, para proteção do topo. O espaço entre o tubo de proteção e o tensiômetro foi preenchido em camadas com o solo local, selo (constituído de solo local, bentonita e água), material granular e selo final (bentonita, areia média peneirada e água). Os materiais de preenchimento foram compactados com uma barra metálica. As camadas selantes foram executadas em etapas para ocorrer expansão. Na borda externa do topo do tubo de proteção foi feita vedação com emulsão asfáltica para impedir infiltrações. Os tensiômetros foram mantidos preenchidos com água desaerada e tampados.

Ao todo foram instalados 13 tensiômetros: o sistema de medição em 11 deles foi com manômetro de mercúrio e em 2 a medição foi com manômetro de vácuo. O Capítulo 2 apresenta estes sistemas de medição. As aquisições de dados foram obtidas através de leituras manuais. A Figura 3.39 mostra o desenho esquemático do tensiômetro com manômetro de mercúrio.

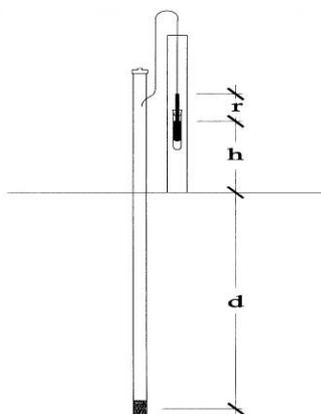


Figura 3.39: Desenho esquemático do tensiômetro com manômetro de mercúrio utilizado nas pistas experimentais desta pesquisa

As leituras das distâncias h e r foram efetuadas manualmente com uma trena. A sucção nos tensiômetros com manômetro de mercúrio foi obtida usando a Equação 3.2 (Stannard, 1992). Nos tensiômetros com manômetro de vácuo, a sucção foi obtida através de leitura direta no manômetro.

$$\text{Sucção(kPa)} = (\gamma_{\text{Hg}} - \gamma_{\text{H}_2\text{O}}) \cdot r - \gamma_{\text{H}_2\text{O}}(h + d) \quad (3.2)$$

Onde:

γ_{Hg} = peso específico de mercúrio;

$\gamma_{\text{H}_2\text{O}}$ = peso específico da água a 4°C;

d = distância da ponta porosa até o topo da camada de revestimento;

h = distância entre a camada de revestimento e o topo do reservatório de mercúrio;

r = distância entre o topo do reservatório de mercúrio e o topo do mercúrio na mangueira.

Os tensiômetros T1, T2, T6, T7, T10 e T11 foram instalados na pista B, o tensiômetro T3 no canteiro central e os tensiômetros T4, T5, T8, T9, T12 e T13, na pista A. Os tensiômetros T3 e T7 utilizaram sistema de medição com manômetro de vácuo. Os demais tensiômetros usaram sistema de medição com manômetro de mercúrio. A Figura 3.40 ilustra a instalação de um tensiômetro de mercúrio nesta pesquisa.



Figura 3.40: Ilustração de um tensiômetro com manômetro de mercúrio nas pistas experimentais desta pesquisa

As profundidades de instalação dos tensiômetros foram a 0,30 m (altura média da camada final de terraplenagem), a 0,60 m (interface entre a CFT e o subleito) e a 1,00 m (subleito). As profundidades foram definidas em função das alturas da camada final de terraplenagem e do subleito em estudo.

A Tabela 3.9 apresenta as profundidades, a partir do topo da CFT, dos instrumentos instalados nas pistas experimentais.

Tabela 3.9: Profundidade das instrumentações, a partir do topo da CFT, instaladas nas pistas experimentais

Instrumentação	Local	Profundidade no solo (m)	
Tensiômetro	T1	Pista B	
	T2		
	T3 (vácuo)	Canteiro Central	1,00
	T4	Pista A	
	T5		
	T6	Pista B	
	T7 (vácuo)		0,30
	T8	Pista A	
	T9		
	T10	Pista B	
	T11		0,60
	T12	Pista A	
	T13		
Piezômetro	P1	Após dreno aberto	4,20
	P2	Pista B	1,90
	P3	Pista B	1,60
	P4	Canteiro Central	1,70
	P5	Pista A	1,60
	P6	Pista A	1,60
Medidor de NA	M1	Após dreno aberto	3,90
	M2	Após dreno DPS 05	3,30
Poço de observação	PO	Canteiro Central	1,80

Na Figura 3.41 estão mostradas as localizações dos tensiômetros, piezômetros, medidores de nível d'água e poço de observação instalados nas pistas experimentais desta pesquisa.

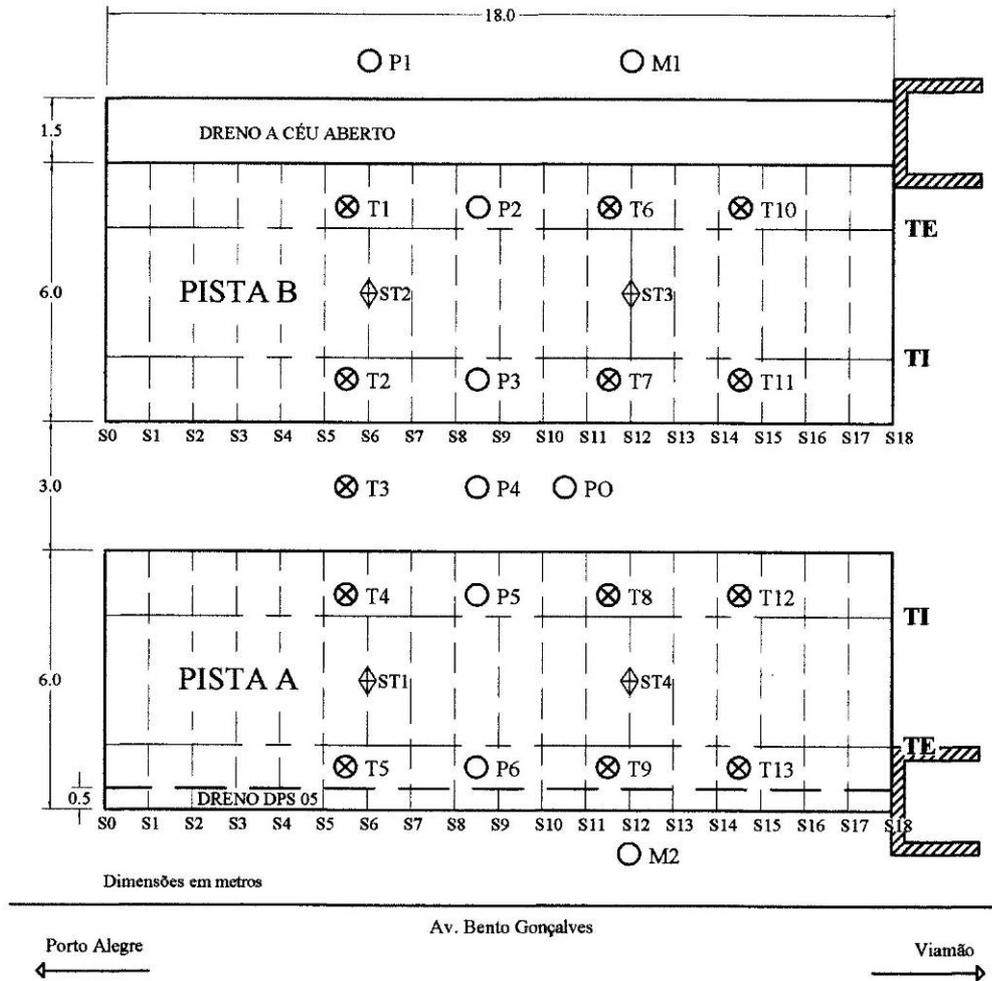


Figura 3.41: Localização dos piezômetros (P), dos tensiômetros (T), dos medidores de nível d'água (M) e do poço de observação (PO) nas duas pistas desta pesquisa

A Figura 3.42 mostra uma vista geral das pistas experimentais com a instrumentação instalada na APTP.



Figura 3.42: Vista geral das duas pistas experimentais instrumentadas desta pesquisa

3.7.3 Instrumentos para levantamentos defletométricos

A viga Benkelman (DNER ME 024, 1994) foi utilizada para determinar as deflexões pontuais e as bacias de deflexão nas duas pistas experimentais. A Figura 3.43 indica as seções dos levantamentos defletométricos e das instrumentações instaladas.

Os levantamentos defletométricos foram realizados com duas vigas simultaneamente em cada pista, uma viga na trilha externa (TE) e a outra viga na trilha interna (TI) da pista. As medições ocorreram no sentido Viamão - Porto Alegre devido à localização das pistas próximas à divisa do terreno. As deflexões pontuais foram medidas a cada 3 m, nas seções S15, S12, S9, S6 e S3, totalizando cinco pontos por trilha. As bacias de deflexão foram obtidas na seção S9, que corresponde à metade do comprimento das pistas, através de cinco determinações por trilha.

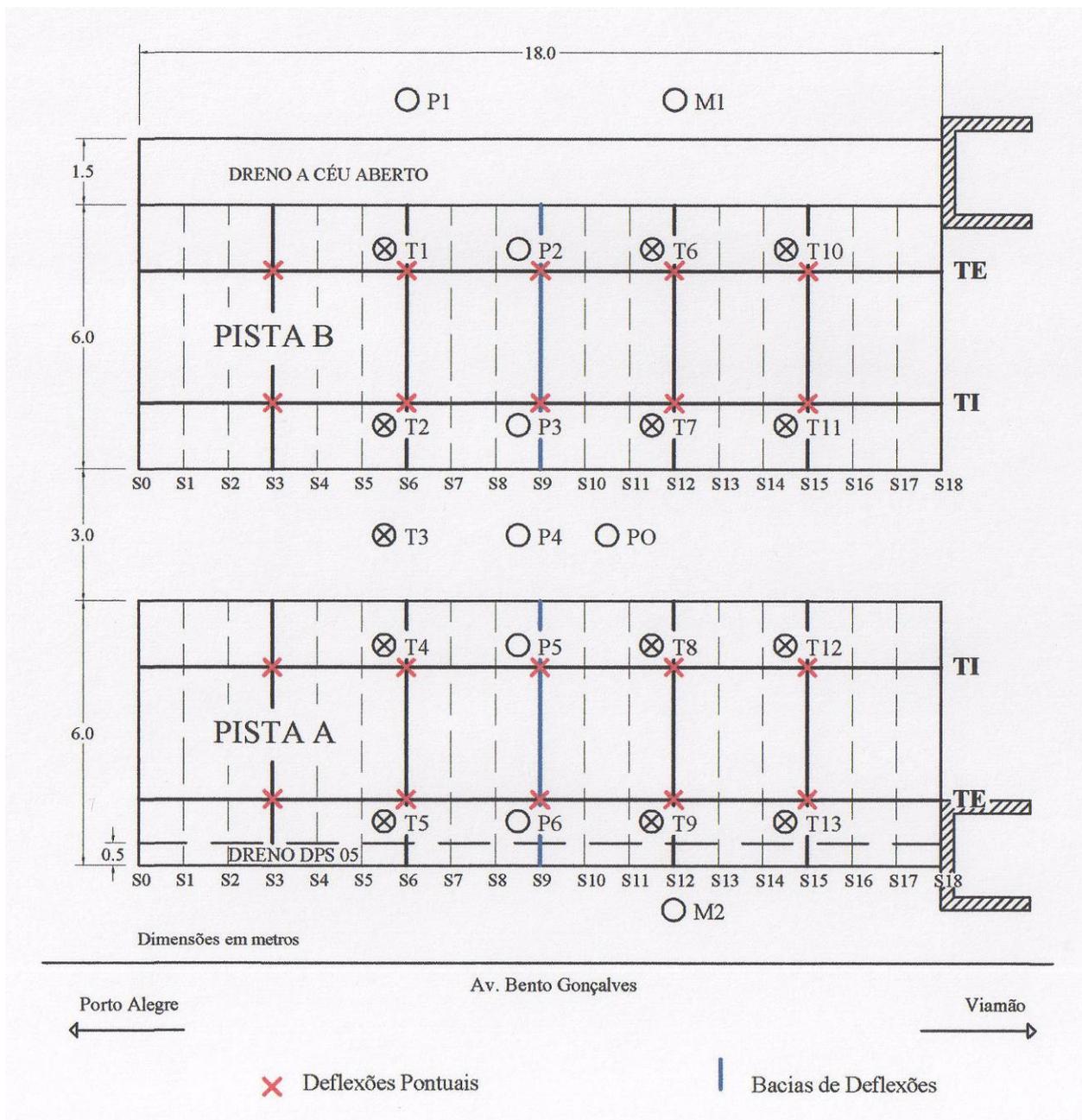


Figura 3.43: Localização das seções dos levantamentos defletométricos e das instrumentações das pistas desta pesquisa

3.7.4 Instrumentos para ensaios de condutividade hidráulica

Um piezômetro com bureta e um permeâmetro de Guelph foram utilizados para determinar a condutividade hidráulica em campo. Os ensaios foram realizados entre as duas pistas, no

canteiro central, e executados nas profundidades de 0,30 m (altura média da camada final de terraplenagem) e de 1,00 m (subleito). As profundidades foram definidas em função das espessuras da camada final de terraplenagem e do subleito em estudo nesta pesquisa.

Para a instalação do piezômetro com bureta, foi escavado um furo com trado de 6 cm. O uso do trado evita o amolgamento do solo na profundidade do ensaio. Foi utilizado um tubo de revestimento para garantir a estabilidade da parede do furo. Quando se atingiu a profundidade desejada foi realizada a limpeza do fundo e colocada uma camada de areia peneirada e limpa (filtro granular) para regularização. O tubo do piezômetro, com 30 cm de trecho ranhurado na extremidade inferior, foi introduzido no furo e apoiado sobre esta camada. A folga entre a parede do furo e o trecho acima das ranhuras do piezômetro foi preenchida com filtro granular. O tubo de revestimento auxiliou no preenchimento da folga e na leve compactação do material granular através de movimentos verticais. A seguir foi colocada uma camada selante (bentonita em pó misturada com água). Esperou-se cerca de 30 minutos para a expansão do selo de bentonita para completar com material de preenchimento. O tubo de revestimento foi retirado à medida que a folga foi preenchida. Para o ensaio de condutividade hidráulica, foi instalada uma bureta graduada no tubo central do piezômetro para medir o volume de água infiltrado durante o ensaio. As Figuras 3.44 e 3.45 apresentam as seqüências de instalação do piezômetro com bureta para o ensaio de condutividade hidráulica. A Figura 3.46 ilustra o ensaio de condutividade hidráulica sendo realizado no canteiro central das pistas experimentais.



(a) furo escavado



(b) materiais para instalação

Figura 3.44: Sequência da instalação do piezômetro com bureta para ensaio de condutividade hidráulica nas pistas experimentais desta pesquisa

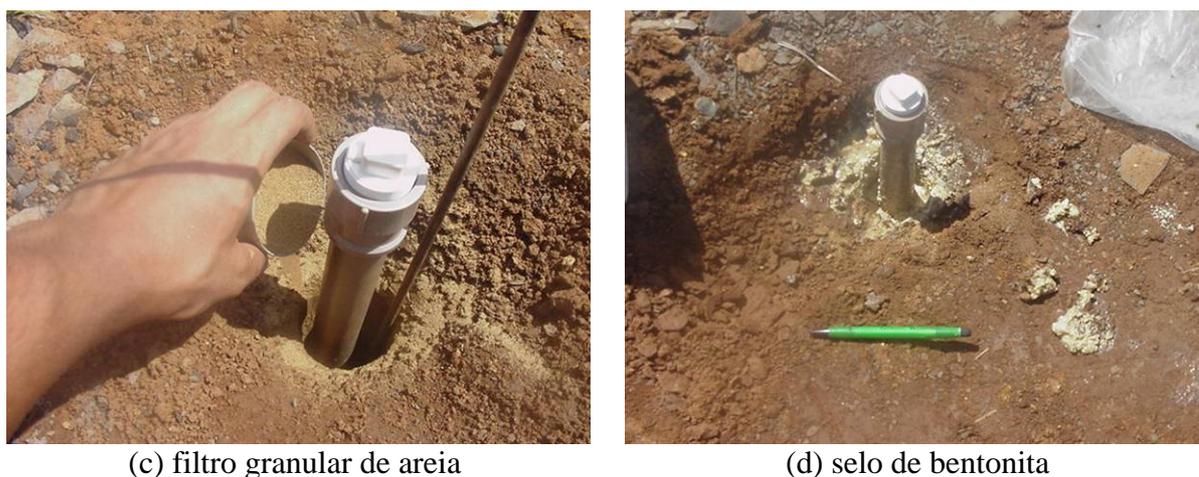


Figura 3.45: Sequência da instalação do piezômetro com bureta para ensaio de condutividade hidráulica nas pistas experimentais desta pesquisa



Figura 3.46: Aspecto do ensaio com o piezômetro com bureta realizado no canteiro central das pistas experimentais desta pesquisa

O equipamento do permeâmetro de Guelph é acompanhado por instrumentos utilizados na instalação. O furo de sondagem foi executado com o trado concha, que é parte integrante do equipamento. Quando se atingiu a profundidade estabelecida em cada caso, foi realizada a

limpeza para regularizar o fundo do furo. A parede foi escarificada com uma escova, que acompanha o equipamento, para reduzir possível amolgamento causado durante a realização do furo. O permeâmetro de Guelph foi preparado para a instalação, conectaram-se as extensões dos tubos de suporte e de água conforme a profundidade do ensaio. O conjunto foi introduzido no furo executado. Os reservatórios do permeâmetro foram cheios com água e a entrada de água foi fechada. A bomba foi conectada à entrada de ar no topo do permeâmetro e foi aplicado vácuo no interior dos reservatórios. A Figura 3.47 apresenta a sequência de instalação do permeâmetro de Guelph para o ensaio de condutividade hidráulica. A Figura 3.48 ilustra a realização do ensaio com o permeâmetro de Guelph no canteiro central das pistas experimentais.

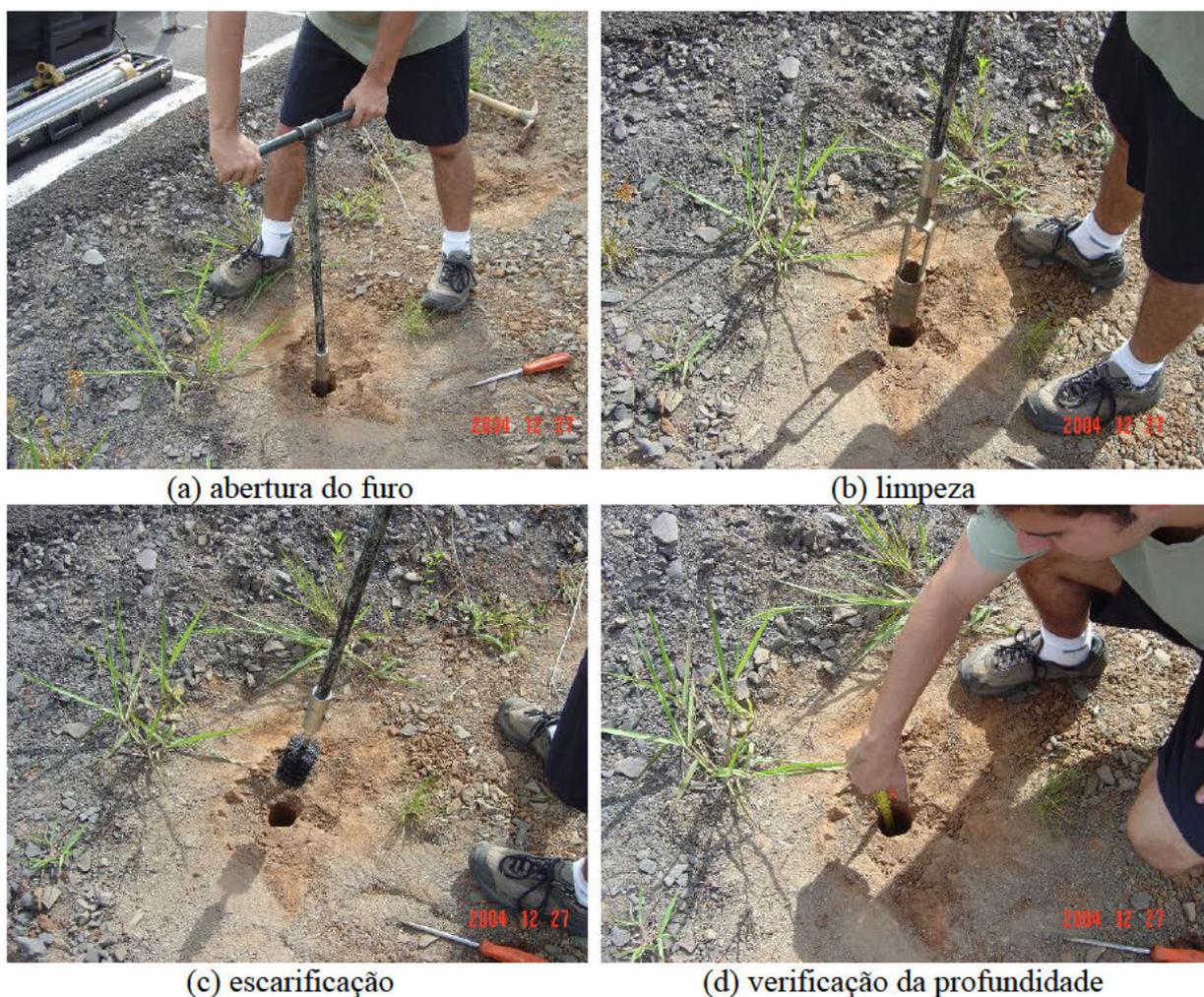


Figura 3.47: Sequência da instalação do permeâmetro de Guelph para ensaio de condutividade hidráulica na presente pesquisa



(a) sem indução de nível d'água

(b) com indução de nível d'água

Figura 3.48: Ensaio com o permeâmetro de Guelph realizado no canteiro central das pistas experimentais desta pesquisa

3.8 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL DAS PISTAS

Neste estudo as variáveis envolvidas são o nível d'água, a sucção e a deflexão de pavimentos flexíveis, sob a ação de diferentes níveis d'água induzidos no solo através dos drenos. A condutividade hidráulica em campo também foi estudada para avaliar a permeabilidade *in situ*.

Os ensaios de campo utilizaram a instrumentação, descrita no item 3.7, para avaliar as mudanças obtidas mediante a indução de diferentes estágios de nível d'água. As pistas foram divididas em seções de metro em metro, que foram identificadas (S0 a S18) e demarcadas com pintura para facilitar as medições, conforme mostrado na Figura 3.43. A indução de água no subleito ocorreu em níveis acumulativos, no sentido ascendente, para a obtenção das variáveis em estudo. Os níveis d'água foram induzidos simultaneamente pelos dois drenos executados nas laterais externas das duas pistas experimentais. O nível d'água nos drenos foi mantido constante, em cada estágio, com o uso de uma mangueira flexível que regulou a altura do escoamento da água. A mangueira flexível foi fixada em uma extremidade no tubo metálico (saída do dreno) e na outra extremidade foi posicionada na coluna de braçadeiras (parede lateral) na cota do estágio em estudo. A cota 0,0 m indica o topo da camada final de

terraplenagem (CFT) e a cota -1,50 m corresponde à profundidade máxima dos drenos longitudinais adotados (drenagem profunda).

Os vários níveis d'água simulados foram denominados de estágios. O estágio 0 indica a etapa inicial, sem lâmina de água nos drenos. A válvula de esfera monobloco, instalada na saída de cada dreno entre o tubo metálico e a mangueira flexível, ficou aberta para permitir o escoamento sem acumular água nos drenos. O estágio 1 (cota -1,20 m), primeiro nível d'água, corresponde a altura de 30 cm de água nos drenos. Os níveis d'água seguintes tiveram acréscimos de 20 cm de lâmina de água nos drenos. O estágio 2 (cota -1,00 m), segundo nível d'água, indica 50 cm de água nos drenos. O estágio 3 (cota -0,80 m), terceiro nível d'água, significa 70 cm de água nos drenos. O estágio 4 (cota -0,60 m), quarto nível d'água, corresponde a 90 cm de água nos drenos. O estágio 5 (cota -0,40 m), quinto nível d'água, a lâmina de água nos drenos é de 1,10 m. O estágio 6 (cota -0,20 m), sexto nível d'água, indica 1,30 m de água nos drenos. O estágio 7 (cota 0,0 m), sétimo nível d'água, corresponde a 1,50 m de água nos drenos.

Os drenos foram esvaziados após permanecerem longo período no nível d'água máximo. O estágio 8 (cota -1,50 m) corresponde a etapa final, sem água nos drenos. A mangueira flexível foi posicionada na mesma cota que o tubo metálico (saída do dreno) e a válvula de esfera monobloco ficou aberta para evitar água nos drenos. A Tabela 3.10 mostra os estágios adotados na pesquisa, as cotas e respectivas alturas de água nos drenos.

Tabela 3.10: Estágios de níveis d'água aplicados nos drenos

Estágio	Cota (m)	Altura de água nos drenos (m)
0	-1,5 (sem NA)	0,0
1	-1,2	0,3
2	-1,0	0,5
3	-0,8	0,7
4	-0,6	0,9
5	-0,4	1,1
6	-0,2	1,3
7	0,0	1,5
8	-1,5 (sem NA)	0,0

4 ENSAIOS EM LABORATÓRIO

Neste capítulo são descritos os procedimentos laboratoriais adotados na pesquisa. Os ensaios em laboratório foram realizados em corpos de prova esculpido a partir de blocos indeformados coletados na camada final de terraplenagem (CFT) e na camada do subleito, conforme descrição feita no Capítulo 3.

4.1 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Para o ensaio de condutividade hidráulica em laboratório, os corpos de prova foram esculpido com diâmetro de 10 cm e altura de 10 cm. O equipamento utilizado foi o permeâmetro de parede flexível, que foi desenvolvido com o propósito de ser utilizado para todos os tipos de materiais, desde materiais granulares até materiais finos. Os ensaios foram realizados conforme os procedimentos descritos na norma ASTM D5084 (2003).

Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados com corpos de prova esculpido nas direções vertical e horizontal para avaliar a condutividade hidráulica nas duas direções.

O permeâmetro de parede flexível utilizado para determinar a condutividade hidráulica no solo da camada final de terraplenagem (CFT) foi construído por Heineck (2002) e otimizado por Perazzolo (2003). O sistema hidráulico é formado por três células de pressão denominadas de acumuladores, onde a pressão é aplicada através de ar comprimido diretamente sobre a água. O movimento da interface ar/líquido é monitorado para medir o fluxo nos acumuladores conectados ao topo e à base do corpo de prova. O monitoramento do fluxo é feito através de tubos graduados que mostram o nível do líquido dentro dos acumuladores. A Figura 4.1 apresenta um esquema simplificado do permeâmetro utilizado nesta pesquisa mostrando o sistema de aplicação de pressão composto pelos acumuladores.

As pressões são medidas através de dois transdutores de pressão da marca *Aschcroft*, ambos com capacidade de 1000 kPa. Também é utilizado um transdutor de pressão diferencial, com capacidade de 100 kPa e resolução de aproximadamente 0,05 kPa. Este transdutor está

conectado, simultaneamente, à base a ao topo do corpo de prova, medindo diretamente a diferença de pressão entre estes dois pontos. A partir desta diferença pode-se determinar o gradiente hidráulico atuante no corpo de prova durante o ensaio.

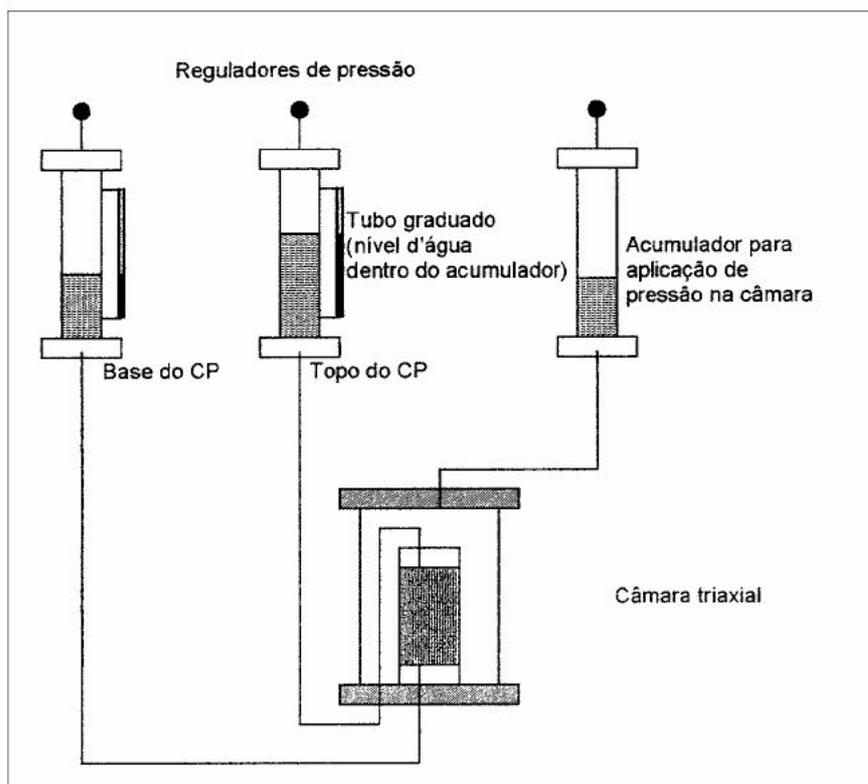


Figura 4.1: Desenho esquemático do permeâmetro de paredes flexíveis com os acumuladores, Heineck (2002)

Os transdutores estão conectados ao equipamento de ensaio por meio de um sistema de válvulas de esfera. Um transdutor de pressão está conectado na saída da pressão confinante e o outro está conectado nas saídas da pressão de base e da pressão de topo. A montagem do sistema de válvulas permite que o mesmo transdutor faça as leituras das pressões de base e de topo. No entanto, apenas a pressão na base do corpo de prova é medida com este transdutor, a pressão de topo é calculada pela diferença de pressão medida pelo transdutor diferencial.

Com os transdutores e válvulas de esfera é possível obter medidas de pressão confinante, contra-pressão e pressão no topo do corpo de prova a cada minuto, otimizando o tempo de ensaio. Os transdutores são ligados ao computador através de uma placa de aquisição de dados, de marca *Computerboards*, instalada em um computador.

A partir da instalação do corpo de prova no permeâmetro de parede flexível foi estabelecida a fase de saturação do corpo de prova, que se divide em duas etapas:

- percolação de água, no sentido da base para o topo do corpo de prova, até que o volume da água percolado corresponda a duas vezes o volume do corpo de prova, com aplicação de uma tensão de confinamento efetiva de 30 kPa para impedir o fluxo entre o corpo de prova e a membrana;
- saturação por contra-pressão, que consistiu na aplicação de incrementos de tensão de 50 kPa na tensão confinante e na contra-pressão, mantendo-se a tensão confinante efetiva constante em 30 kPa.

Após a fase de saturação, aumenta-se a tensão confinante até que a tensão efetiva atinja o valor definido para o ensaio, tendo o cuidado de esperar o tempo necessário para a amostra adensar. Ao final do adensamento, mede-se a variação volumétrica do corpo de prova para calcular o índice de vazios da amostra depois de adensada. A saturação da amostra foi monitorada através da determinação do parâmetro B, medido nos três últimos níveis de tensões, limitado pela contra-pressão máxima utilizada. O parâmetro B obtido foi superior a 0,91.

Durante a etapa de determinação do coeficiente de condutividade hidráulica as tensões efetivas foram de 50, 100 e 150 kPa, com gradiente hidráulico de 10 conforme ASTM D5084 (2003). O gradiente hidráulico foi aplicado no corpo de prova através do incremento de tensão na base da amostra e da diminuição, de mesma magnitude, no topo. Este procedimento minimiza as diferenças de tensões efetivas aplicadas ao longo do corpo de prova. Através da medição de volume de água que entra e que sai da amostra, utilizando-se os tubos graduados conectados aos acumuladores de base e de topo, estima-se quando o fluxo encontra-se estável. A partir deste instante calcula-se o coeficiente de condutividade hidráulica, de acordo com a lei de Darcy. A Figura 4.2 ilustra a realização do ensaio de condutividade hidráulica do solo da CFT das pistas experimentais desta pesquisa.

Heineck (2002) salienta que a variação do volume de água dentro dos acumuladores é muito pequena e as tensões aplicadas são muito altas, sendo desprezível a variação da carga hidráulica. Desta forma, o teste é considerado como um ensaio de carga constante.

Através do ensaio normalizado pela ASTM D4829 (2003), foi determinado o índice de expansão do material para verificar a tensão confinante efetiva mínima necessária para não haver fluxo entre a membrana e o corpo de prova. Obteve-se um índice de expansão de 5,2% para uma tensão de 30 kPa, indicando que o índice de expansão do solo é muito baixo (0 a 20%). Portanto, pode-se utilizar a tensão confinante efetiva de 30 kPa.



Figura 4.2: Ilustração do ensaio de condutividade hidráulica do solo da CFT utilizado nesta pesquisa

A partir de ensaios preliminares constatou-se a elevada permeabilidade apresentada pelo material do subleito (solo local), optou-se então por utilizar um sistema simplificado para determinação do coeficiente de condutividade hidráulica.

Após a instalação do corpo de prova na câmara triaxial foi realizada a percolação, com uma tensão confinante efetiva de 30 kPa para impedir o fluxo entre o corpo de prova e a membrana, da base para o topo do corpo de prova até que o volume da água percolado correspondesse a aproximadamente seis vezes o volume do corpo de prova. Nesse procedimento não foi possível realizar a saturação por contra-pressão e a determinação do

parâmetro B. O ensaio de condutividade hidráulica com carga constante foi realizado, com o auxílio do frasco lavador, mantendo-se o nível d'água constante na bureta graduada durante 2 minutos. Durante o ensaio foram aplicadas as tensões efetivas de 30, 50 e 100 kPa.

4.2 SUCCÇÃO

Tanto o papel filtro (em contato com o solo) quanto a placa de sucção avaliam a sucção matricial em laboratório, mas diferem quanto ao intervalo de sucção e tempo de equilíbrio. O papel filtro, em contato com o solo, é indicado para o intervalo de sucção de 30 a 30.000 kPa, a medida é indireta e o tempo de equilíbrio é de 7 dias. Para a placa de sucção, o intervalo é de 0 a 90 kPa, a medida é direta e o tempo de equilíbrio é de horas (Ridley e Burland, 1993; Ridley e Wray, 1995; Marinho, 2000).

Nesta pesquisa as curvas características dos solos em estudo foram obtidas por meio das técnicas do papel filtro, para sucções entre 5 kPa e 30.000 kPa, e da placa de sucção, para baixas sucções. Para o solo da CFT foram determinadas as sucções de até 5 kPa, e para o solo do subleito de até 7 kPa.

O método do papel filtro consiste em colocar um pedaço de papel filtro em contato direto com uma amostra de solo até que seja estabelecido o equilíbrio de sucção matricial entre a amostra e o papel. A sucção de equilíbrio é estimada através da curva de calibração do papel filtro. O papel filtro utilizado nesta pesquisa foi Whatman nº 42, as equações de calibração adotadas foram as propostas por Chandler *et al.* (1992). Conforme Marinho (1997), o papel Whatman nº 42 tem capacidade de absorção de umidade da ordem de 6% a 175%, que correspondem a sucções entre 3 kPa e 29.000 kPa.

Os corpos de prova foram esculpados em anéis de PVC com borda cortante, com diâmetro de 5 cm e altura de 2 cm. O papel filtro foi utilizado diretamente da caixa, na condição seco ao ar, e seu manuseio foi realizado com o auxílio de uma pinça metálica durante todo o ensaio. A técnica consiste em colocar o papel filtro, em porções com área superior a 2 cm² e sem sobreposição, em contato com o corpo de prova até que seja estabelecido o equilíbrio de umidade entre eles. O conjunto foi envolvido em papel alumínio e filme plástico. Em seguida o conjunto foi colocado em saco plástico selado e colocado em isolamento térmico. O tempo

de equalização adotado foi de 7 dias. Após a equalização foi realizada a pesagem do papel filtro em balança com precisão de 0,0001 g. Depois de obtido o peso úmido, o papel filtro foi retirado do vidro, colocado em uma tampa de cápsula e seco em uma estufa. Após secagem, o papel filtro foi rapidamente recolocado no recipiente de vidro, para determinação de seu peso seco. A partir destes dados se calculou o teor de umidade do papel filtro. Com o teor de umidade do papel filtro e sua curva de calibração, foi calculada a sucção do papel que equivale à sucção da amostra. Este valor de sucção e o teor de umidade correspondente do solo definem um ponto da curva característica.

O próximo ponto da trajetória de secagem ou de umedecimento foi definido controlando-se o peso da amostra em uma balança com precisão de 0,01g. Para a trajetória de secagem, a amostra era exposta ao ambiente. Quando a amostra alcançava o peso correspondente ao próximo ponto escolhido da trajetória de secagem, o papel filtro foi colocado em contato com a amostra e o conjunto foi embrulhado. Para a trajetória de umedecimento, a amostra foi umedecida com água desaerada a conta-gotas. Após o umedecimento, esperava-se pelo menos 60 minutos para colocar o papel filtro e embrulhar o conjunto. Este tempo de espera visava garantir que a água penetrasse na amostra e que o papel filtro não absorvesse uma quantidade de água maior que a gerada pelo fluxo entre os dois materiais.

Após obter as curvas de secagem e de umedecimento, foi novamente realizada a secagem (secagem 2) dos corpos de prova para verificação da trajetória.

O equipamento da placa de sucção utilizado nesta tese foi desenvolvido por Feuerharmel (2007), a Figura 4.3 apresenta o desenho esquemático, e consiste de três partes principais:

- câmara de alumínio, onde na base está selado um disco poroso, com VEA igual a 20 kPa, e na parte superior possui uma tampa de acrílico para minimizar a evaporação da amostra;
- reservatório de água desaerada, utilizado para inundar a amostra;
- bureta graduada de 0,05 cm³, com capacidade de 5 cm³, usada para medir a quantidade de água que sai da amostra.

O ensaio com a placa de sucção consiste em aplicar à amostra uma poro-pressão de água negativa e manter a poro-pressão do ar nula. Para obter a poro-pressão de água negativa é necessário se deslocar a bureta graduada para baixo, em relação à amostra, até que o nível de

água na bureta atinja a altura correspondente à sucção desejada. Desta forma, um desnível de 10 cm de coluna de água corresponde a sucção de 1 kPa.

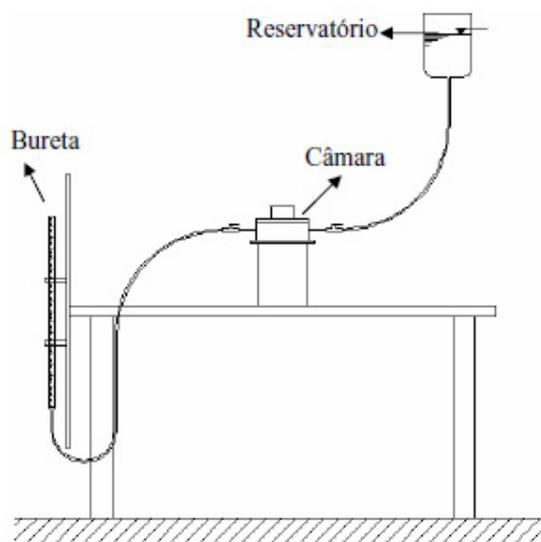


Figura 4.3: Desenho esquemático da placa de sucção usada nesta pesquisa, Feuerharmel (2007)

A amostra de solo, com 5 cm diâmetro de 2 cm de altura, foi esculpida em um anel metálico e posicionada sobre o disco poroso dentro da câmara. A válvula da câmara conectada ao reservatório foi aberta para saturar a amostra. Com a amostra inundada, abriu-se a válvula conectada a bureta e esperou-se que o nível de água na bureta alcançasse um nível próximo ao da amostra. Fechou-se a válvula do reservatório e permitiu-se a equalização do nível de água da bureta com o nível de água da amostra. Nesta etapa poderia ser necessário ajustar a altura da bureta graduada. Quando foi atingido o equilíbrio, a sucção assumiu o valor zero e o nível de água dentro da bureta foi definido como nível de referência. A seguir, a bureta é deslocada para baixo até que o nível de água atingisse a altura escolhida correspondente à primeira sucção do ensaio. A amostra inundada tende a perder água até que um novo estágio de equilíbrio seja atingido. O teor de umidade da amostra foi calculado em função do volume de água expelido. Para aplicar uma nova sucção matricial à amostra, deslocou-se novamente a bureta para baixo. A Figura 4.4 ilustra o esquema do ensaio da placa de sucção do solo do subleito utilizado nesta pesquisa.

Esta técnica foi utilizada para obter os pontos correspondentes as baixas sucções da trajetória de secagem. Para o solo da CFT, o ensaio foi realizado para as sucções de 1, 2, 3, 4 e 5 kPa. Para o solo do subleito, obteve-se os pontos correspondentes as sucções de 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7 kPa. O valor da sucção matricial foi obtido direto do ensaio e o teor de umidade da amostra foi calculado em função da variação do volume de água na bureta.



Figura 4.4: Ilustração do aparelho de placa de sucção usado no ensaio do subleito nesta pesquisa

4.3 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

No Brasil, os estudos de laboratório sobre a deformabilidade elástica iniciaram na COPPE/UFRJ, em 1977 (Medina, 1997). Os ensaios de carregamento repetido permitem avaliar as características elásticas dos materiais usados na pavimentação. Nesses ensaios, os corpos de prova cilíndricos são submetidos a vários estados de tensões confinante e desvio, visando reproduzir as condições de sollicitação nos pavimentos.

Medina (1997) comenta que o ensaio triaxial de cargas repetidas é realizado com solos não saturados quase sempre em condições de drenagem livre. Medina e Motta (2005) indicam os

primeiros modelos de módulo de resiliência de solos em função do estado de tensões que foram observados no Brasil (Figura 4.5).

MODELO	EQUAÇÃO	MODELO	EQUAÇÃO
<p>ARENOSO</p>	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	<p>ARENO-ARGILOSO</p>	$M_R = K_1 \theta^{K_2}$ $K_2 > 0$
<p>ARGILOSO</p>	$M_R = K_2 + K_3(K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_R = K_2 + K_4(\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$	<p>ARENO-ARGILOSO</p>	$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$ $K_2 < 0$
<p>COMBINADO</p>	$M_i = K_2 + K_3(K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_i = K_2 + K_4(\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$ $M_R = M_i \sigma_3^{K_5}$	<p>CONSTANTE</p>	$M_R = K_1 = \text{constante}$

Figura 4.5: Primeiros modelos de comportamento resiliente de solos observados no Brasil, Medina e Motta (2005)

Medina e Motta (2005) salientam que o modelo composto proposto por Macedo (1996) tornou-se preferido para expressar o módulo de resiliência, que é influenciado tanto pela tensão desvio quanto pela tensão confinante. O modelo composto independe da granulometria dos solos e é obtido pela Equação 4.1.

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3} \quad (4.1)$$

Onde:

M_R = módulo de resiliência;

K_1 , K_2 e K_3 = parâmetros de resiliência obtidos experimentalmente;

σ_3 = tensão de confinamento;

σ_d = tensão desvio.

Silva (2009) determinou o modelo composto na Equação 4.2, que expressa o módulo de resiliência do solo do subleito estudado. O coeficiente de determinação (R^2) foi da ordem de 0,95. A representação tridimensional da equação é apresentada pela Figura 4.6.

$$M_R \text{ (MPa)} = 427,50 \cdot \sigma_3^{0,47} \cdot \sigma_d^{-0,12} \quad (4.2)$$

Silva (2003) relata a sensibilidade do módulo de resiliência, principalmente em solos lateríticos finos, com relação à variação de umidade. O autor constata que o módulo de resiliência dos solos lateríticos é bastante dependente da energia de compactação utilizada. Quanto maior a energia de compactação, maior o valor do módulo de resiliência.

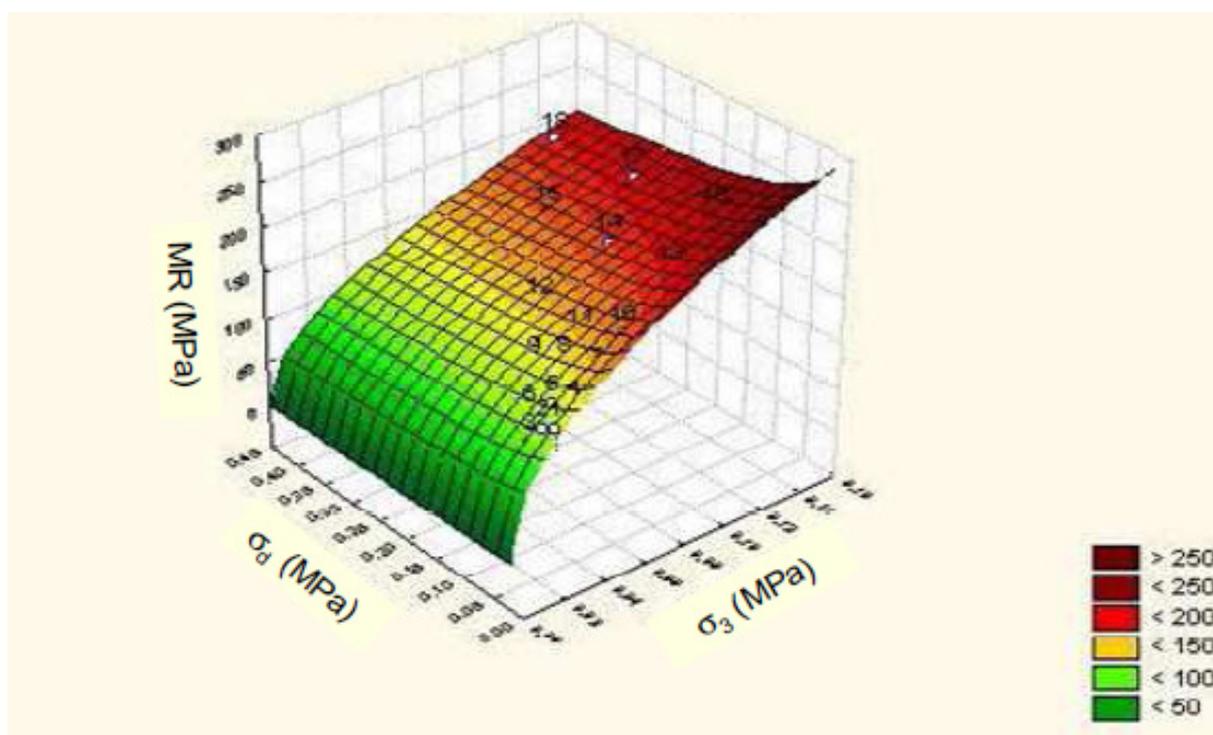


Figura 4.6: Representação tridimensional do modelo composto do módulo de resiliência do solo utilizado como subleito, Silva (2009)

Para o ensaio de módulo de resiliência, nesta pesquisa os corpos de prova foram esculpados a partir de bloco indeformado com diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm. A determinação do módulo de resiliência seguiu o método de ensaio da AASHTO TP46-94 (1996). Para os solos

da CFT e do subleito, o método determina aplicar tensões de confinamento de 41,4; 27,6 e 13,8 kPa. Para cada tensão de confinamento foram realizadas 100 aplicações das seguintes tensões desvio: 12,4; 24,8; 37,3; 49,7 e 62 kPa.

A Figura 4.7 ilustra a preparação da amostra do solo do subleito para o ensaio de módulo de resiliência. A Figura 4.8 mostra o ensaio de módulo de resiliência no solo do subleito utilizado nesta pesquisa.



Figura 4.7: Preparação do corpo de prova indeformado do solo do subleito para o ensaio de módulo de resiliência

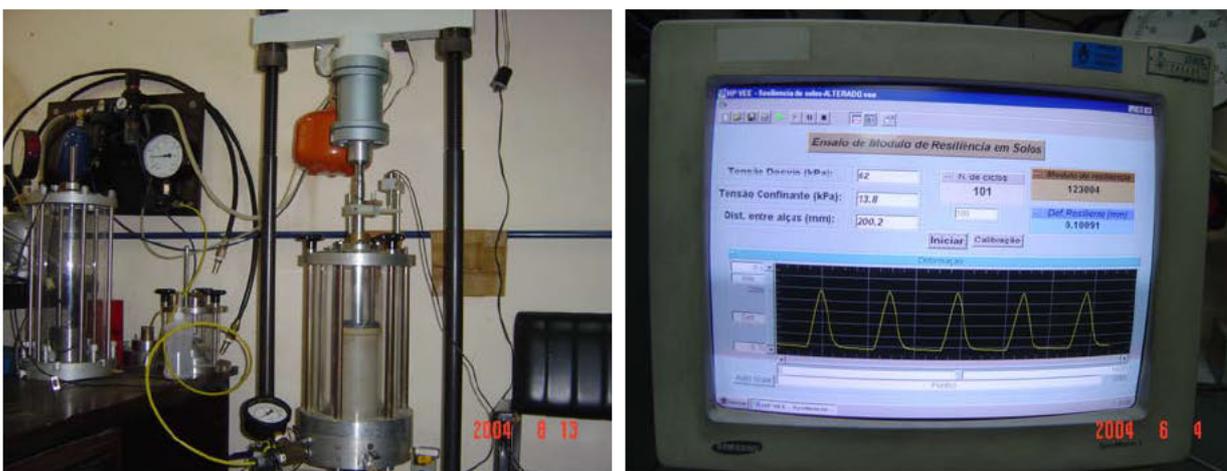


Figura 4.8: Ilustração do ensaio de módulo de resiliência no solo do subleito utilizado nesta pesquisa

4.4 POROSIMETRIA POR INTRUSÃO DE MERCÚRIO

O uso da técnica de intrusão de mercúrio constitui uma ferramenta importante no estudo da microestrutura do solo. O ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio fornece a distribuição dos diversos tamanhos de poros e suas porcentagens relativas ao volume de vazios do solo em estudo.

A técnica foi proposta em 1921 por Washburn, que sugeriu ser possível obter a distribuição de diâmetros de poros a partir dos dados pressão-volume durante a penetração de mercúrio em um material poroso, conforme Bruand e Prost (1987).

O ensaio de porosimetria fornece basicamente dois gráficos:

- curva de volume acumulado que permite obter, a partir de um determinado valor de diâmetro de poro, as porcentagens dos poros de diâmetro maior ou menor do que aquele considerado em relação ao volume de vazios total da amostra;
- curva de $d_v/d_{(\log d)}$ ou histograma de frequência dos diâmetros de poros, esta curva permite observar os intervalos de diâmetros de poros que aparecem com mais frequência na estrutura do solo.

A porosimetria de mercúrio permite calcular o raio do poro e a distribuição de tamanho de poros. Para o cálculo do raio do poro, a tensão superficial de um líquido é definida como o trabalho necessário para produzir um centímetro quadrado de área. Quando pressionado dentro de um poro de raio r e comprimento L , a área A de um volume de mercúrio externo ao poro é definida conforme a Equação 4.3, válida somente para poros cilíndricos.

$$A = 2\pi \cdot r \cdot L \quad (4.3)$$

O trabalho W_1 necessário para criar uma área adicional é calculado conforme a Equação 4.4.

$$W_1 = -2\pi \cdot r \cdot L \cdot \gamma_{Hg} \cdot \cos \theta \quad (4.4)$$

O termo $\cos \theta$ é introduzido porque a força proveniente do mercúrio colocado dentro do poro age através do ângulo de contato entre o mercúrio e a superfície a ser molhada θ , conforme a tensão superficial do mercúrio γ_{Hg} . O trabalho W_2 necessário para introduzir o mercúrio dentro de um poro cilíndrico é dado em função da pressão P aplicada, da área e do comprimento do poro, conforme a Equação 4.5.

$$W_2 = P \cdot \pi \cdot r^2 \cdot L \quad (4.5)$$

Desde que W_1 seja igual a W_2 , as Equações 4.4 e 4.5 podem ser combinadas originando a Equação 4.6.

$$P \cdot r = -2\gamma_{\text{Hg}} \cdot H \cdot \cos \theta \quad (4.6)$$

A Equação 4.6, conhecida como a equação de Washburn, mostra que quando a pressão é incrementada, o mercúrio a ser introduzido nos poros será progressivamente limitado, assumindo a constância da tensão superficial do mercúrio γ_{Hg} e do ângulo de contato entre o mercúrio e a superfície a ser molhada θ .

Para a distribuição de tamanho de poros, a derivada do volume dV é o volume elementar de todos os poros com raios entre r e $r+dr$, conforme a Equação 4.7.

$$dV = D_v(r)dr \quad (4.7)$$

Onde $D_v(r)$ é o volume da função distribuição de tamanho de poros, definida como o volume de poros por unidade de intervalo do raio r .

Derivado-se a Equação 4.7, assumindo que a tensão superficial do mercúrio γ_{Hg} e o ângulo de contato entre o mercúrio e a superfície a ser molhada θ são constantes, obtém-se a Equação 4.8.

$$Pdr + rdP = 0 \quad (4.8)$$

A combinação das Equações 4.7 e 4.8 origina a Equação 4.9.

$$-dV = D_v(r) \frac{r}{P} dP \quad (4.9)$$

Então o volume da função distribuição de tamanho de poros $D_v(r)$ é expresso pela Equação 4.10.

$$D_v(r) = -\frac{P dV}{r dP} \quad (4.10)$$

Desde que a variação no volume seja medida como um decréscimo de volume, o sinal negativo pode ser eliminado, resultando a Equação 4.11.

$$D_v(r) = \frac{P dV}{r dP} \quad (4.11)$$

A Equação 4.11 representa uma média conveniente da redução da curva acumulativa para a curva distribuição que apresenta o volume de poros por unidade de intervalo do raio r .

A análise da porosidade dos solos exige a adoção de uma classificação dos tamanhos dos poros em intervalos pré-estabelecidos. Várias classificações do diâmetro de poros são citadas na literatura, apesar de não existir nos solos uma nítida separação entre poros pequenos, médios e grandes. Richards (1965), Kiehl (1979), Lecloux (1981), Luxmoore (1981), Delage *et al.* (1996), Klein e Libardi (2002a e 2002b) estabeleceram classificações dos poros quanto ao tamanho, considerando a geometria e a configuração do espaço poroso.

Delage *et al.* (1996) denominaram os poros como: grandes, com diâmetro superior a 50 μm ; médios, com diâmetro entre 0,5 μm a 50 μm , e pequenos, diâmetro menor que 0,5 μm .

Lecloux (1981) descreveu a classificação dos espaços porosos como macroporos, mesoporos e microporos apresentada pela IUPAC (*International Union of Pure and Applied Chemistry*), a qual depende do diâmetro de poros e propõe a seguinte relação: macroporos, os poros de diâmetro superior a 0,05 μm ; mesoporos, os poros de diâmetro entre 0,002 μm a 0,05 μm , e microporos, os poros de diâmetro menor que 0,002 μm . Esta foi a classificação adotada nesta pesquisa.

Os ensaios de porosimetria foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção na UNISINOS, em São Leopoldo, RS. Utilizou-se o porosímetro *Quantachrome*, modelo *Poromaster 33*, que mede o volume de poros de 200 a 0,0070 mm de diâmetro, trabalhando com uma pressão de 0 a 0,34 MPa para o sistema de baixa pressão e com uma pressão de 0,34 a 227,37 MPa para o sistema de alta pressão.

No laboratório da UNISINOS a amostra foi cortada, com uma serra de aço, em formato prismático, com dimensões aproximadas de 7 mm de lado e 20 mm de altura. Em seguida ocorreu o processo de secagem da amostra em estufa eliminando assim todo o excesso de água. Após a pesagem, a amostra foi posicionada no porta-amostra e o conjunto foi vedado. O porta-amostra foi colocado no porosímetro onde o mercúrio foi intrudido através de baixa pressão para preenchimento dos poros maiores. A seguir, o porta-amostra foi retirado e posicionado em outro compartimento do equipamento e a amostra foi submetida ao ensaio de alta pressão. A tensão superficial do mercúrio e ângulo de contato entre o mercúrio e a superfície foram, respectivamente, 480 mN/m^2 e 140° para todas as amostras ensaiadas. A Figura 4.9 ilustra o ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio do solo da CFT estudado nesta pesquisa.

Após o processamento das informações, foram obtidos os dados relacionados às pressões aplicadas, diâmetro dos poros e volume de mercúrio. Os ensaios foram realizados nos dois solos, CFT e subleito, com o objetivo de determinar o volume e a distribuição de tamanho de poros.



Figura 4.9: Porosimetria por intrusão de mercúrio do solo da CFT estudado nesta pesquisa, ensaio realizado na UNISINOS

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DE LABORATÓRIO

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados experimentais, obtidos em laboratório, cujas teorias e referências foram descritas nos capítulos anteriores. Os resultados apresentados foram obtidos em ensaios realizados a partir de amostras indeformadas dos solos da camada final de terraplenagem (CFT) e do subleito.

5.1 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

No laboratório, os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados sob condição saturada. Em um solo saturado a condutividade é máxima, todos os vazios são condutores e estão preenchidos por água, podendo haver ar apenas no estado ocluso.

Em solos não saturados, o coeficiente de condutividade hidráulica é significativamente afetado por variações de índice de vazios e de grau de saturação, estando ambas relacionadas com variações de sucção matricial. O aumento na sucção matricial provoca uma redução do volume de poros ocupado por água. Na Figura 2.1, retirada de Childs (1969 *apud* Fredlund e Rahardjo, 1993) mostram-se os estágios crescentes de avanço do ar (1 a 5) nos poros do solo ocupando o volume anterior da água. O preenchimento dos poros com o ar aumenta a quantidade de água que fica isolada e descontínua no interior do solo, impedindo o fluxo. Como resultado, o coeficiente de condutividade hidráulica com respeito à fase líquida decresce rapidamente à medida que o espaço disponível para o fluxo de água se reduz.

As amostras de solo da CFT apresentaram índices de vazios iniciais próximos, entre 0,62 e 0,69. A Tabela 5.1 mostra os valores dos coeficientes de condutividade hidráulica obtidos para o solo da CFT e seus respectivos índices de vazios iniciais. A Figura 5.1 apresenta os coeficientes de condutividade hidráulica obtidos em função da variação da tensão confinante efetiva para as amostras do solo da CFT.

Tabela 5.1: Valores dos coeficientes de condutividade hidráulica do solo da CFT em função da variação de tensão confinante efetiva

Tensão confinante efetiva (kPa)	CHV-1		CHV-2		CHH-3	
	k (m/s)	e	k (m/s)	e	k (m/s)	e
50	2,3E-09		2,5E-09		3,0E-09	
100	1,3E-09	0,62	1,7E-09	0,67	2,0E-09	0,69
150	1,1E-09		1,3E-09		1,4E-09	

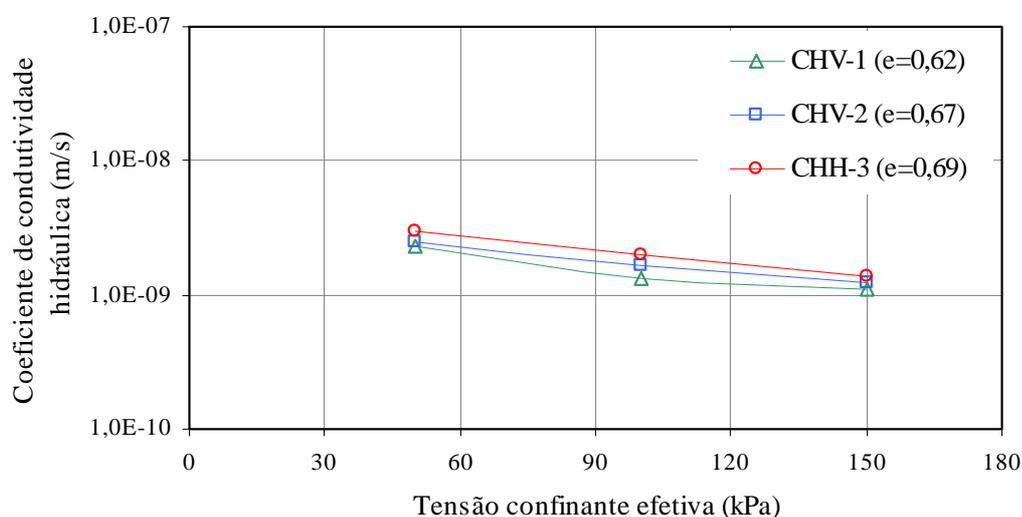


Figura 5.1: Influência da variação da tensão confinante efetiva na condutividade hidráulica do solo da CFT

Observa-se que, para o solo da CFT, os coeficientes de condutividade hidráulica obtidos para a amostra esculpida na direção horizontal foram da mesma magnitude que os coeficientes esculpidos na direção vertical, o que indica que o fluxo de água é igual nas duas direções.

A Tabela 5.2 apresenta os resultados dos coeficientes de condutividade hidráulicos obtidos para o material do subleito. Os índices de vazios determinados para os corpos de prova ensaiados foram de 0,54 a 0,62. A Figura 5.2 indica os coeficientes de condutividade hidráulica obtidos em função da variação da tensão efetiva para as amostras do solo do subleito.

Tabela 5.2: Valores dos coeficientes de condutividade hidráulica do solo do subleito em função da variação de tensão confinante efetiva

Tensão confinante efetiva (kPa)	CHV-4		CHV-5		CHH-6	
	k (m/s)	e	k (m/s)	e	k (m/s)	e
30	6,5E-06		4,8E-06		1,6E-06	
50	5,2E-06	0,62	4,4E-06	0,60	1,4E-06	0,54
100	3,9E-06		3,5E-06		1,4E-06	

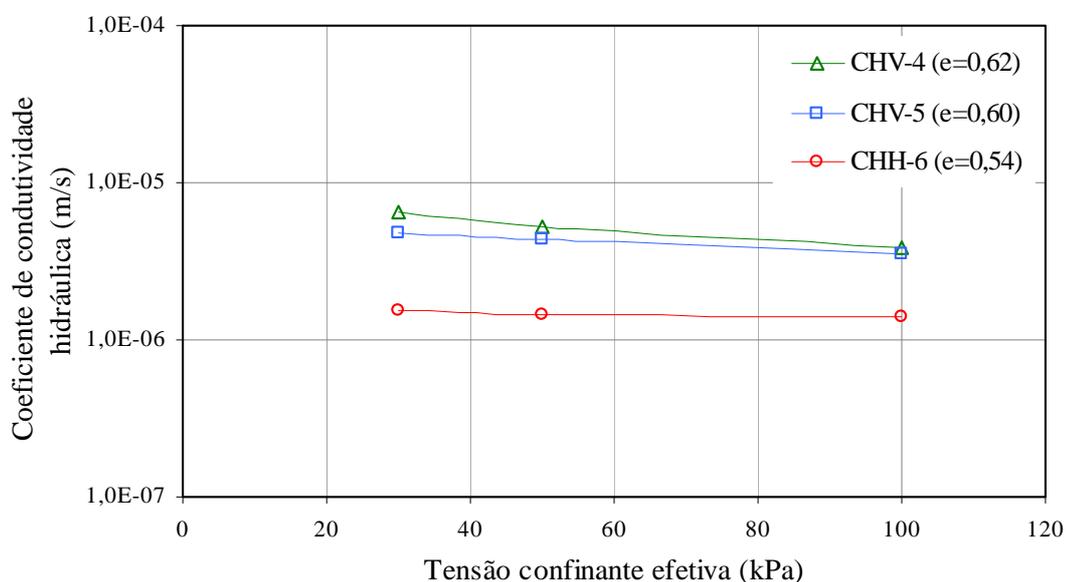


Figura 5.2: Influência da variação da tensão confinante efetiva na condutividade hidráulica do solo do subleito (natural)

Analisando a Figura 5.2 verifica-se que os coeficientes de condutividade hidráulica (k) das amostras da CFT (10^{-9} m/s) são muito menores que as amostras do subleito (10^{-6} m/s), o que indica maior permeabilidade do solo do subleito em relação ao solo da CFT.

Para o solo do subleito, os coeficientes de condutividade hidráulica obtidos da amostra esculpida na direção horizontal foram da mesma ordem de grandeza que os coeficientes esculpidos na direção vertical, o que também indica que o fluxo de água é igual nas duas direções.

O incremento da tensão de confinamento efetiva provoca, em geral, uma redução do valor do coeficiente de condutividade hidráulica.

5.2 SUCCÃO

Nesta pesquisa foram utilizados os métodos do papel filtro e da placa de sucção para a obtenção das curvas características em laboratório. A curva característica descreve a capacidade de armazenamento de água no solo quando este é submetido a diferentes valores de sucção em trajetórias de secagem e umedecimento. A curva característica é utilizada para entender e interpretar a resposta de um solo não saturado. A quantidade de água contida nos vazios do solo pode ser expressa pelo teor de umidade ou pelo grau de saturação. Nesta tese as curvas características dos solos estudados foram expressas pela sucção matricial versus teor de umidade e pela sucção do solo versus grau de saturação. Os pontos de valores máximos de sucção para ambos os solos encontram-se acima de 10.000 kPa.

Para as curvas características, os dados foram ajustados pela equação proposta por Fredlund e Xing (1994). O modelo de ajuste baseia-se na hipótese de que a forma da curva característica depende da distribuição do tamanho de poros do solo, abrangendo sucções no intervalo de 0 a 10^6 kPa. Esta equação é muito utilizada na literatura por se ajustar bem à maioria dos solos. A Tabela 5.3 apresenta as equações utilizadas nesta tese para ajuste das curvas características dos solos da CFT e do subleito. É importante enfatizar que o solo da CFT é compactado e o solo do subleito é natural. Os parâmetros utilizados para ajuste das curvas características são mostrados na Tabela 5.4.

Tabela 5.3: Equações de ajuste para as curvas características dos solos CFT (compactado) e subleito (natural)

Equação	Descrição	Referência
$\omega = C((ua - uw)) \cdot \frac{\omega_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{(ua - uw)^n}{a} \right) \right] \right\}^m} \quad (5.1)$	ω_s = teor de umidade correspondente ao valor de entrada de ar $(ua - uw)$ = sucção matricial $(ua - uw)_r$ = sucção matricial residual a, m, n = parâmetros de ajuste	Fredlund e Xing (1994)

Tabela 5.3: Equações de ajuste para as curvas características dos solos CFT (compactado) e subleito (natural) (continuação)

Equação	Descrição	Referência
$S_r = C((ua - uw)) \cdot \frac{Sr_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{(ua - uw)^n}{a} \right) \right] \right\}^m} \quad (5.2)$	Sr_s = grau de saturação correspondente ao valor de entrada de ar C = função de correção	Fredlund e Xing (1994)
$C((ua - uw)) = 1 - \frac{\ln \left[1 + \frac{(ua - uw)}{(ua - uw)_r} \right]}{\ln \left[1 + \frac{1000000}{(ua - uw)_r} \right]} \quad (5.3)$		Fredlund e Xing (1994)

Tabela 5.4: Parâmetros utilizados para ajuste das curvas características dos solos CFT (compactado) e subleito (natural)

Solo	Ajuste	$(ua - uw) \times \omega$		$(ua - uw) \times Sr$	
CFT	secagem e umedecimento	ω_s (%)	22,7	Sr_s (%)	100
		$(ua - uw)r$ (kPa)	35.000	$(ua - uw)r$ (kPa)	35.000
		a	7,8E+05	a	8,8E+04
		n	0,24	n	0,31
		m	4,47	m	2,56
		R^2	0,97	R^2	0,98
Subleito	secagem e umedecimento ramo 1	ω_s (%)	22,8	Sr_s (%)	100
		$(ua - uw)r$ (kPa)	8	$(ua - uw)r$ (kPa)	10
		a	3,61	a	3,84
		n	3,19	n	34,23
		m	0,45	m	0,18
		R^2	0,94	R^2	0,94
Subleito	secagem ramo 2	ω_s (%)	13	Sr_s (%)	45
		$(ua - uw)r$ (kPa)	30.000	$(ua - uw)r$ (kPa)	30.000
		a	3.132,62	a	1.601,22
		n	0,62	n	0,72
		m	1,76	m	1,27
		R^2	0,98	R^2	0,97
Subleito	umedecimento ramo 2	ω_s (%)	13	Sr_s (%)	45
		$(ua - uw)r$ (kPa)	15.000	$(ua - uw)r$ (kPa)	10.000
		a	114,98	a	92,35
		n	0,66	n	0,71
		m	0,93	m	0,82
		R^2	0,99	R^2	0,99
Subleito	secagem e umedecimento ramo 2	ω_s (%)	13	Sr_s (%)	45
		$(ua - uw)r$ (kPa)	20.000	$(ua - uw)r$ (kPa)	10.000
		a	2.485,08	a	749,10
		n	0,54	n	0,66
		m	1,83	m	1,05
		R^2	0,96	R^2	0,95

As Figuras 5.3 e 5.4 mostram as curvas características do solo da CFT (compactado), em termos de teor de umidade e de grau de saturação, respectivamente. No solo da CFT foi possível determinar a sucção para valores superiores de grau de saturação, acima de 80%.

Para o solo da CFT, a curva característica possui o formato unimodal, caracterizado por um valor de entrada de ar (2,3 kPa) que identifica o ponto em que o ar começa a entrar no maior poro do solo não saturado. Nesse trecho da curva característica quase todos os poros do solo estão saturados. A partir do valor de entrada de ar, o solo inicia sua dessaturação e o teor de umidade (ou grau de saturação) diminui progressivamente com o aumento da sucção até atingir a sucção residual (35.000 kPa). Para valores mais elevados do que a sucção residual não foi possível obter dados experimentais pela impossibilidade em reduzir o peso da amostra ao próximo ponto da trajetória de secagem. O modelo forneceu um bom ajuste para os dados experimentais com exceção dos valores referentes às baixas sucções (menores de 7 kPa), obtidas pelo método da placa de sucção.

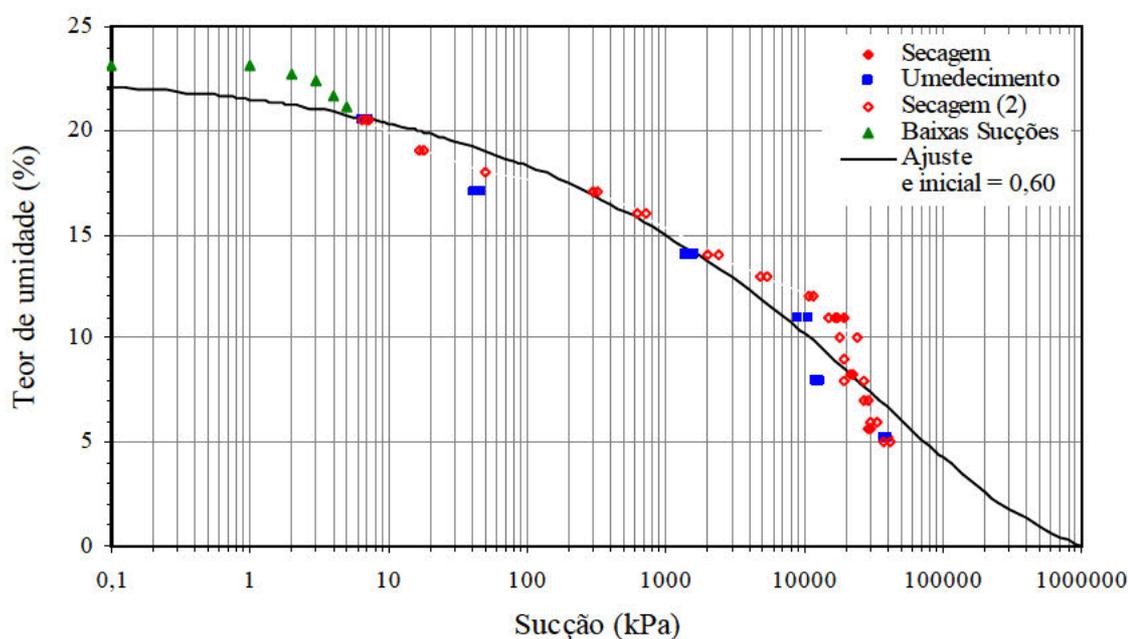


Figura 5.3: Curva característica, em termos de teor de umidade, obtida para o solo da CFT (compactado)

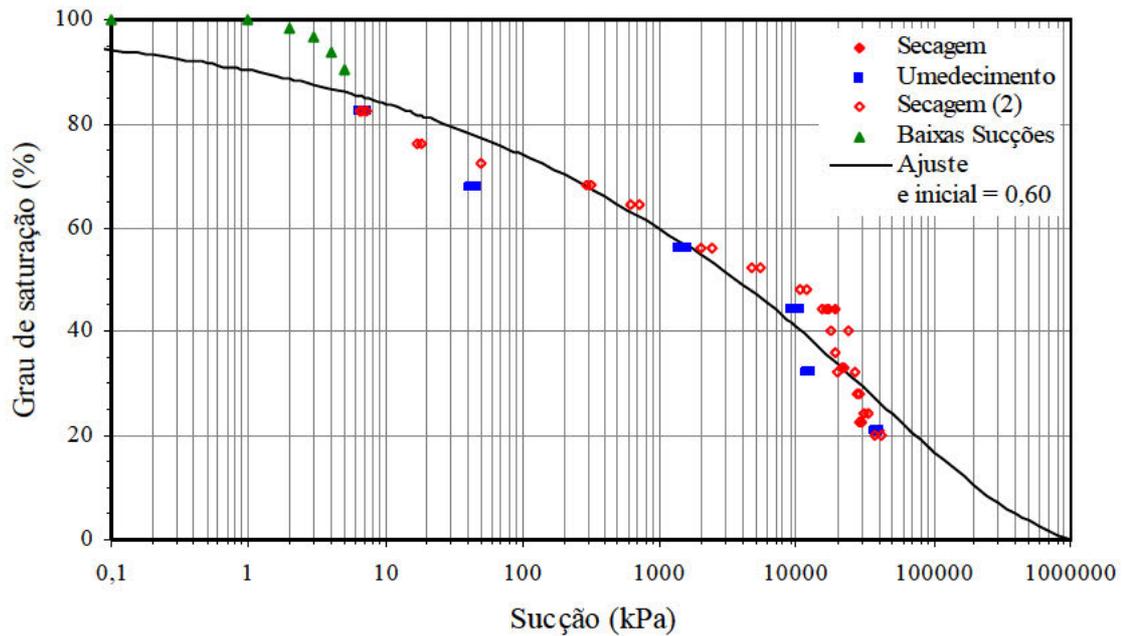


Figura 5.4: Curva característica, em termos de grau de saturação, obtida para o solo da CFT (compactado)

As Figuras 5.5 e 5.6 mostram as curvas características dos solos do subleito (natural), em termos de teor de umidade e de grau de saturação, respectivamente.

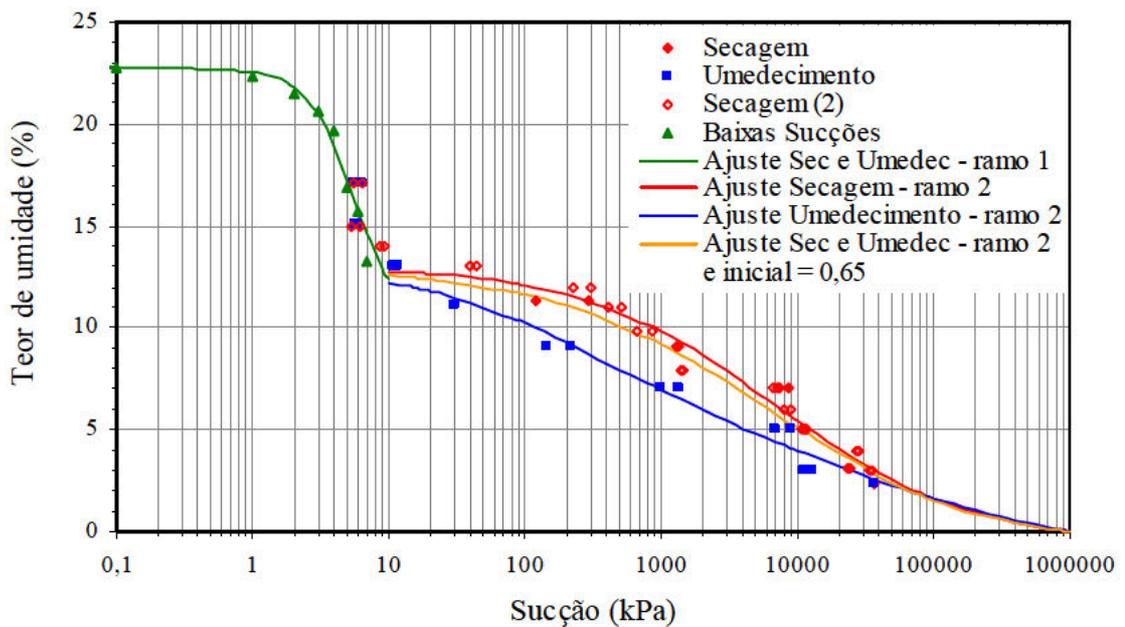


Figura 5.5: Curva característica, em termos de teor de umidade, obtida para o solo do subleito (natural)

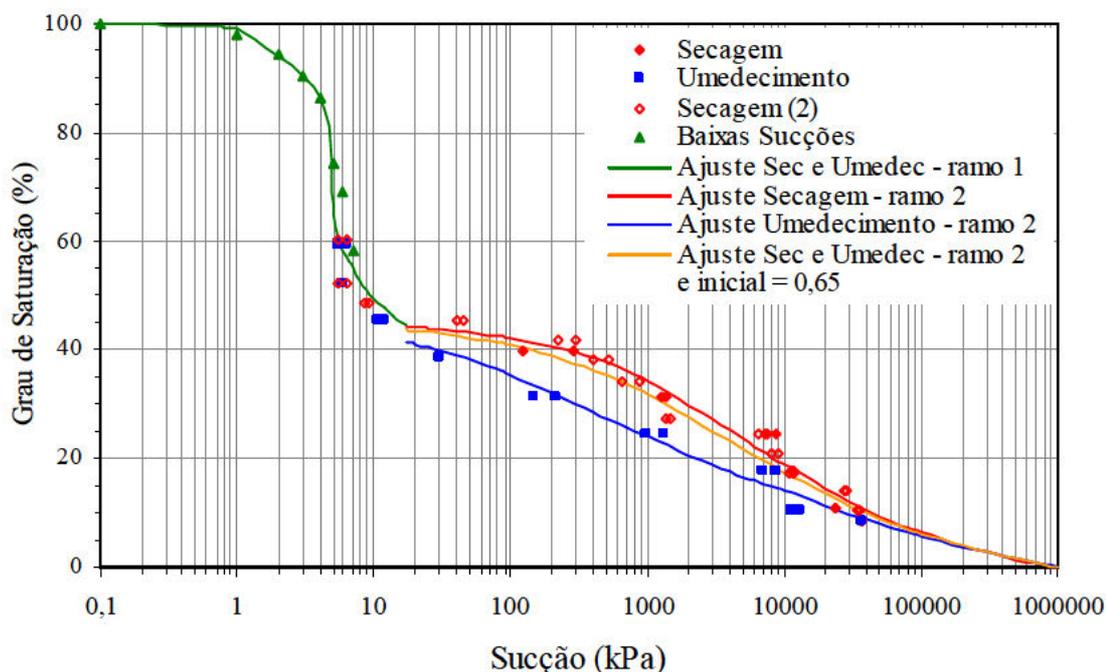


Figura 5.6: Curva característica, em termos de grau de saturação, obtida para o solo do subleito (natural)

As curvas características do solo do subleito seguem um formato bimodal, definido pela presença de dois valores de entrada de ar e também de um patamar intermediário. O primeiro valor de entrada de ar (3 kPa) está associado à remoção de água dos macroporos, existentes entre as partículas de argila agregadas. O segundo valor de entrada de ar (800 kPa) corresponde a dessaturação dos microporos, presentes no interior desses agregados. No trecho entre esses dois valores de entrada de ar ocorre uma variação muito pequena na quantidade de água do solo com o aumento da sucção.

Há poucas equações que representem curvas características bimodais, com formato “duplo S”. Segundo Burger e Shackelford (2001), as curvas características bimodais podem ser ajustadas por duas funções unimodais conforme o intervalo de sucção. Inicialmente determina-se um ponto de inflexão no patamar intermediário da curva. Esse ponto divide a curva característica em dois trechos e uma das equações unimodais pode ser ajustada para representar separadamente cada trecho. A região de dessaturação dos macroporos é descrita por um grupo de parâmetros e a região de dessaturação dos microporos é representada por outro grupo.

Para as curvas características do solo do subleito foram realizados quatro ajustes. Para valores de sucção menores que 18 kPa foi realizado um ajuste considerando trajetórias de secagem e umedecimento (ramo 1). Para sucções acima de 18 kPa foram realizados três ajustes (ramo 2): secagem, umedecimento e juntos (secagem e umedecimento). O modelo forneceu um bom ajuste para os dados experimentais conforme os coeficientes de correlação (Tabela 5.4) e as curvas ajustadas (Figuras 5.5 e 5.6).

A diferença de comportamento existente entre os solos da CFT e do subleito ocorre em função das condições do solo ser compactado (CFT) e natural (subleito).

A histerese, diferença entre os ciclos de secagem e umedecimento da curva característica, é atribuída a diversas razões:

- não uniformidade geométrica dos vazios do solo;
- presença de ar retido nos poros do solo durante a fase de umedecimento;
- efeitos dos diferentes ângulos de contato (maior, na fase de umedecimento, e menor, quando ocorre a secagem do solo);
- alterações na estrutura do solo decorrentes da expansão ou contração, associadas aos ciclos de umedecimento ou secagem do solo.

As amostras de solos da CFT e do subleito iniciaram com ciclo de secagem seguida do ciclo de umedecimento e novo ciclo de secagem. O solo da CFT não apresentou histerese durante todo o primeiro ciclo de secagem-umedecimento e novamente secagem. Esta condição pode indicar que as trajetórias não provocam alterações na estrutura do solo, provavelmente estes solos em campo já estiveram submetidos a esse ciclo.

O solo do subleito apresentou uma pequena histerese quando submetido ao ciclo de umedecimento. Observa-se que as amostras do subleito submetidas a uma nova trajetória de secagem (secagem 2) apresentaram uma redução na histerese do primeiro para o segundo ciclo de secagem.

5.3 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

As amostras foram esculpidas a partir dos blocos indeformados. A determinação do teor de umidade foi realizada na agem da amostra e após o término do ensaio, com o solo retirado do terço médio do corpo de prova ensaiado. Para todas as amostras estudadas, os teores de umidade determinados, antes e após os ensaios, mostraram valores constantes.

O modelo representativo do comportamento resiliente do solo da CFT é a equação para solo fino. Os valores das constantes K_1 e K_2 são apresentados na Equação 5.4.

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \quad (5.4)$$

Onde:

M_R = módulo de resiliência;

K_1 e K_2 = parâmetros de resiliência obtidos experimentalmente;

σ_d = tensão desvio.

Os resultados dos ensaios triaxiais de cargas repetidas para o solo da CFT são apresentados na Tabela 5.5. A Figura 5.7 mostra a variação do módulo de resiliência com a umidade para o solo da CFT.

Tabela 5.5: Resultados dos ensaios triaxiais de cargas repetidas para o solo da CFT

Amostra	K_1	K_2	R^2	ω (%)
MR 1	1,79	- 1,23	0,94	19,9
MR 2	0,50	- 1,56	0,91	21,6
MR 3	2,68	- 1,08	0,91	22,0

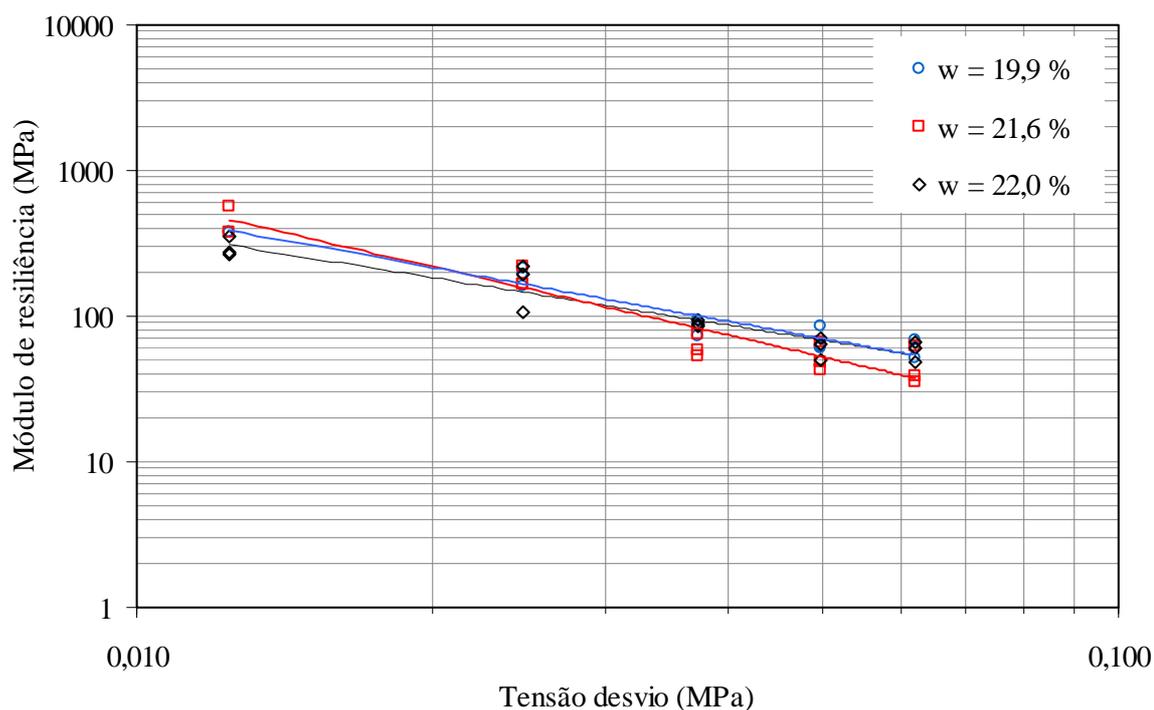


Figura 5.7: Variação do módulo de resiliência com a umidade para o solo da CFT

As amostras de CFT ensaiadas com teores de umidade de 19,9% e 22% indicam comportamento resiliente convergente com o aumento das tensões desvio aplicadas. A amostra com teor de umidade intermediário (21,6%), quando comparada com as demais, apresenta módulos de resiliência maiores para tensões desvio menores e altera o comportamento resiliente com o acréscimo das tensões desvio.

O modelo representativo do comportamento resiliente do solo do subleito é a equação tradicional para solo granular. Os valores das constantes K_1 e K_2 são apresentados na Equação 5.5.

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \quad (5.5)$$

Onde:

M_R = módulo de resiliência;

K_1 e K_2 = parâmetros de resiliência obtidos experimentalmente;

σ_3 = tensão de confinamento.

Os resultados dos ensaios triaxiais de cargas repetidas para o solo do subleito são apresentados na Tabela 5.6. A Figura 5.8 mostra a variação do módulo de resiliência com a umidade para o solo do subleito.

Tabela 5.6: Resultados dos ensaios triaxiais de cargas repetidas para o solo do subleito

Amostra	K_1 (MPa)	K_2	R^2	ω (%)
MR 4	757	0,51	0,84	8,6
MR 5	337	0,22	0,66	7,5
MR 6	424	0,24	0,62	7,3

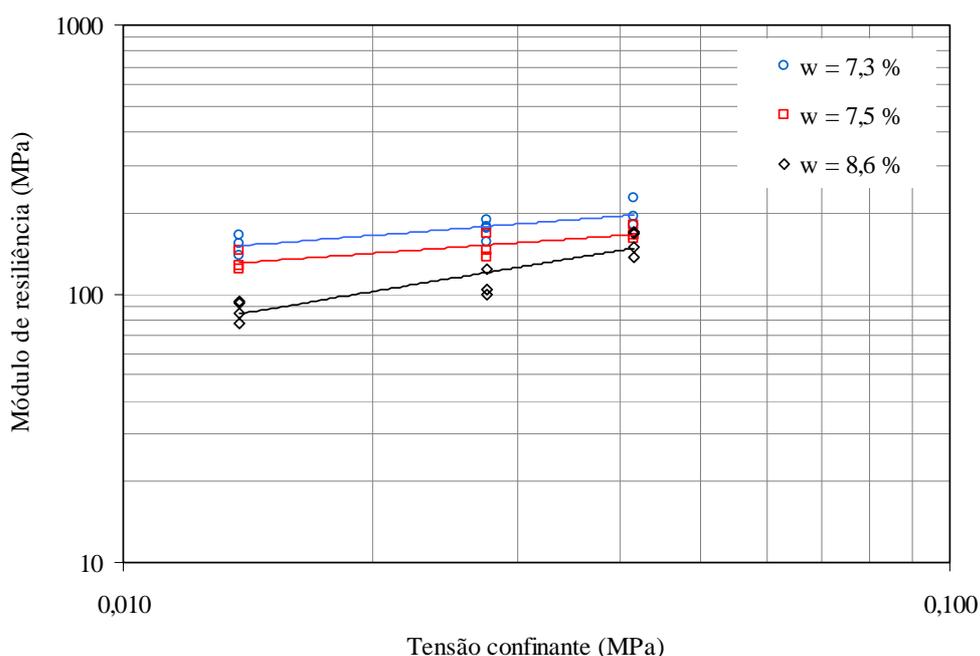


Figura 5.8: Variação do módulo de resiliência com a umidade para o solo do subleito

Observa-se que as duas amostras com teores de umidade praticamente iguais (7,5% e 7,3%) apresentam comportamento resiliente semelhantes para as tensões de confinamento aplicadas. A amostra com maior teor de umidade (8,6%) apresenta módulos de resiliências menores. As amostras do solo do subleito ensaiadas mostram que o teor de umidade é inversamente proporcional ao módulo de resiliência.

5.4 POROSIMETRIA POR INTRUSÃO DE MERCÚRIO

Os resultados obtidos nos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio são apresentados em termos de volume acumulado e distribuição do volume de intrusão de mercúrio ambos em função do diâmetro dos poros.

As Figuras 5.9 e 5.10 apresentam as distribuições acumulada e incremental dos diâmetros de poros do solo da CFT utilizado nesta pesquisa.

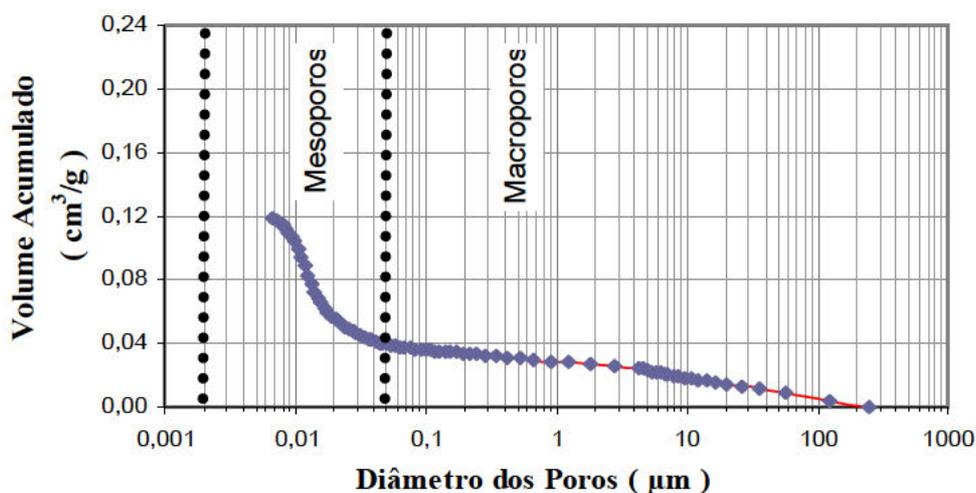


Figura 5.9: Distribuição acumulada de poros do solo da CFT utilizado nesta pesquisa

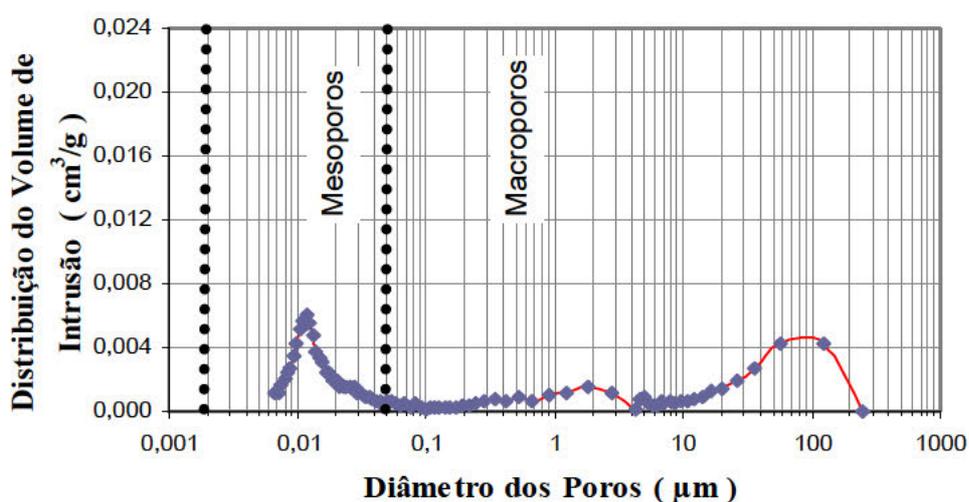


Figura 5.10: Distribuição incremental de poros do solo da CFT utilizado nesta pesquisa

Analisando as Figuras 5.9 e 5.10, verifica-se que o solo da CFT mostra uma distribuição de poros maior de mesoporos (diâmetro dos poros igual a $0,011 \mu\text{m}$) e menor de macroporos (diâmetro dos poros igual a $90 \mu\text{m}$), o que indica menor chance de movimentação de água.

Nas Figuras 5.11 e 5.12 são apresentadas as distribuições acumulada e incremental dos diâmetros de poros do solo do subleito utilizado nesta pesquisa.

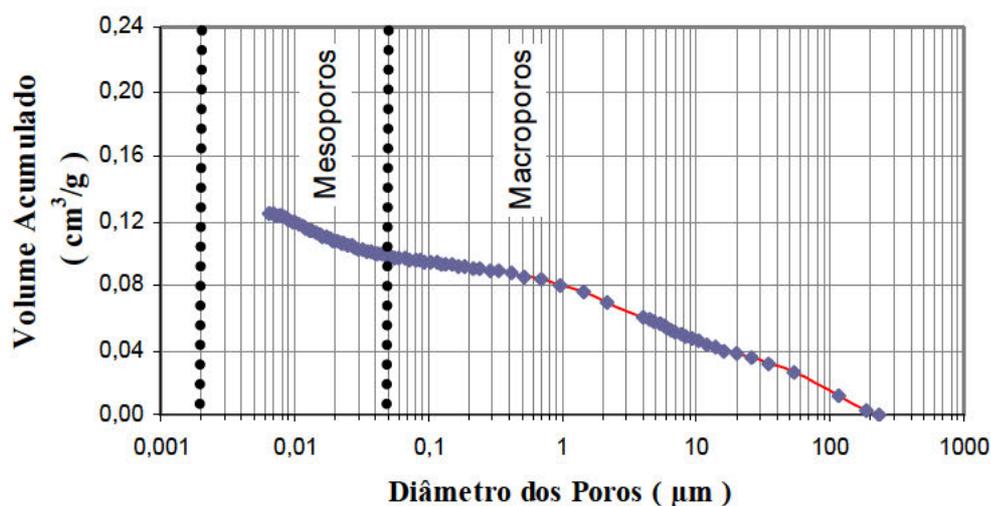


Figura 5.11: Distribuição acumulada de poros do solo do subleito utilizado nesta pesquisa

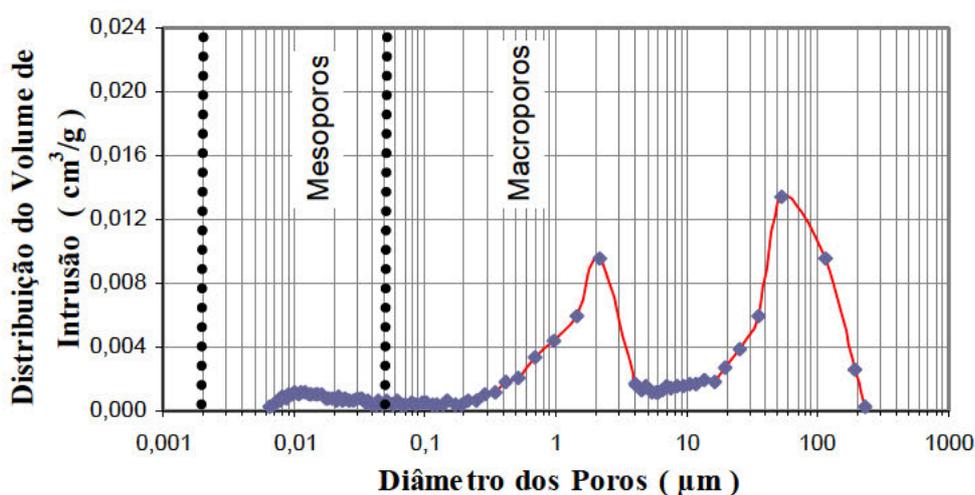


Figura 5.12: Distribuição incremental de poros do solo do subleito utilizado nesta pesquisa

Observando as Figuras 5.11 e 5.12, constata-se que o solo do subleito apresenta uma distribuição de poros com predominância maior de macroporos (diâmetro dos poros igual a $55\mu\text{m}$) e poucos mesoporos (diâmetro dos poros igual a $0,011\mu\text{m}$), o que permite maior fluxo de água.

6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DE CAMPO

Neste capítulo são apresentados e analisados os monitoramentos, as medições e os ensaios realizados nas duas pistas experimentais construídas na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos (AFTP), conforme descrição feita no Capítulo 3. Nesta etapa da pesquisa também houve a participação dos engenheiros e técnicos do DAER/RS.

Os ensaios de condutividade hidráulica em campo foram realizados em duas condições distintas, sem nível d'água nos drenos (estágio 0) e com nível d'água máxima nos drenos (estágio 7). Na sequência é utilizado um modelo de previsão da condutividade hidráulica a partir da curva característica e os resultados são comparados com os obtidos experimentalmente, em laboratório e em campo.

O funcionamento dos drenos profundos, o monitoramento do nível do lençol freático e o monitoramento dos parâmetros ambientais são avaliados neste estudo.

A partir do estágio inicial (estágio 0), e nos demais estágios de indução de diferentes níveis d'água no solo, foram realizadas as seguintes atividades nas pistas experimentais:

- monitoramento dos níveis d'água nas camadas subjacentes a sub-base;
- obtenção das sucções em três profundidades nas camadas subjacentes a sub-base;
- realização de levantamentos defletométricos.

6.1 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Para determinar a condutividade hidráulica em campo foram utilizados o piezômetro com bureta e o permeâmetro de Guelph. Os ensaios foram realizados entre as duas pistas experimentais, no canteiro central. As profundidades dos ensaios foram de 0,30 m (CFT) e de 1,00 m (subleito). Os ensaios de condutividade hidráulica em campo foram executados em dois períodos, sem indução de nível d'água nos drenos (estágio 0) e com indução de nível d'água máxima nos drenos (estágio 7).

6.1.1 Piezômetro com bureta

Os ensaios de campo com o piezômetro com bureta foram realizados até a estabilização das vazões. Os valores de coeficiente de condutividade hidráulica dos solos da CFT e do subleito foram obtidos através da equação 2.19. O valor de forma F foi previamente determinado através da equação 2.21, adotando o parâmetro m igual a 1, conforme sugerido por Hvorslev (1951).

Os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica realizados com piezômetros com bureta, carga constante, nos solos da CFT (0,30 m) e do subleito (1,00 m) são apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica realizados com piezômetros com bureta, carga constante, na CFT e no subleito deste estudo

Piezômetro com bureta	Profundidade (m)	k (m/s) sem NA (estágio 0)	k (m/s) (estágio 7)
CFT	0,30	2,1E-08	3,7E-08
Subleito	1,00	3,2E-06	8,0E-06

Os coeficientes de condutividade hidráulica, determinados em ensaios de campo com piezômetros com bureta, mostram que o solo do subleito é mais permeável que solo da CFT.

6.1.2 Permeâmetro de Guelph

Os ensaios de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph foram realizados segundo o procedimento recomendado por Reynolds *et al.* (1985). A principal característica deste procedimento é a utilização de dois estágios de carga hidráulica, correspondendo a lâminas d'água de 5 cm e 10 cm acima do fundo do furo de sondagem. O objetivo é permitir a solução do sistema de equações lineares 2.27 e 2.28.

A Tabela 6.2 mostra os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica realizados com permeâmetro de Guelph, carga constante, nos solos da CFT (0,30 m) e do subleito (1,00 m).

Tabela 6.2: Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica realizados com permeâmetro de Guelph, carga constante, na CFT e no subleito desde estudo

Permeâmetro de Guelph	Profundidade (m)	k (m/s) sem NA (estágio 0)	k (m/s) (estágio 7)
CFT	0,30	3,5E-08	5,7E-08
Subleito	1,00	8,3E-07	1,2E-06

Os valores dos coeficientes de condutividade hidráulica, determinados em ensaios de campo com piezômetros com bureta e permeâmetro de Guelph para os solos da CFT e do subleito, são da mesma ordem de grandeza.

6.2 PREVISÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA A PARTIR DA CURVA CARACTERÍSTICA

Diversos modelos para previsão do coeficiente de condutividade hidráulica de um solo não saturado são descritos no Capítulo 2. Os ensaios para determinação direta das propriedades em solos não saturados requerem equipamentos especiais, são mais elaborados e necessitam de tempo para sua realização. A vantagem dos modelos de previsão é estimar a condutividade hidráulica na condição não saturada com precisão adequada para aplicação em engenharia.

O modelo de previsão apresentado por Fredlund *et al.* (1994) foi aplicado aos solos estudados e os resultados são comparados com os obtidos experimentalmente, em laboratório e em campo. As Figuras 6.1 e 6.2 apresentam a previsão da condutividade hidráulica, conforme modelo de Fredlund *et al.* (1994), para os solos da CFT e do subleito, respectivamente.

Observa-se que os valores dos coeficientes de condutividade hidráulica, previstos para o solo do subleito, estão mais próximos das medidas experimentais de laboratório e de campo. Para o solo da CFT, os coeficientes de condutividade hidráulica obtidos através de ensaios apresentaram valores mais elevados que os previstos pelo modelo de Fredlund *et al.* (1994). O desempenho do modelo de previsão do coeficiente de condutividade hidráulica depende da equação adotada para ajuste da curva característica.

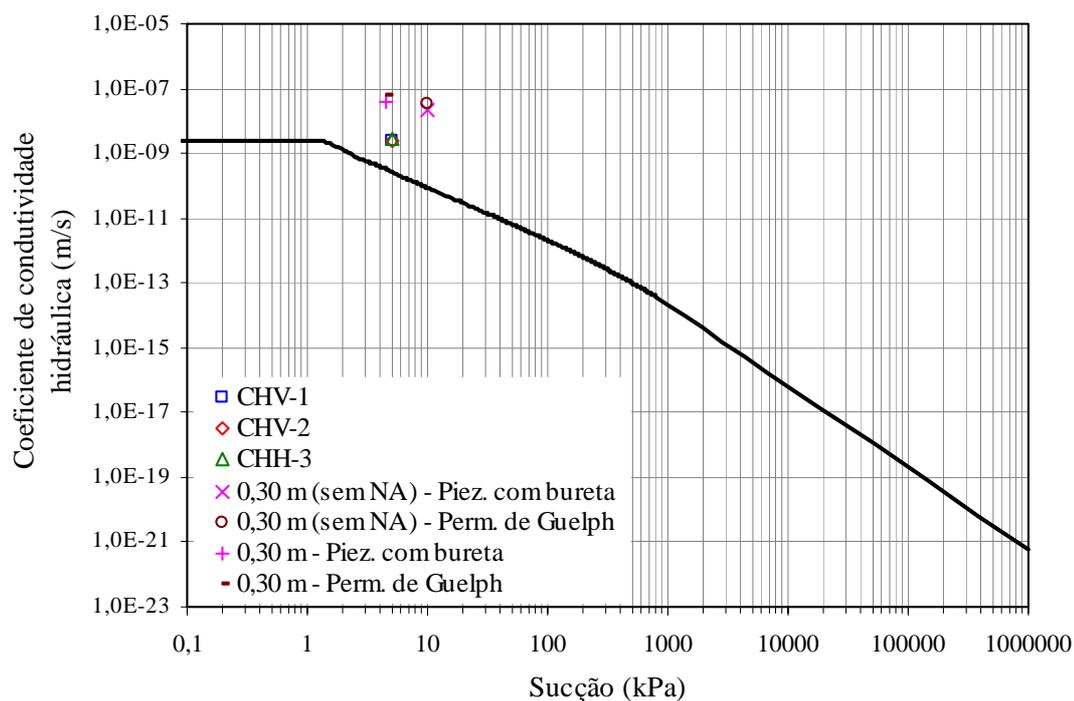


Figura 6.1: Previsão da condutividade hidráulica, conforme modelo de Fredlung *et al.* (1994), para o solo da CFT desta pesquisa

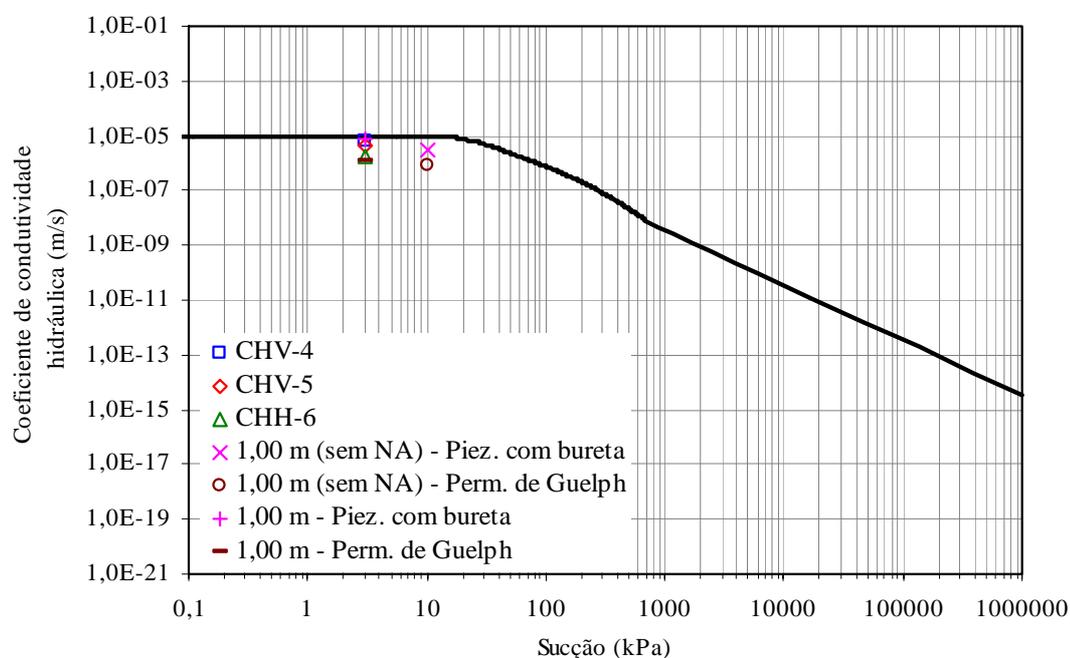


Figura 6.2: Previsão da condutividade hidráulica, conforme modelo de Fredlung *et al.* (1994), para o solo do subleito desta pesquisa

6.3 VERIFICAÇÃO DE FUNCIONAMENTO DOS DRENOS PROFUNDOS

Para a verificação do funcionamento dos drenos profundos foram realizados ensaios expeditos sobre a camada de sub-base, conforme sugestão de Suzuki (2003) em visita ao local das pistas experimentais.

Na pista A, o ensaio foi realizado na seção S6 (Figura 3.41) e sobre o dreno profundo DPS 05. Colocou-se água, com mangueira, e após 1 hora e 30 minutos começou a surgir água na saída do dreno DPS 05. Na repetição do ensaio, realizado após 24 horas, observou-se o mesmo comportamento.

Na pista B, o ensaio foi realizado na seção central S9 (Figura 3.41), distante 1 metro da borda externa, próximo ao dreno a céu aberto. Colocou-se água, com mangueira, no local descrito e após 40 minutos surgiu água a 1,40 m de profundidade no solo da lateral do dreno que está em contato com a pista. Repetiu-se o ensaio no dia seguinte colocando-se água durante 2 horas. A água saiu na mesma profundidade anterior (1,40 m), após transcorrer 1 hora.

Os ensaios realizados confirmam o bom funcionamento dos drenos profundos.

6.4 MONITORAMENTO DO NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO

O monitoramento do nível do lençol freático foi realizado no período de janeiro a dezembro de 2003, neste período foram construídas as camadas granulares das pistas experimentais. A leitura do nível d'água foi realizada com um sensor que emite um sinal sonoro quando atinge o nível d'água no interior do instrumento. A leitura de campo foi obtida com trena e utiliza como referência a extremidade superior do tubo de PVC. Durante o monitoramento do nível do lençol freático, os registros das precipitações pluviométricas foram coletados na estação meteorológica instalada na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos (AFTP), sob os cuidados do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da UFRGS. A Figura 6.3 mostra a coleta da leitura de campo para monitoramento da profundidade do lençol freático no local do experimento. A leitura final utiliza como referência o topo da CFT (cota 0,0 m).



Figura 6.3: Ilustração da coleta de leitura de campo para monitoramento da profundidade do lençol freático nas pistas experimentais desta pesquisa

A Figura 6.4 apresenta o monitoramento da profundidade do lençol freático e a sua relação com a precipitação pluviométrica na condição de exposição do solo.

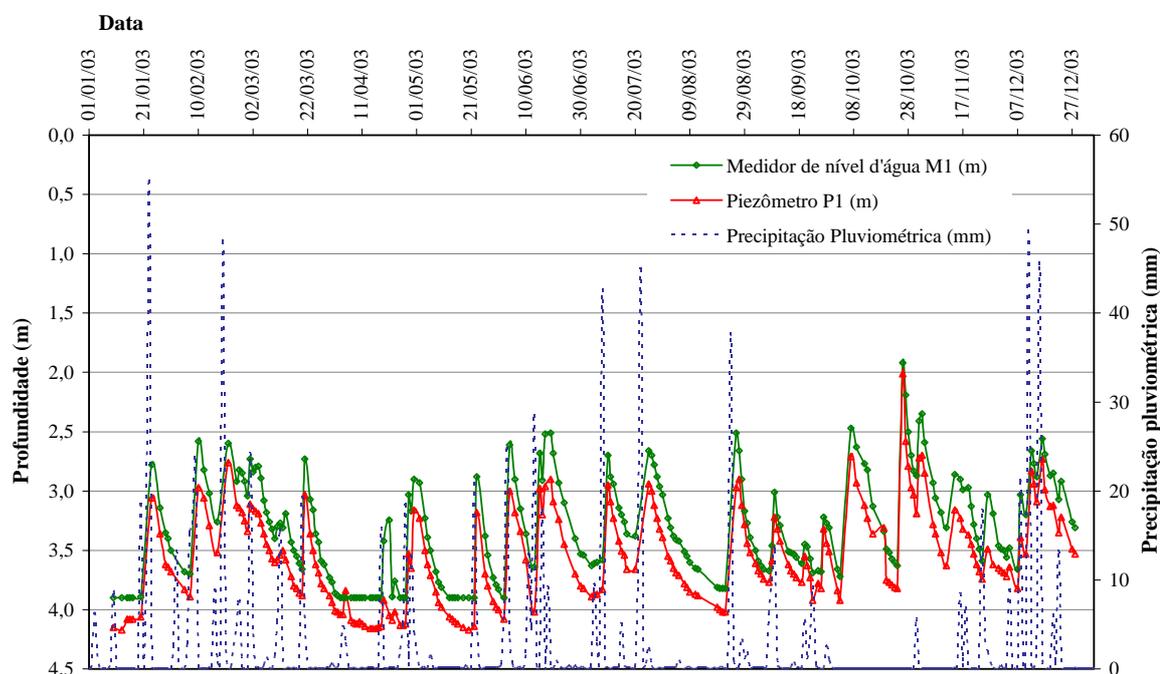


Figura 6.4: Evolução da profundidade do lençol freático e sua relação com a precipitação pluviométrica na condição de exposição do solo (piezômetro e medidor de nível d'água instalados fora das pistas)

Os registros realizados através do piezômetro P1 e do medidor de nível d'água M1 possibilitam afirmar a existência de apenas uma profundidade do nível de lençol freático. Os instrumentos de monitoramento do lençol freático foram instalados na condição de exposição do solo e, após valores elevados de precipitações pluviométricas, mostraram variação na profundidade do lençol freático.

6.5 PARÂMETROS AMBIENTAIS

Durante o período do experimento, de janeiro de 2004 a abril de 2006, os parâmetros ambientais foram obtidos na estação meteorológica instalada no Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH), próximo à Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos (APTP). As precipitações pluviométricas e a variação das temperaturas ocorridas no período do experimento são apresentadas nas Figuras 6.5 e 6.6, respectivamente.

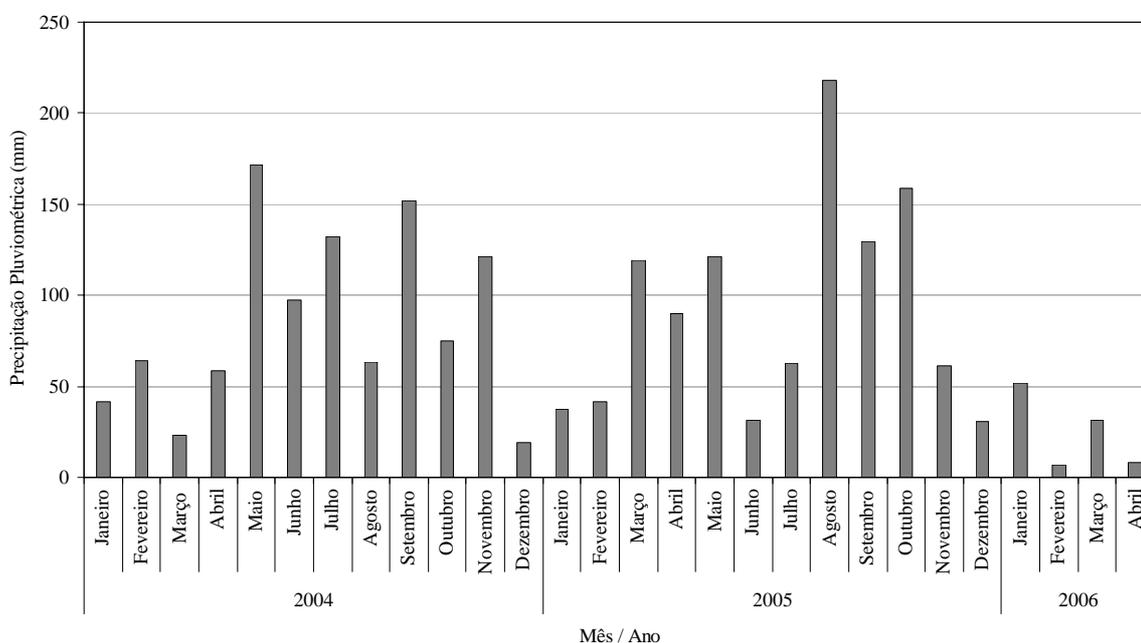


Figura 6.5: Precipitações pluviométricas durante o período do experimento desta pesquisa na APTP

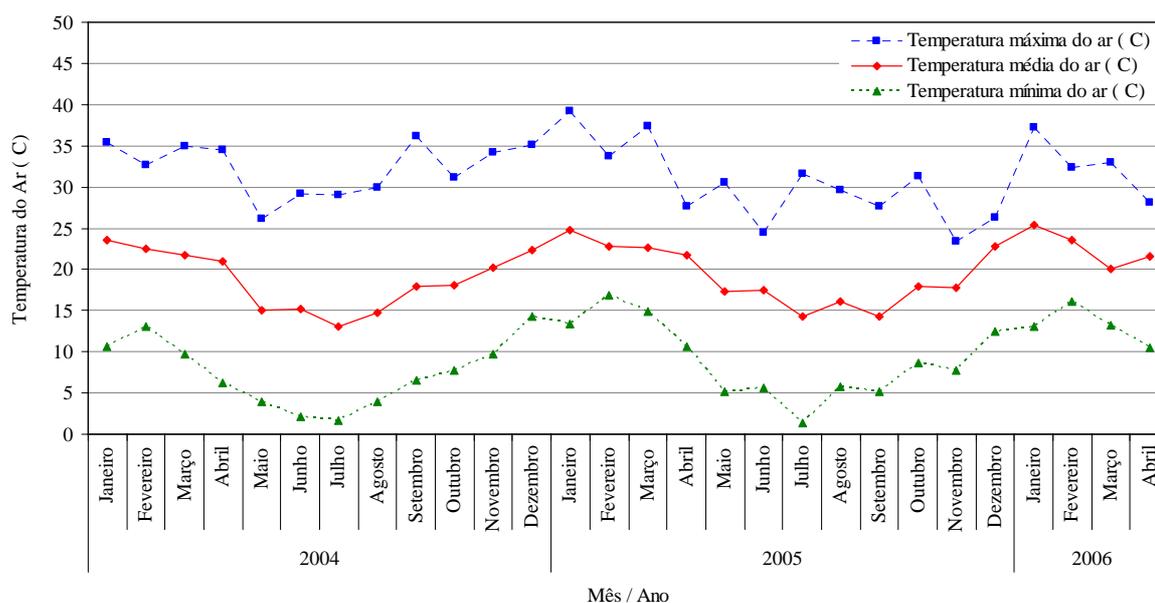


Figura 6.6: Variação das temperaturas mensais durante o experimento na APTP

No período de observação, a máxima precipitação (218 mm) ocorreu em agosto de 2005 e a mínima precipitação (6 mm) foi em fevereiro de 2006. A média histórica de precipitação para Porto Alegre em agosto, segundo as normais históricas de 1960 a 1990, é de 121,7 mm. A precipitação pluviométrica anual em 2004 foi de 1.020 mm e, em 2005, foi de 1.101 mm, os valores foram abaixo da média anual histórica em Porto Alegre que é de 1.310 mm. No período de janeiro a abril de 2006, as precipitações acumularam 98 mm.

Durante o período do experimento, a temperatura máxima registrada (39,2 °C) ocorreu em janeiro de 2005 e a temperatura mínima (1,3 °C) foi em julho de 2005. Os valores estão de acordo com as temperaturas que ocorrem em Porto Alegre nos meses observados.

Nogami e Villibor (1995) apresentam a Equação 6.1, proposta por Thornthwaite, para a precipitação efetiva.

$$PRF = PRE - ETP \quad (6.1)$$

Onde:

PRF = precipitação efetiva;

PRE = precipitação pluviométrica;

ETP = evapotranspiração.

Os valores mensais de precipitação pluviométrica e de evapotranspiração são mostrados na Figura 6.7. A precipitação efetiva pode ser positiva, quando houver excesso d'água que escoar por drenagem superficial ou profunda, ou negativa, quando o teor de umidade do solo tende a diminuir.

O diagrama de equilíbrio hídrico para o período do experimento é apresentado na Figura 6.8. Os meses de janeiro a abril, outubro e dezembro de 2004; janeiro, fevereiro e dezembro de 2005 e janeiro, fevereiro e abril de 2006 registraram deficiência hídrica. Nos demais meses houve excedente hídrico, sem perda da umidade junto à superfície do solo.

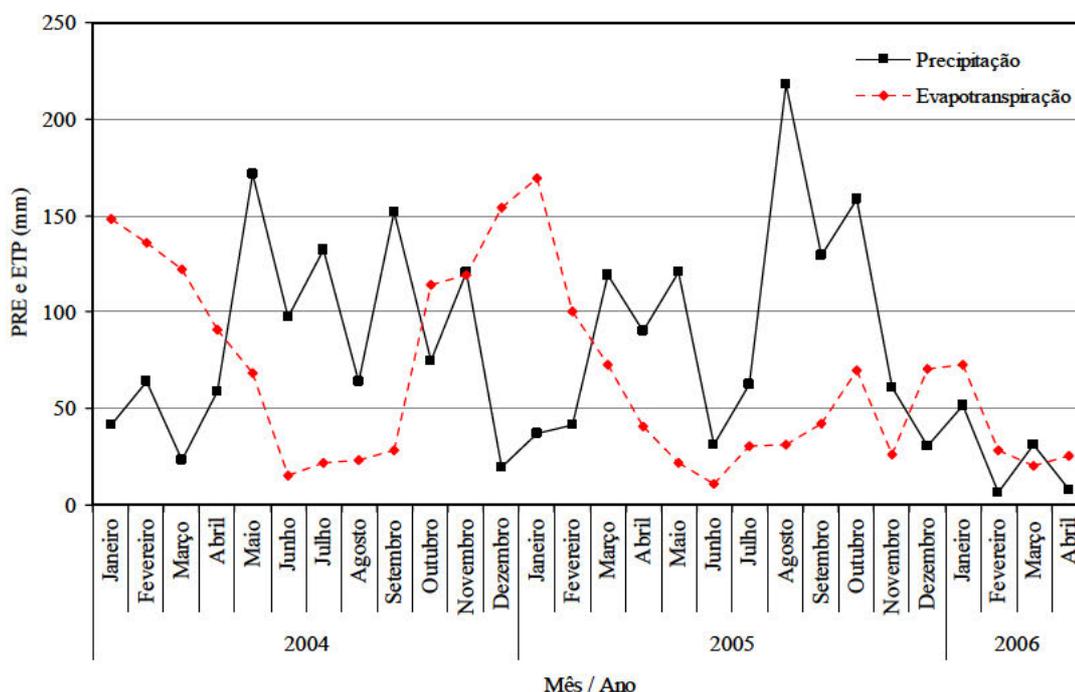


Figura 6.7: Precipitação e evapotranspiração durante o experimento desta pesquisa

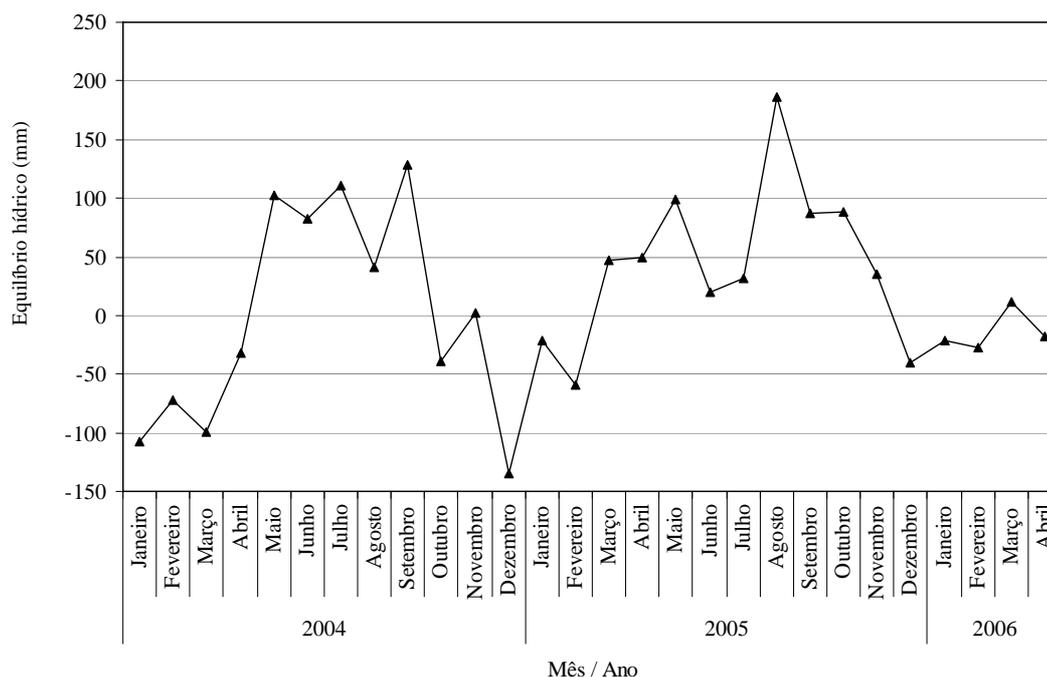


Figura 6.8: Diagrama de equilíbrio hídrico durante o experimento desta pesquisa

6.6 INDUÇÃO DE DIFERENTES NÍVEIS D'ÁGUA NO SOLO

Os ensaios de campo utilizaram a instrumentação, descrita no item 3.7, mediante a indução de diferentes estágios de nível d'água. Os estágios foram aplicados simultaneamente nos dois drenos.

Os levantamentos defletométricos foram feitos em todos os estágios de indução de níveis d'água. Na maioria dos estágios foram realizados mais de um levantamento defletométrico.

A Tabela 6.3 mostra os estágios de indução de níveis d'água, a quantidade de dias em cada estágio, o período de aplicação do estágio e a data do levantamento defletométrico.

Tabela 6.3: Estágios de indução de níveis d'água, quantidade de dias em cada estágio, período de aplicação do estágio e data do levantamento defletométrico

Estágio	Cota (m)	Altura de água nos drenos (m)	Quantidade (dias)	Período	Levantamento Defletométrico
0	-1,5 (sem NA)	0,0	62	14/01 a 15/03/2004	15/03/2004
1	-1,2	0,3	63	16/03 a 17/05/2004	17/05/2004
2	-1,0	0,5	14	18/05 a 31/05/2004	31/05/2004
3-1	-0,8	0,7	18	01/06 a 28/06/2004	18/06/2004
3-2	-0,8	0,7	10	01/06 a 28/06/2004	28/06/2004
4-1	-0,6	0,9	14	29/06 a 02/08/2004	12/07/2004
4-2	-0,6	0,9	21	29/06 a 02/08/2004	02/08/2004
5-1	-0,4	1,1	14	03/08 a 28/09/2004	16/08/2004
5-2	-0,4	1,1	11	03/08 a 28/09/2004	27/08/2004
5-3	-0,4	1,1	32	03/08 a 28/09/2004	28/09/2004
6-1	-0,2	1,3	17	29/09 a 29/10/2004	15/10/2004
6-2	-0,2	1,3	14	29/09 a 29/10/2004	29/10/2004
7-1	0,0	1,5	18	30/10/2004 a 26/01/2006	16/11/2004
7-2	0,0	1,5	35	30/10/2004 a 26/01/2006	21/12/2004
7-3	0,0	1,5	17	30/10/2004 a 26/01/2006	07/01/2005
7-4	0,0	1,5	18	30/10/2004 a 26/01/2006	25/01/2005
7-5	0,0	1,5	21	30/10/2004 a 26/01/2006	15/02/2005
7-6	0,0	1,5	160	30/10/2004 a 26/01/2006	25/07/2005
7-7	0,0	1,5	185	30/10/2004 a 26/01/2006	26/01/2006
8	-1,5 (sem NA)	0,0	71	27/01 a 07/04/2006	07/04/2006

6.6.1 Evolução dos níveis d'água nas camadas subjacentes a sub-base

O monitoramento da evolução dos níveis d'água nos solos da CFT e do subleito foi iniciado no estágio 0, sem nível d'água nos drenos. As Figuras 6.9 a 6.11 ilustram a aplicação de diferentes níveis d'água durante o período de realização do experimento.



Figura 6.9: Estágio 0 (sem NA, cota -1,5 m) no dreno a céu aberto



Figura 6.10: Alterando do estágio 2 para o estágio 3 no dreno a céu aberto



Figura 6.11: Aplicação do estágio 7 (cota 0,0 m) no dreno a céu aberto

A Figura 6.12 apresenta o dispositivo para controle do nível d'água a ser induzido no solo, estágio 1 (NA na cota -1,2 m), nesta pesquisa. A Figura 6.13 ilustra a coleta de leitura do piezômetro P3 nas pistas experimentais. O estudo utiliza o topo da CFT (cota 0,0 m) como referência para a leitura final dos piezômetros e dos medidores de nível d'água.



Figura 6.12: Dispositivo para controle do nível d'água no dreno, estágio 1 (NA na cota -1,2 m), desta pesquisa



Figura 6.13: Coleta de leitura do piezômetro P3 nas pistas experimentais desta pesquisa

A Figura 6.14 mostra as leituras obtidas em todos os piezômetros (P1, P2, P3, P4, P5 e P6) e medidores de nível d'água (M1 e M2) durante os levantamentos defletométricos. A Figura 6.15 apresenta as leituras registradas nos piezômetros (P1 e P4) e nos medidores de nível d'água (M1 e M2), instalados na condição de exposição do solo. A Figura 6.16 apresenta as

leituras registradas nos piezômetros (P2, P3, P5 e P6), instalados no interior das pistas experimentais, durante a realização dos levantamentos defletométricos.

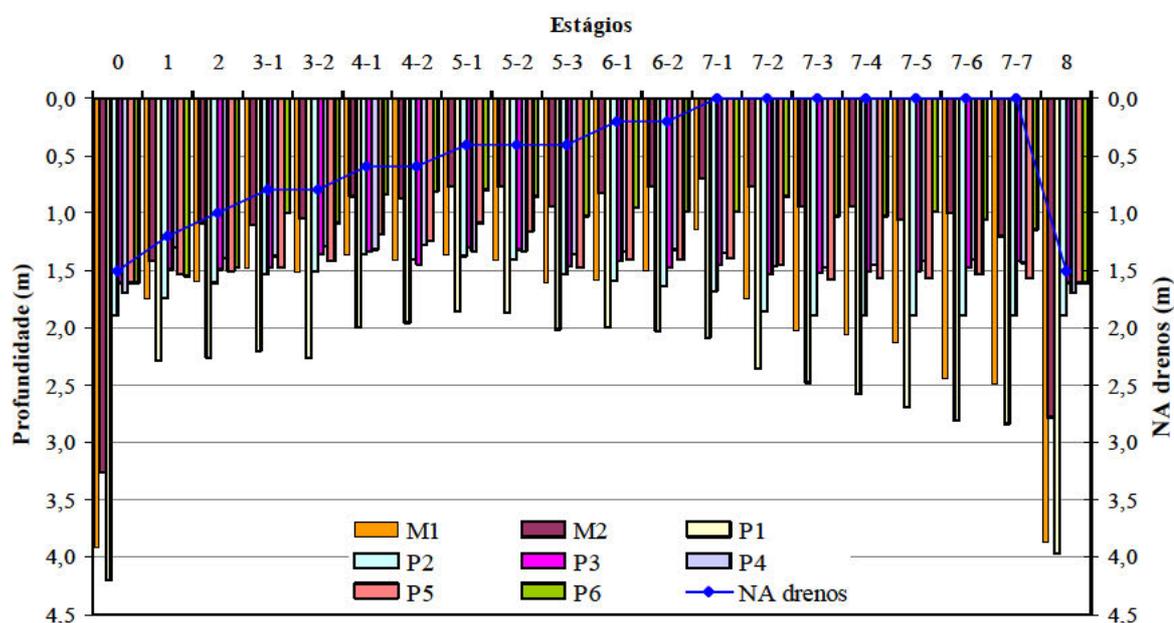


Figura 6.14: Leituras obtidas nos piezômetros e nos medidores de nível d'água durante os levantamentos defletométricos

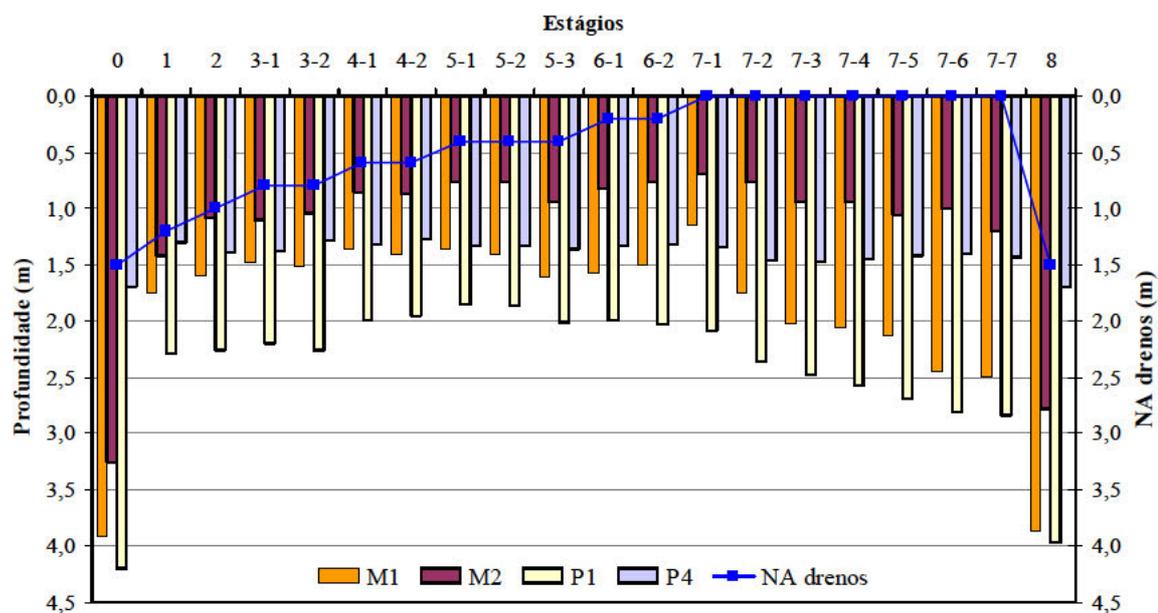


Figura 6.15: Leituras obtidas nos piezômetros e medidores, instalados na condição de exposição do solo, durante a realização dos levantamentos defletométricos

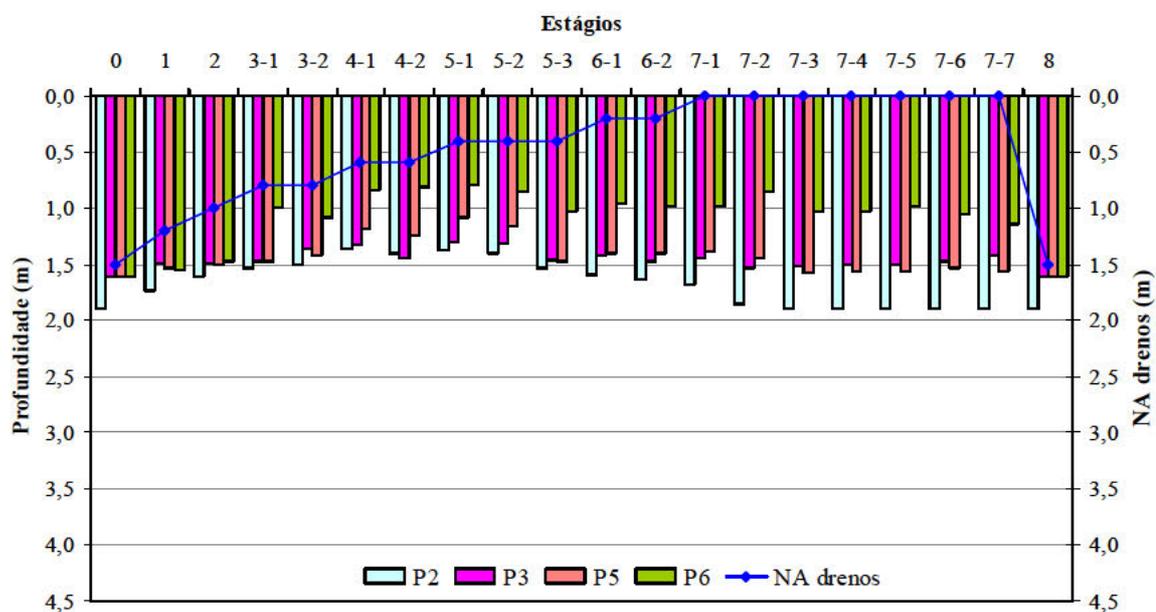


Figura 6.16: Leituras obtidas nos piezômetros, instalados no interior das pistas experimentais, durante a realização dos levantamentos defletométricos

Durante o período inicial de indução de níveis d'água no subleito das pistas experimentais, houve uma elevação do nível d'água em todos os piezômetros e medidores de nível d'água. A partir dos estágios 3-2 e 4-2 alguns piezômetros registraram redução do nível d'água, P1 e P3, respectivamente.

As Figuras 6.17 a 6.20 apresentam as leituras obtidas em cada piezômetro (P2, P3, P5 e P6), instalado no interior das pistas experimentais, durante a realização dos levantamentos defletométricos.

Os piezômetros instalados nas trilhas internas e externas das pistas experimentais apresentaram diferentes níveis d'água durante as medições das deflexões. O piezômetro P2 registrou um crescente aumento no nível d'água até atingir 1,35 m do topo da CFT, quando a lâmina de água induzida pelos drenos estava a 1,10 m. O piezômetro P3 registrou pouca altura de nível d'água em todos os estágios de indução de água. A altura máxima do nível d'água no piezômetro P3 atingiu 1,30 m do topo da CFT. O piezômetro P5 registrou a altura máxima do nível d'água a 1,10 m do topo da CFT. Observa-se no piezômetro P6 que houve uma efetiva contribuição do nível d'água induzido pelo dreno DPS 05. O piezômetro P6 foi o que registrou o nível d'água mais próximo da CFT, atingindo a altura de 0,80 m do topo da CFT.

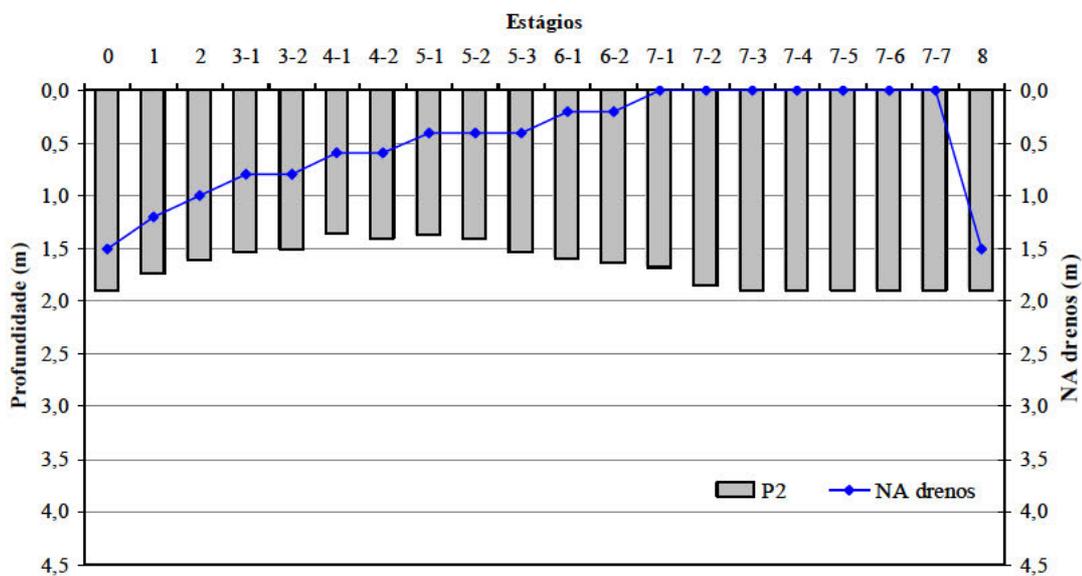


Figura 6.17: Leituras obtidas no piezômetro P2 (pista B, trilha externa) durante a realização dos levantamentos defletométricos desta pesquisa

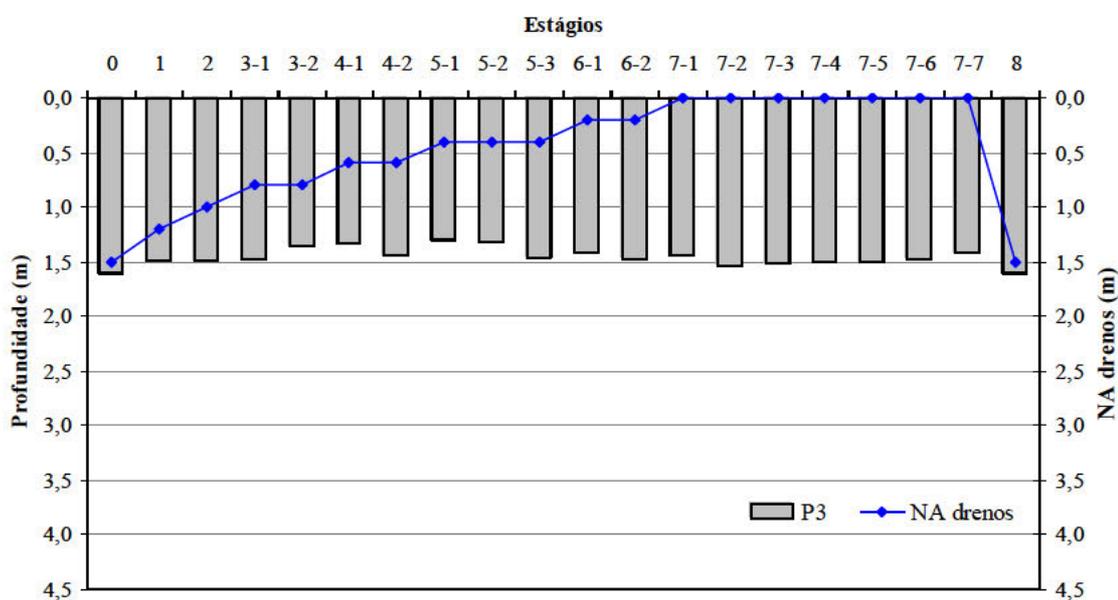


Figura 6.18: Leituras obtidas no piezômetro P3 (pista B, trilha interna) durante a realização dos levantamentos defletométricos desta pesquisa

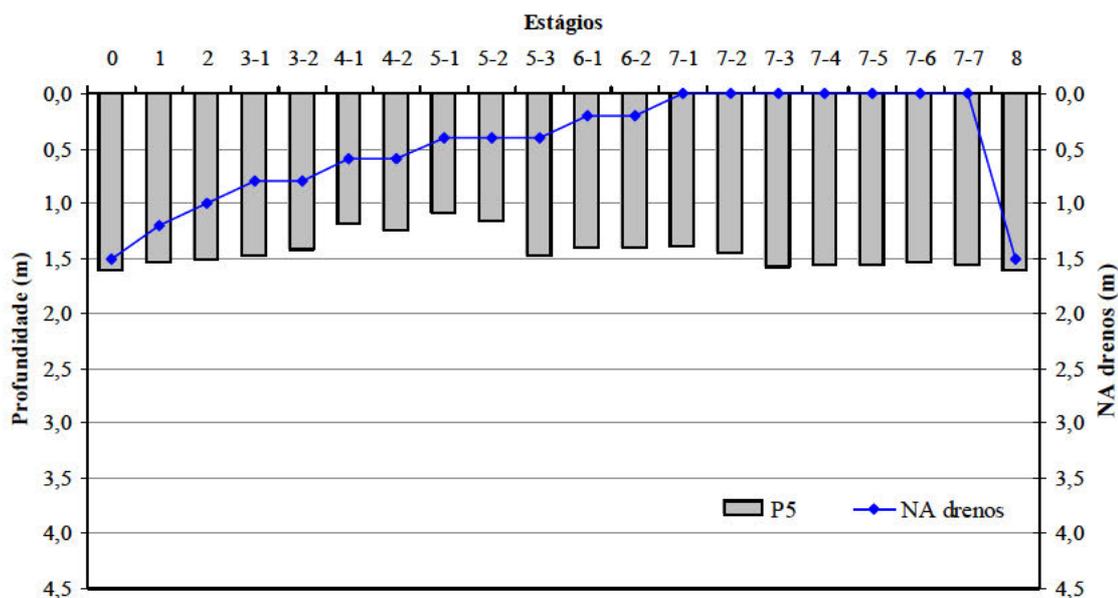


Figura 6.19: Leituras obtidas no piezômetro P5 (pista A, trilha interna) durante a realização dos levantamentos defletométricos desta pesquisa

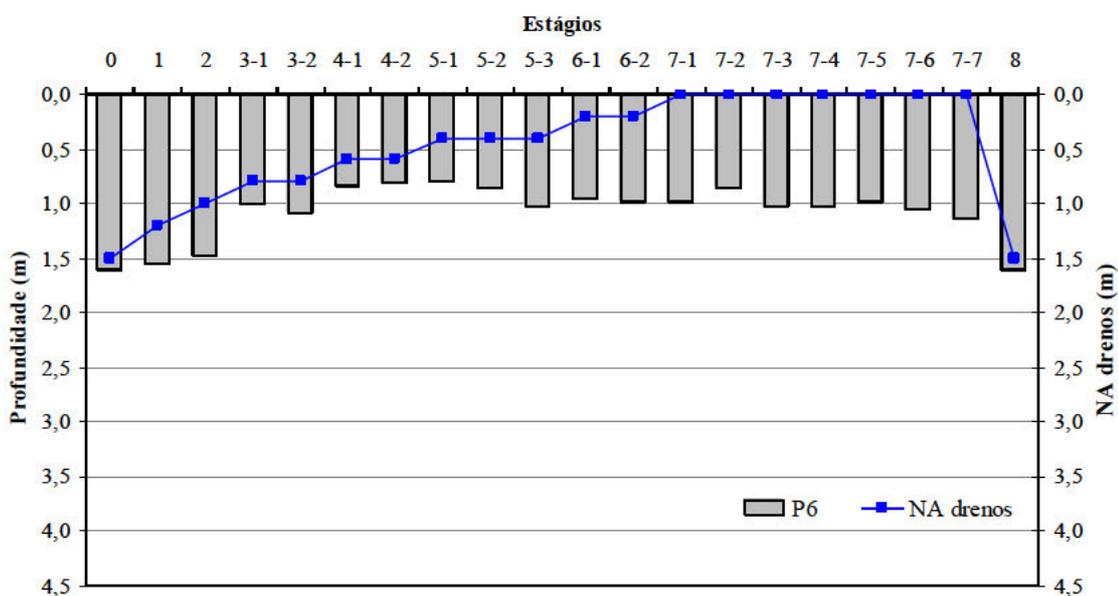


Figura 6.20: Leituras obtidas no piezômetro P6 (pista A, trilha externa) durante a realização dos levantamentos defletométricos desta pesquisa

O monitoramento do nível d'água no solo, da precipitação pluviométrica e dos estágios de indução dos níveis d'água durante o experimento são apresentados nas Figuras 6.21 a 6.28, que mostram as leituras obtidas nos medidores de nível d'água (M1 e M2) e nos piezômetros (P1, P2, P3, P4, P5 e P6).

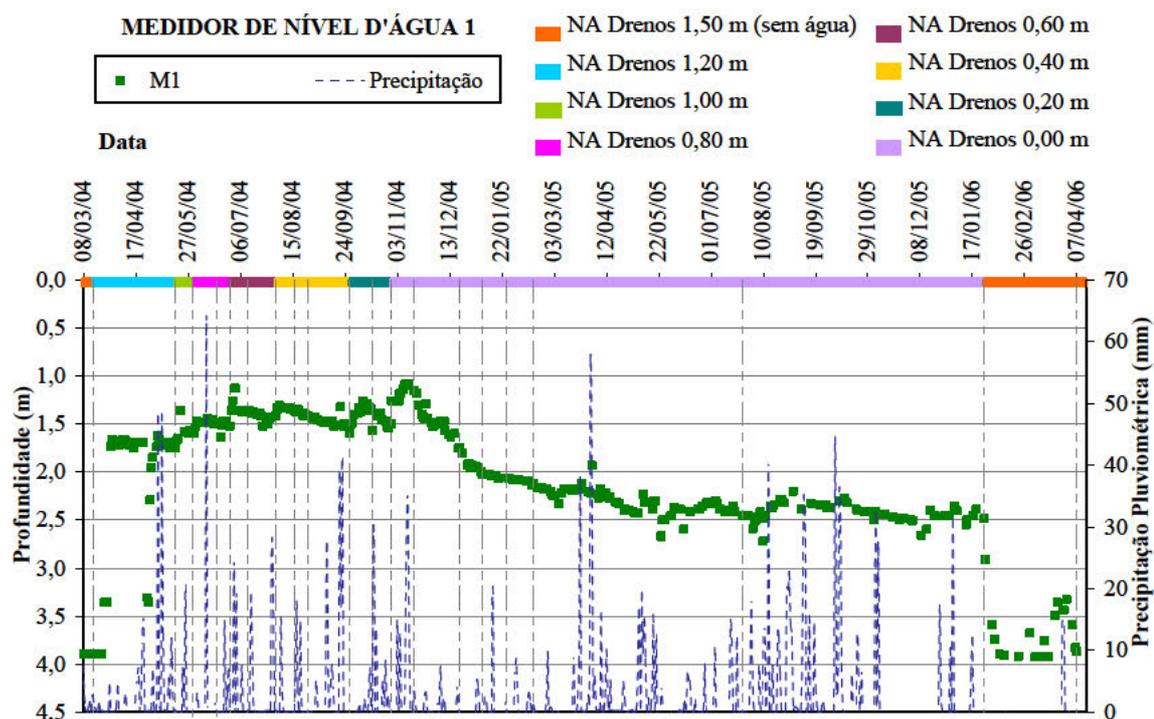


Figura 6.21: Leituras obtidas no medidor de nível d'água M1 e precipitação pluviométrica durante o período do experimento

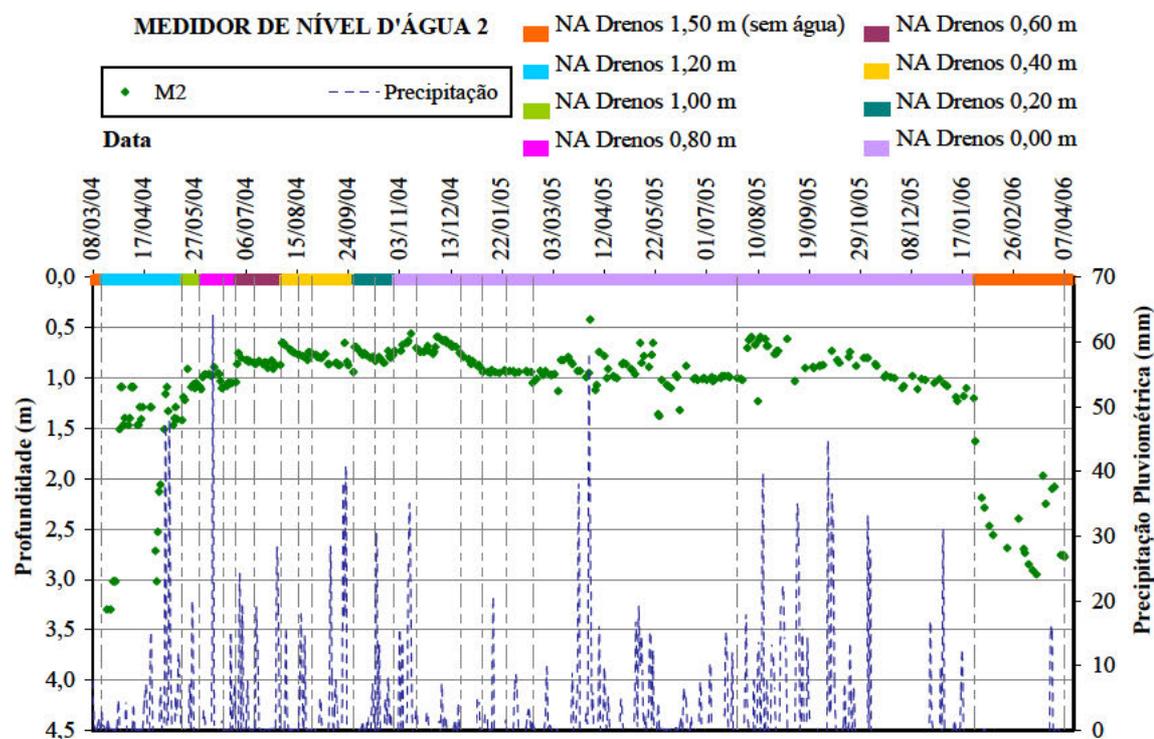


Figura 6.22: Leituras obtidas no medidor de nível d'água M2 e precipitação pluviométrica durante o período do experimento

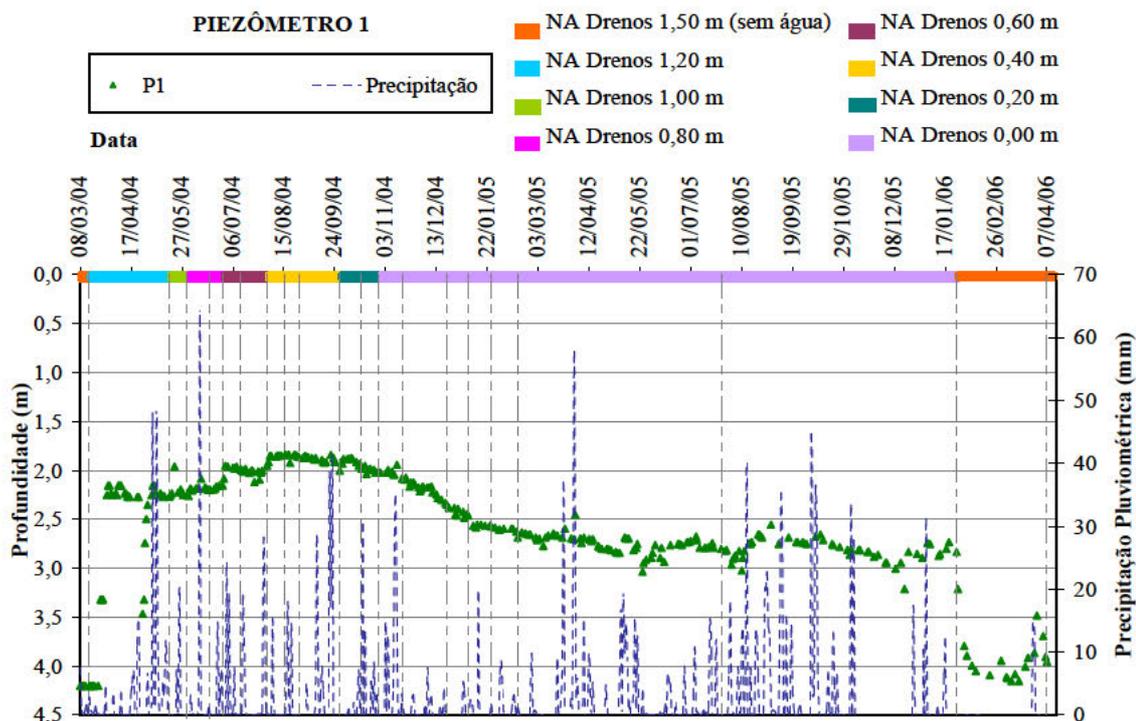


Figura 6.23: Leituras obtidas no piezômetro P1 e precipitação pluviométrica durante o período do experimento

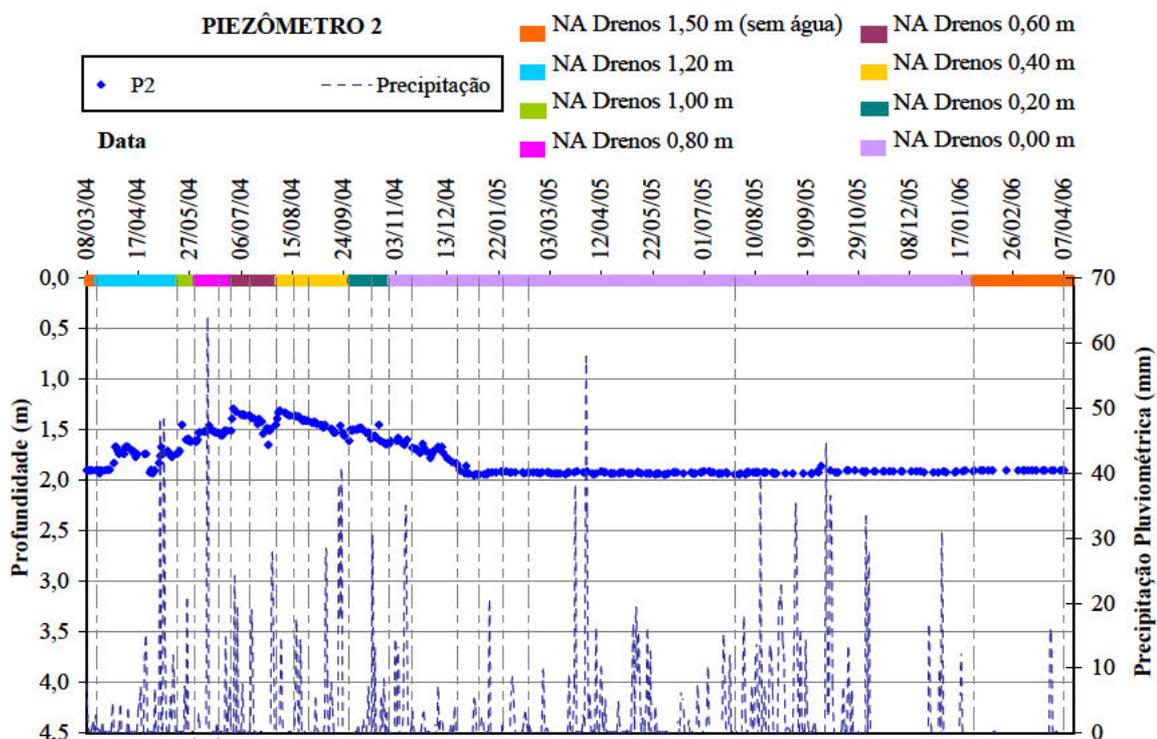


Figura 6.24: Leituras obtidas no piezômetro P2 (pista B, trilha externa) durante o período do experimento

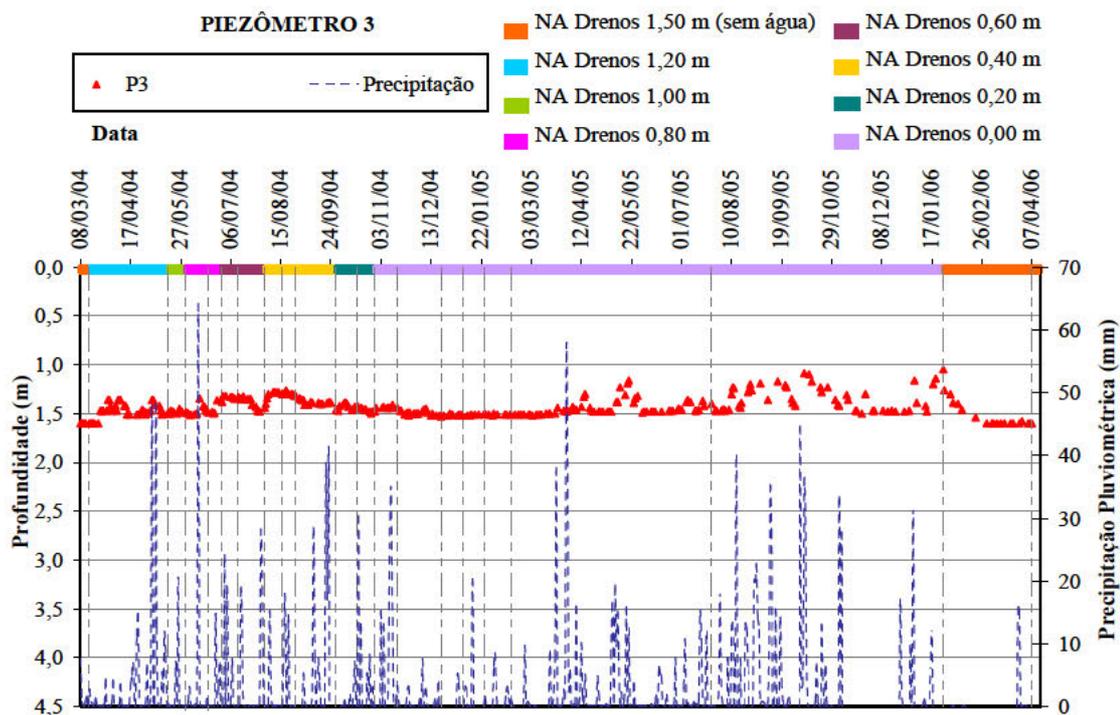


Figura 6.25: Leituras obtidas no piezômetro P3 (pista B, trilha interna) durante o período do experimento

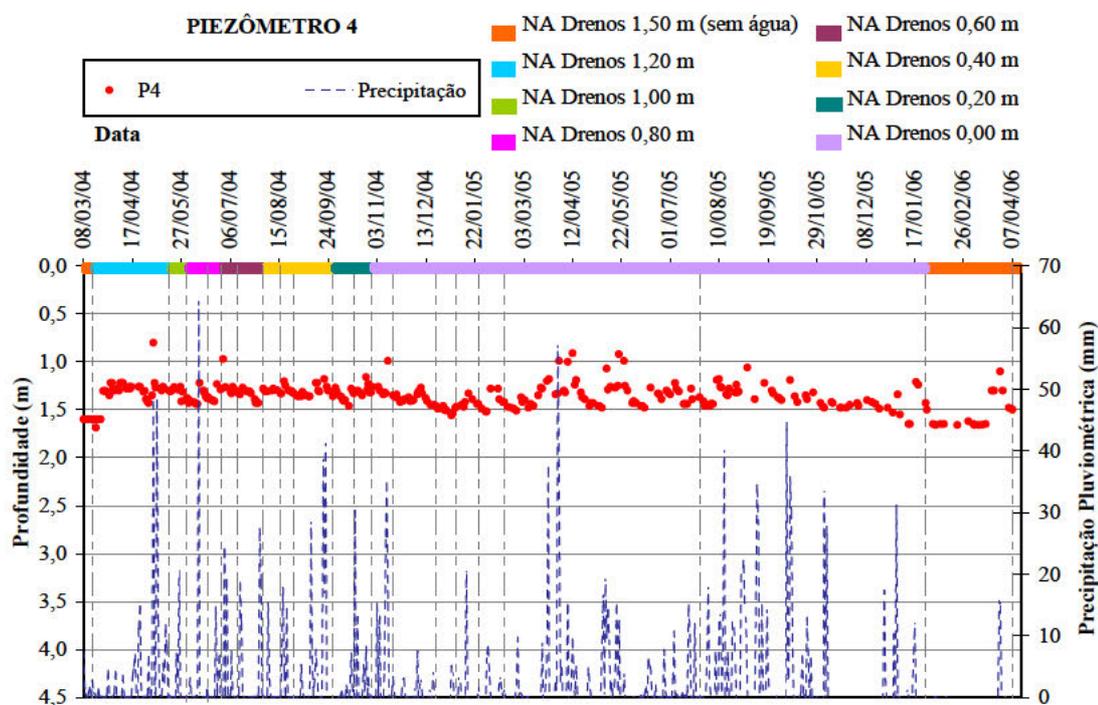


Figura 6.26: Leituras obtidas no piezômetro P4 (canteiro central) durante o período do experimento

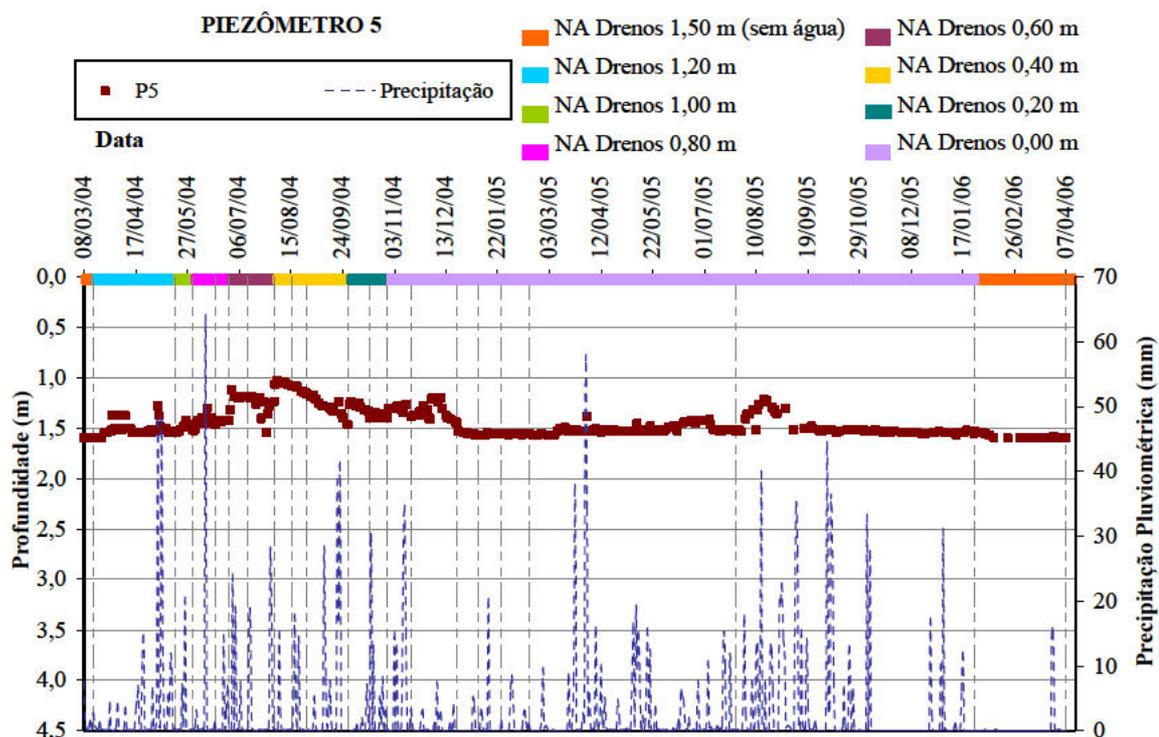


Figura 6.27: Leituras obtidas no piezômetro P5 (pista A, trilha interna) durante o período do experimento

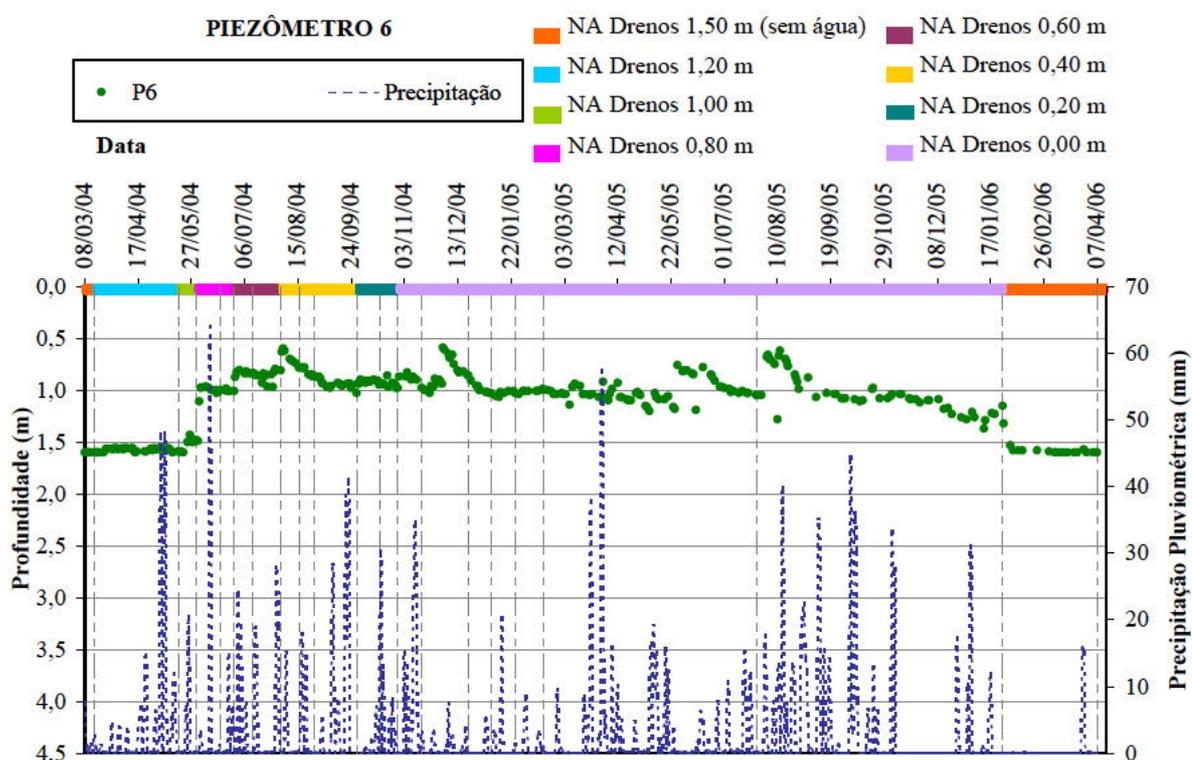


Figura 6.28: Leituras obtidas no piezômetro P6 (pista A, trilha externa) durante o período do experimento

O medidor de nível d'água M1 e o piezômetro P1 apresentaram comportamentos semelhantes, os níveis d'água medidos no M1 foram mais elevados que os obtidos pelo P1 devido ao M1 apresentar maior trecho ranhurado. O medidor de nível d'água M2, localizado próximo ao pé do talude, apresentou elevados níveis d'água durante todo o período da realização do experimento. Além de receber influência da água induzida pelo dreno convencional (DPS 05), é provável que tenha havido também a contribuição das águas provenientes da avenida localizada no topo do talude. O piezômetro P4, instalado no canteiro central, apresentou oscilação do nível d'água. Os medidores de nível d'água M1 e M2 e os piezômetros P1 e P4 receberam maior influência das precipitações pluviométricas por estarem instalados na condição de exposição do solo.

Os piezômetros instalados nas pistas experimentais (P2, P3, P5 e P6) indicam elevação do nível d'água mediante o aumento do nível d'água induzido pelos drenos. Estes piezômetros por estarem sob as camadas do pavimento receberam a contribuição das precipitações pluviométricas de forma atenuada comparados com os instrumentos na condição de exposição do solo. O piezômetro P2 apresentou níveis d'água por um período e após, mesmo o dreno induzindo a máxima altura de água no solo, não registrou mais a presença de água. O piezômetro P3 registrou um período inicial de pequenos aumentos de nível d'água e, após um período sem registro de nível d'água, voltou a apresentar nível d'água. O piezômetro P5 registrou variação de nível d'água e após passou por um período com reduzido nível d'água. O piezômetro P6 apresentou a maior elevação do nível d'água durante todo o período experimental.

A Figura 6.29 mostra o desenho esquemático dos níveis d'água nos drenos e nas pistas durante o experimento. Observa-se que os níveis d'água induzidos nos estágios 5, 6 e 7 provocaram uma elevação nos níveis de água no solo durante o período inicial de indução e, decorrido algum tempo, ocorre uma redução destes níveis. O estágio 5 foi o que induziu o nível d'água mais elevado no solo.

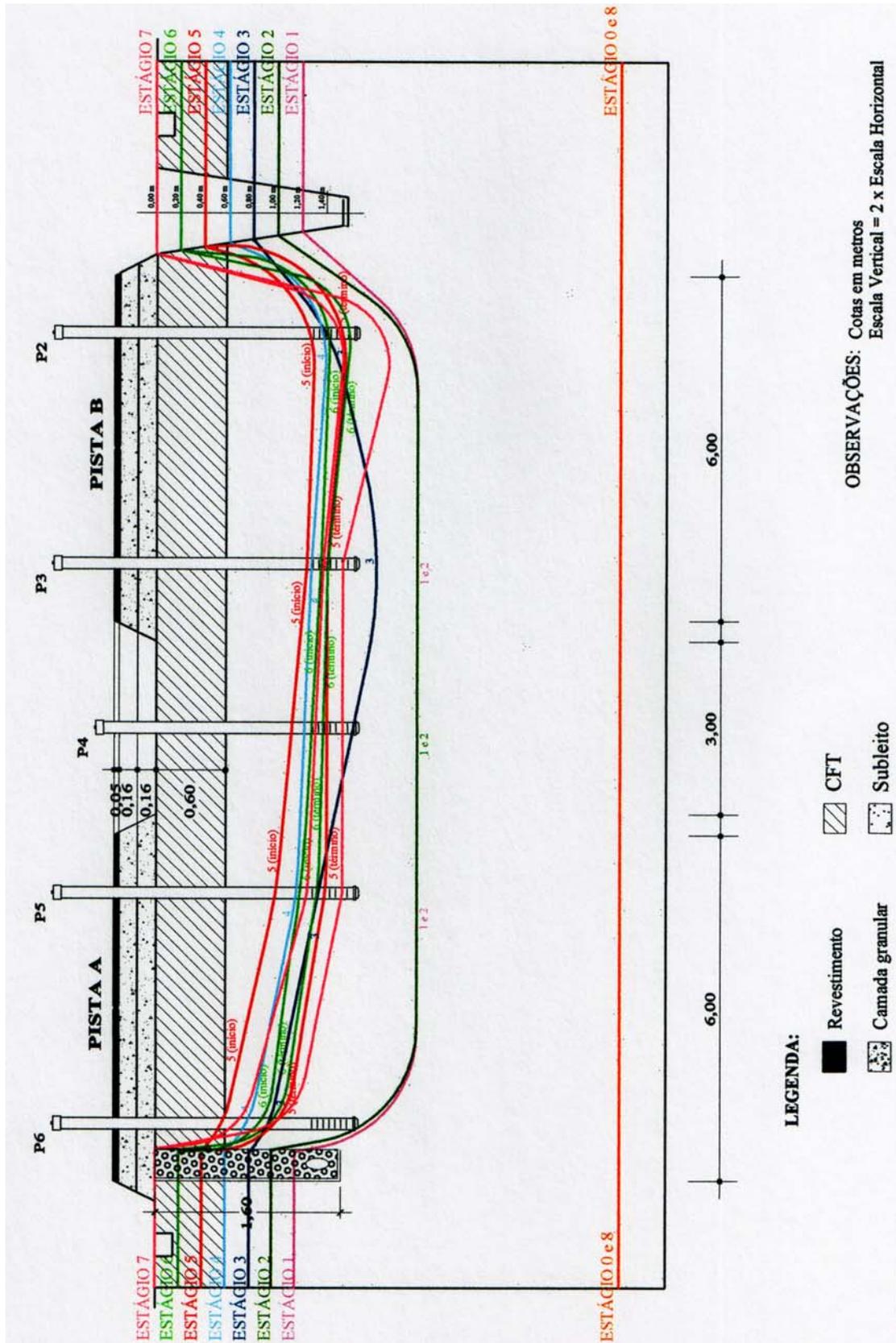


Figura 6.29: Desenho esquemático dos níveis d'água nos drenos e nas pistas durante o experimento

6.6.2 Evolução das sucções nas camadas subjacentes a sub-base

As sucções nas pistas experimentais foram determinadas, usando como referência o topo da camada final de terraplenagem (cota 0,0 m), em três profundidades:

- a 0,30 m, na altura média da camada final de terraplenagem (CFT);
- a 0,60 m, na interface entre a CFT e o subleito;
- a 1,00 m, no subleito.

A partir do estágio 0, sem nível d'água nos drenos, teve início o monitoramento das sucções obtidas a partir de leitura manuais nos tensiômetros com manômetro de mercúrio e com manômetro a vácuo.

A Figura 6.30 mostra o tensiômetro com manômetro de mercúrio instalado na pista experimental. A Figura 6.31 ilustra a realização da leitura das medidas no tensiômetro com manômetro de mercúrio. A manutenção no tensiômetro com manômetro de mercúrio na pista experimental é mostrada na Figura 6.32, que consiste em fazer circular água desaerada na mangueira para retirar as bolhas de ar.



Figura 6.30: Tensiômetro com manômetro de mercúrio instalado na pista experimental



Figura 6.31: Leitura das medidas no tensiômetro com manômetro de mercúrio no experimento desta pesquisa



Figura 6.32: Manutenção no tensiômetro com manômetro de mercúrio na pista experimental desta pesquisa

As Figuras 6.33 a 6.35 apresentam as sucções obtidas através dos tensiômetros (T1, T2, T4, T5, T6, T7, T8, T9, T10, T11, T12 e T13), posicionados nas profundidades de 1,00 m, 0,30 m e 0,60 m, nas datas em que foram realizados os levantamentos defletométricos.

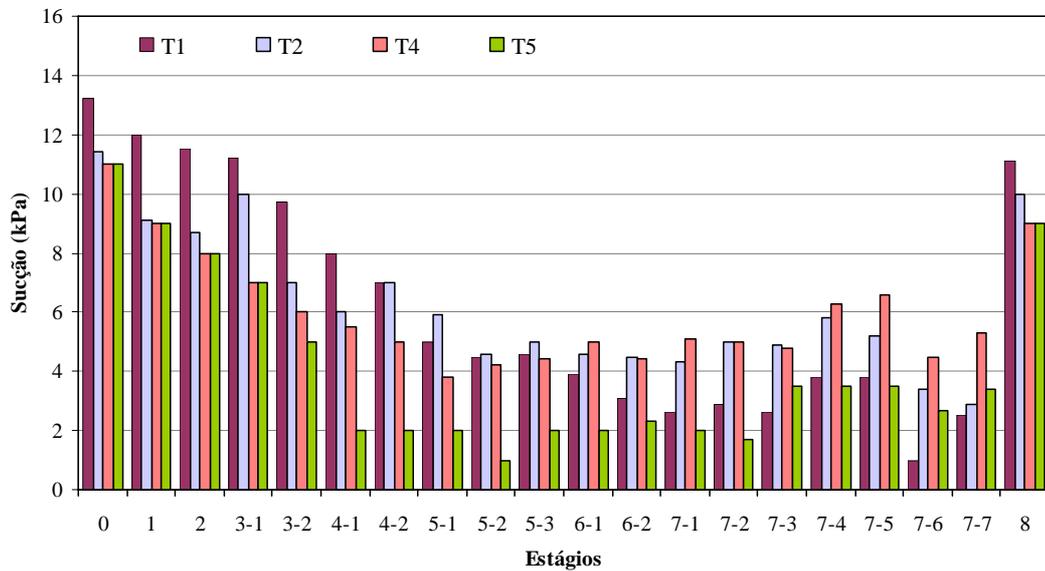


Figura 6.33: Sucções obtidas nos tensiômetros T1, T2, T4 e T5 (1,00 m de profundidade) durante a realização dos levantamentos defletométricos

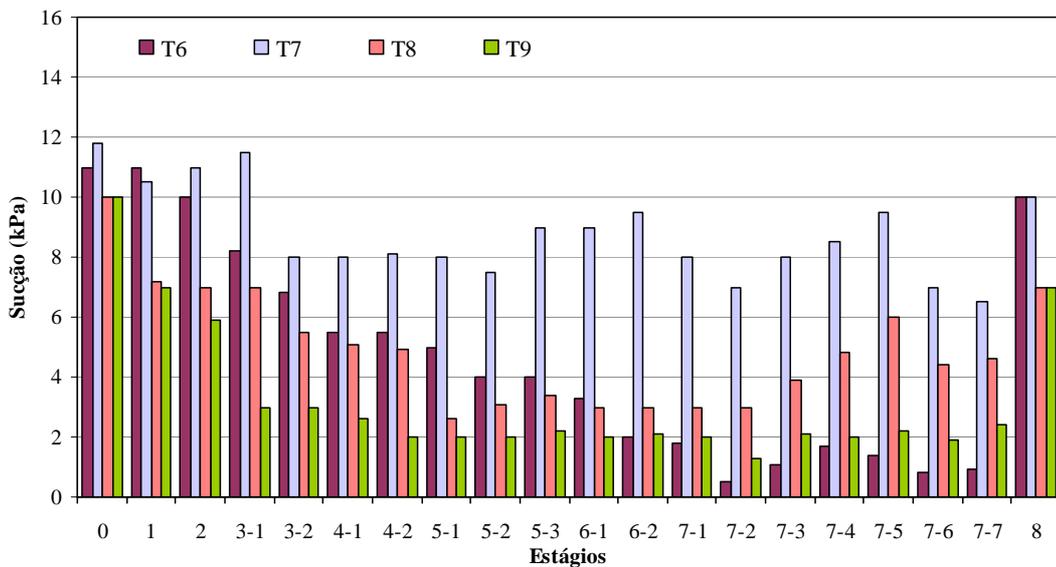


Figura 6.34: Sucções obtidas nos tensiômetros T6, T7, T8 e T9 (0,30 m de profundidade) durante a realização dos levantamentos defletométricos

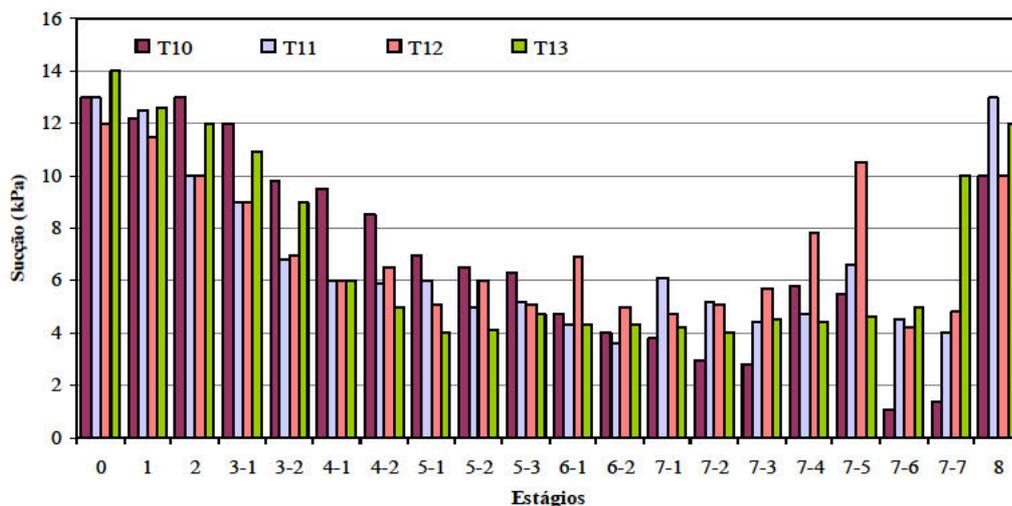


Figura 6.35: Sucções obtidas nos tensiômetros T10, T11, T12 e T13 (0,60 m de profundidade) durante a realização dos levantamentos defletométricos

Os valores das sucções obtidas nas pistas experimentais foram baixos, variaram de 1 kPa a 14 kPa. O tensiômetro com manômetro a vácuo (T7) apresentou os mais elevados valores de sucção, relativamente com variação de 6,5 kPa a 11,8 kPa.

O monitoramento da sucção, da precipitação pluviométrica e dos estágios de indução dos níveis d'água durante o experimento são apresentados nas Figuras 6.36 a 6.48, que mostram as leituras obtidas nos tensiômetros (T1 a T13) durante o período do experimento.

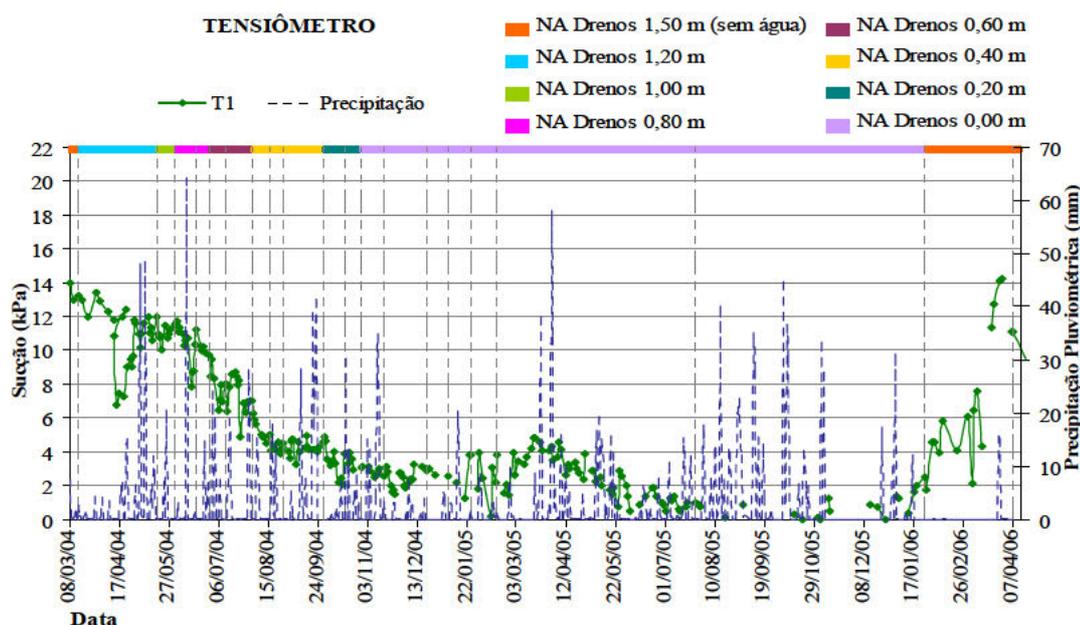


Figura 6.36: Leituras obtidas no tensiômetro T1 (profundidade de 1,00 m, na trilha externa da pista B) durante o período do experimento

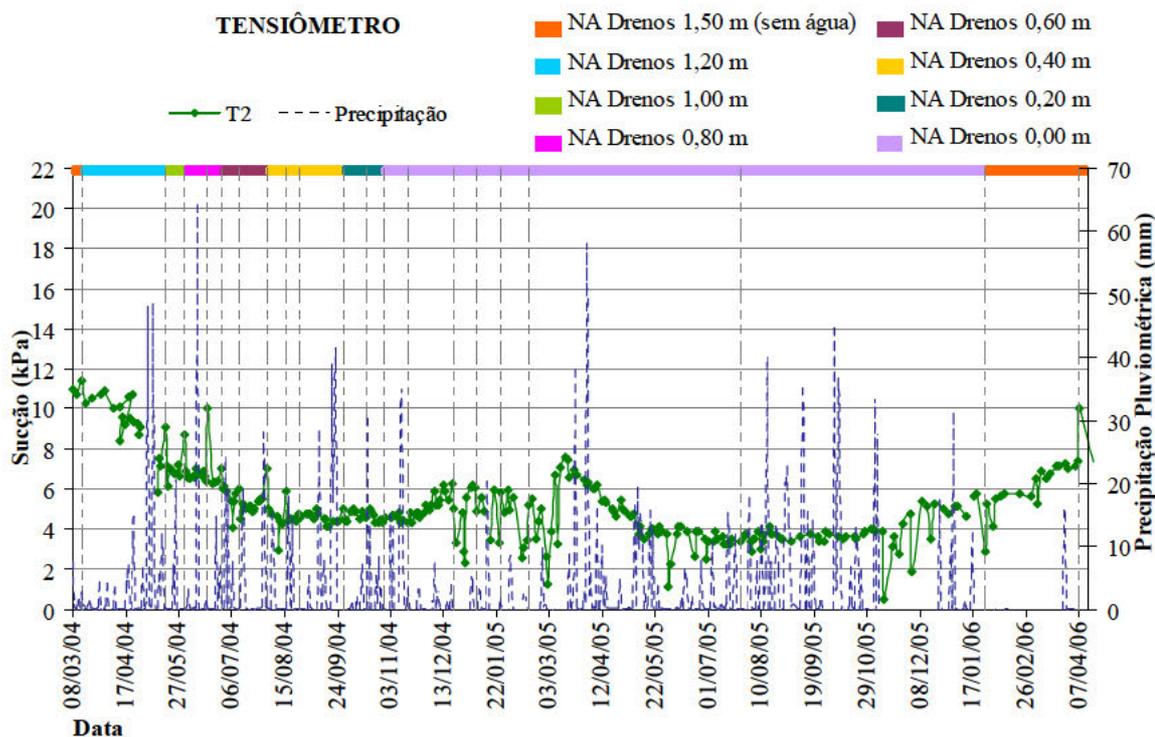


Figura 6.37: Leituras obtidas no tensiômetro T2 (profundidade de 1,00 m, na trilha interna da pista B) durante o período do experimento

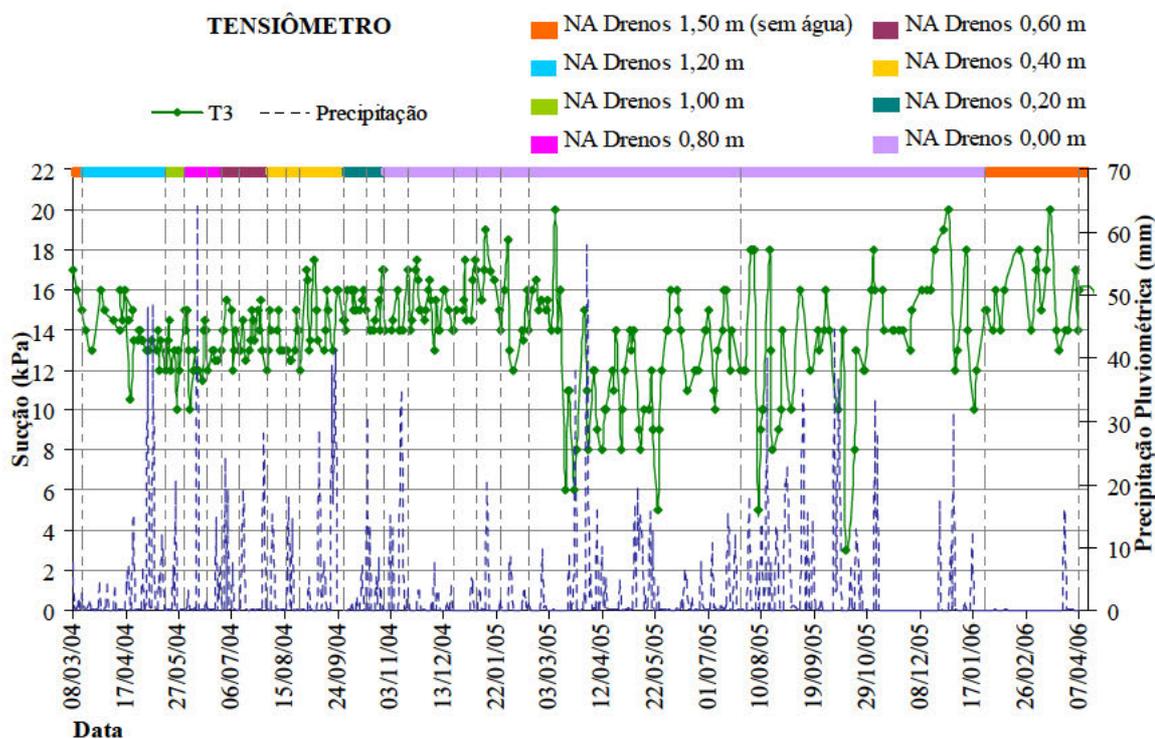


Figura 6.38: Leituras obtidas no tensiômetro T3 (profundidade de 1,00 m, no canteiro central) durante o período do experimento

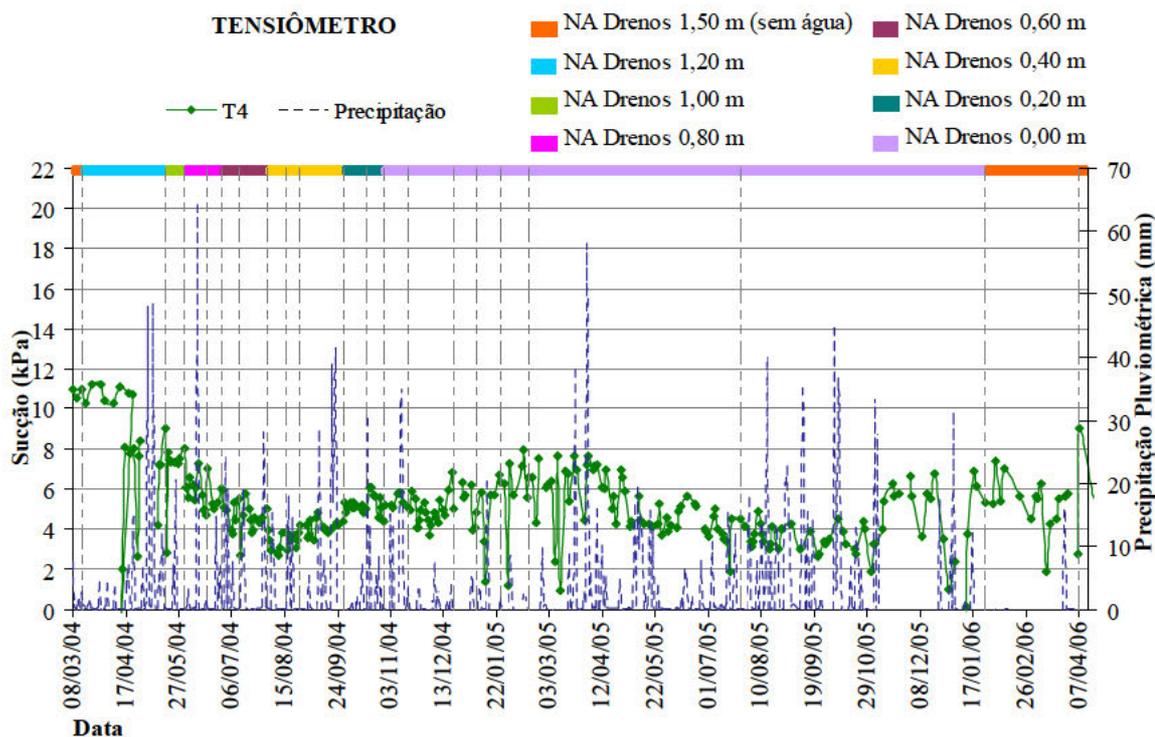


Figura 6.39: Leituras obtidas no tensiômetro T4 (profundidade de 1,00 m, na trilha interna da pista A) durante o período do experimento

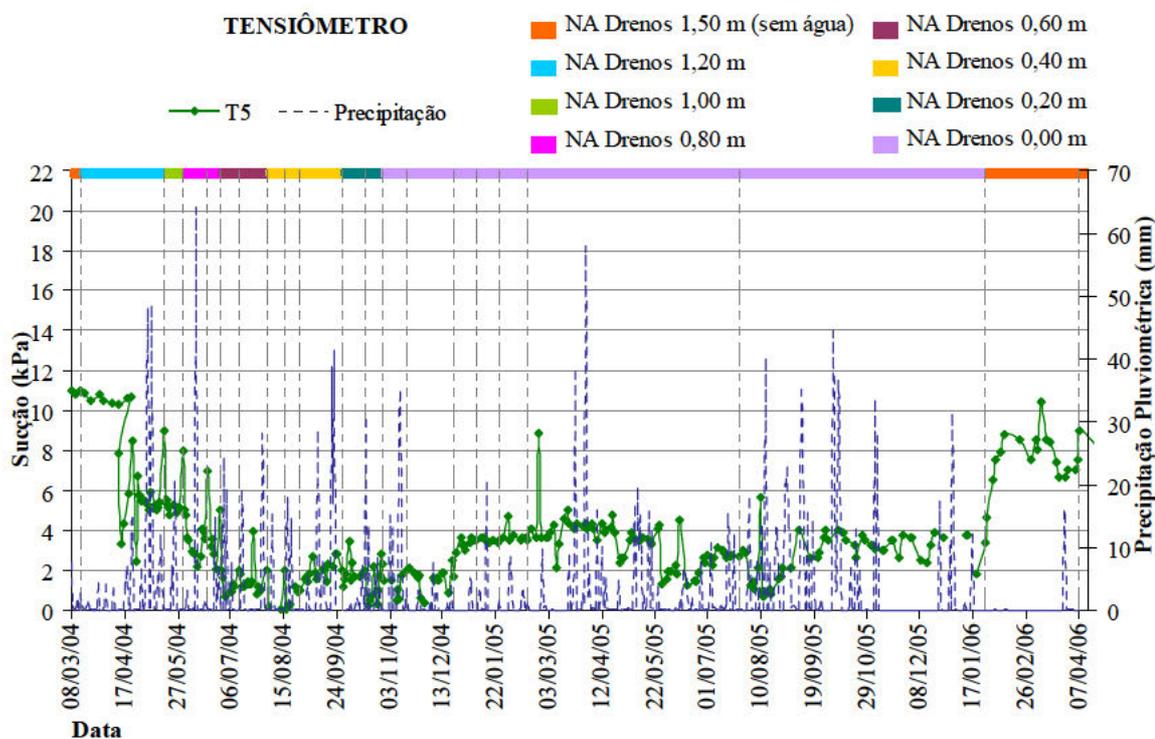


Figura 6.40: Leituras obtidas no tensiômetro T5 (profundidade de 1,00 m, na trilha externa da pista A) durante o período do experimento

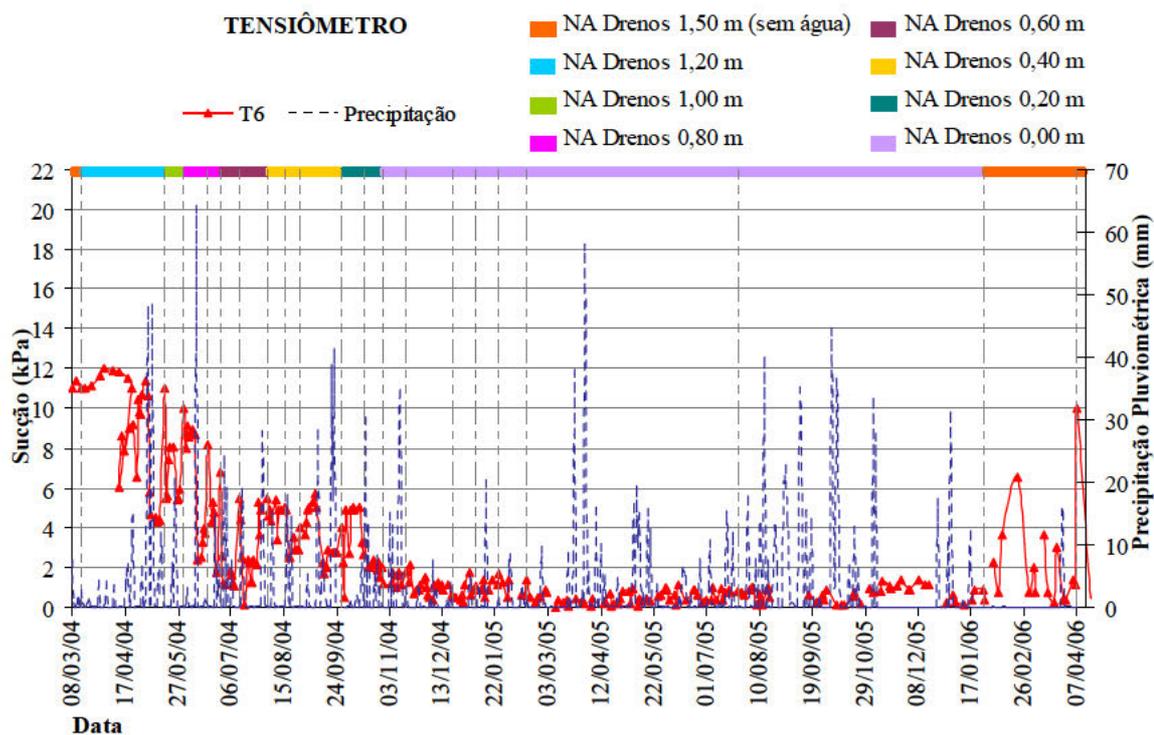


Figura 6.41: Leituras obtidas no tensiômetro T6 (profundidade de 0,30 m, na trilha externa da pista B) durante o período do experimento

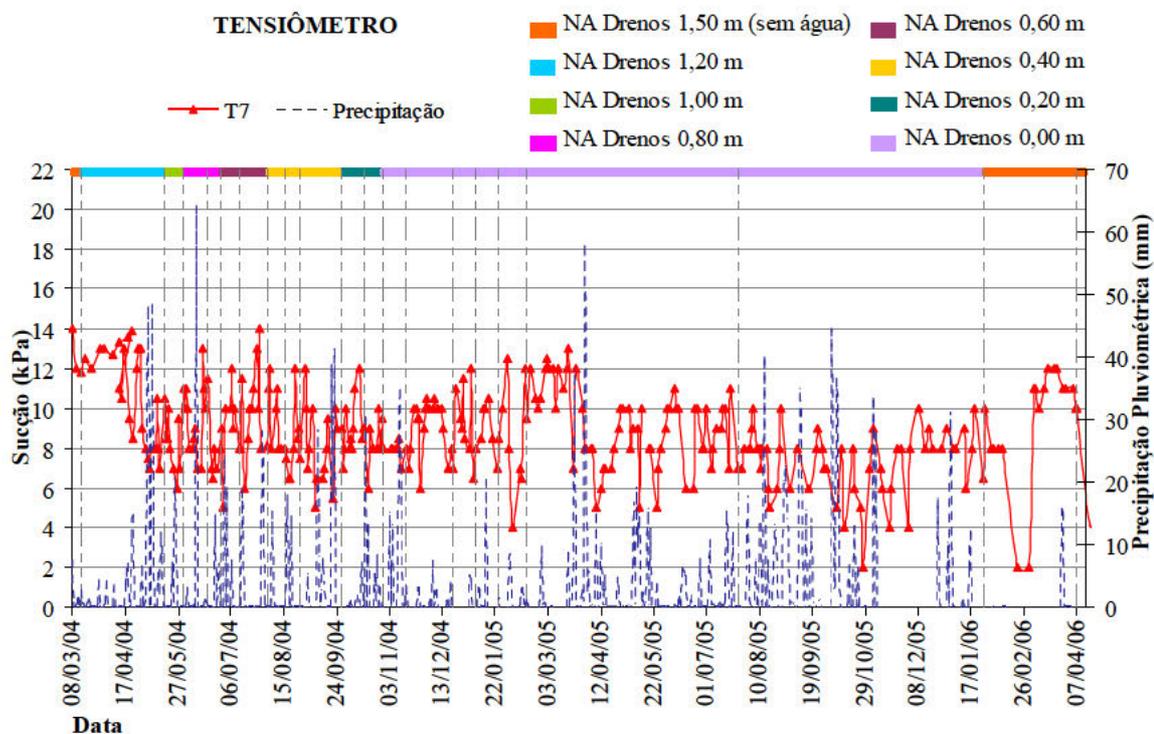


Figura 6.42: Leituras obtidas no tensiômetro T7 (profundidade de 0,30 m, na trilha interna da pista B) durante o período do experimento

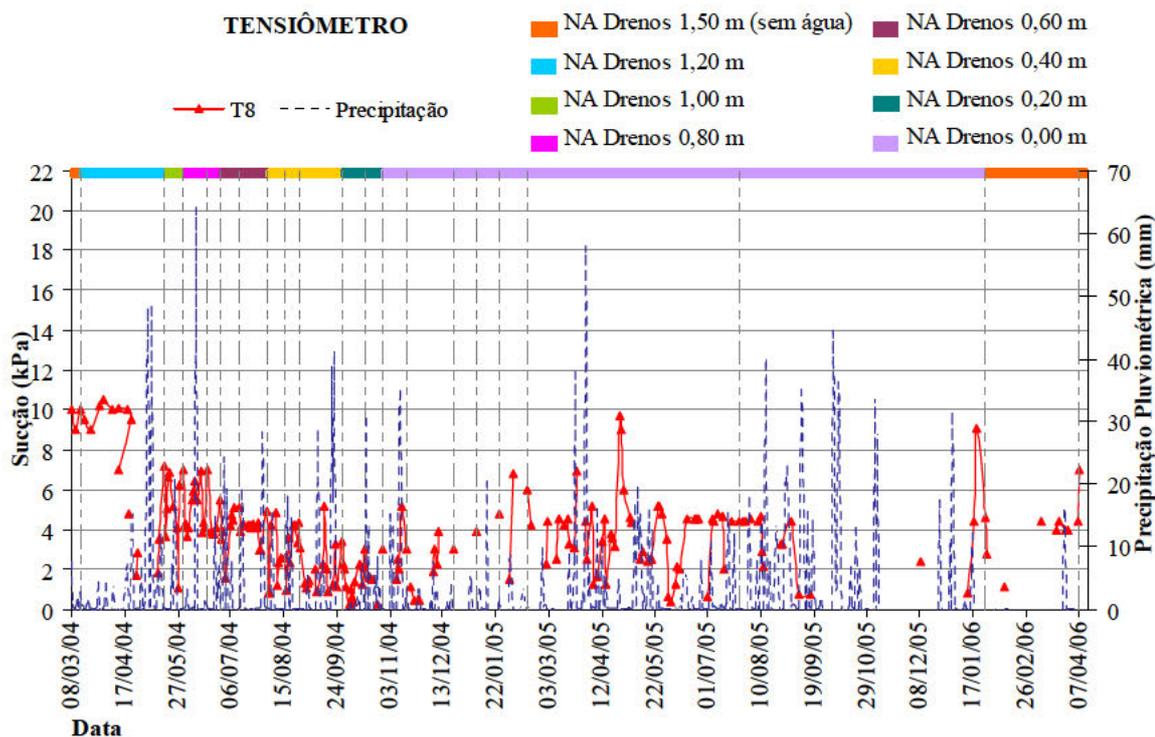


Figura 6.43: Leituras obtidas no tensiômetro T8 (profundidade de 0,30 m, na trilha interna da pista A) durante o período do experimento

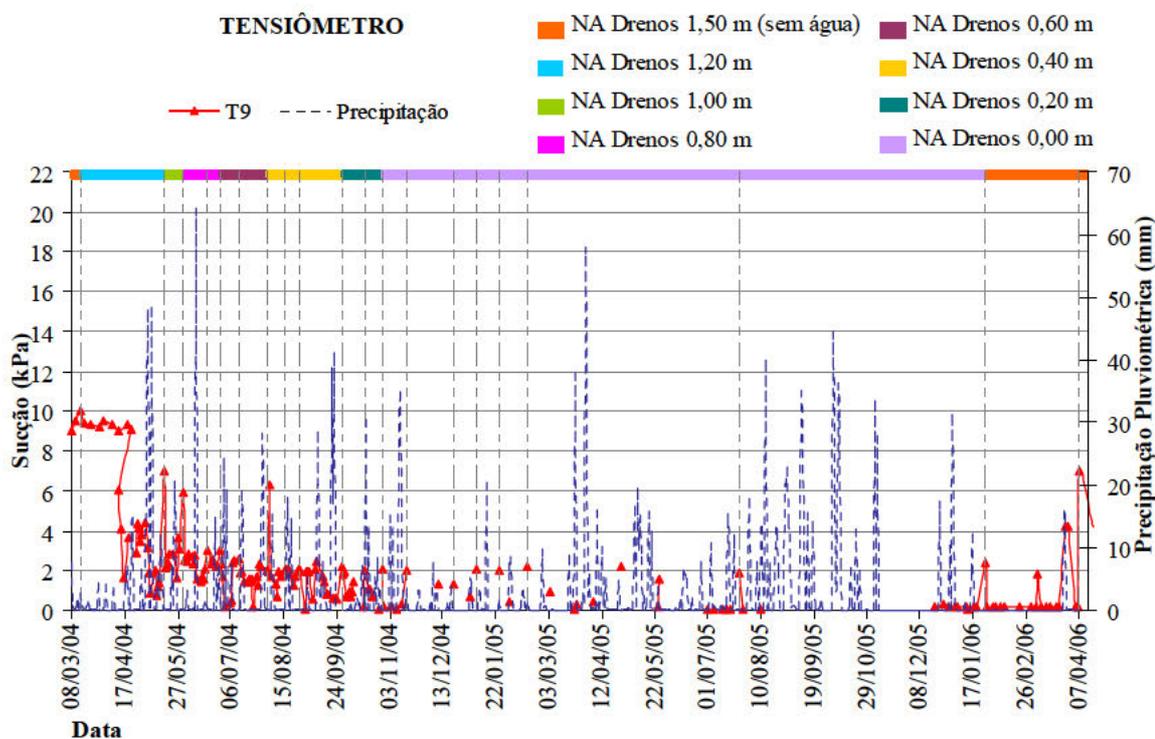


Figura 6.44: Leituras obtidas no tensiômetro T9 (profundidade de 0,30 m, na trilha externa da pista A) durante o período do experimento

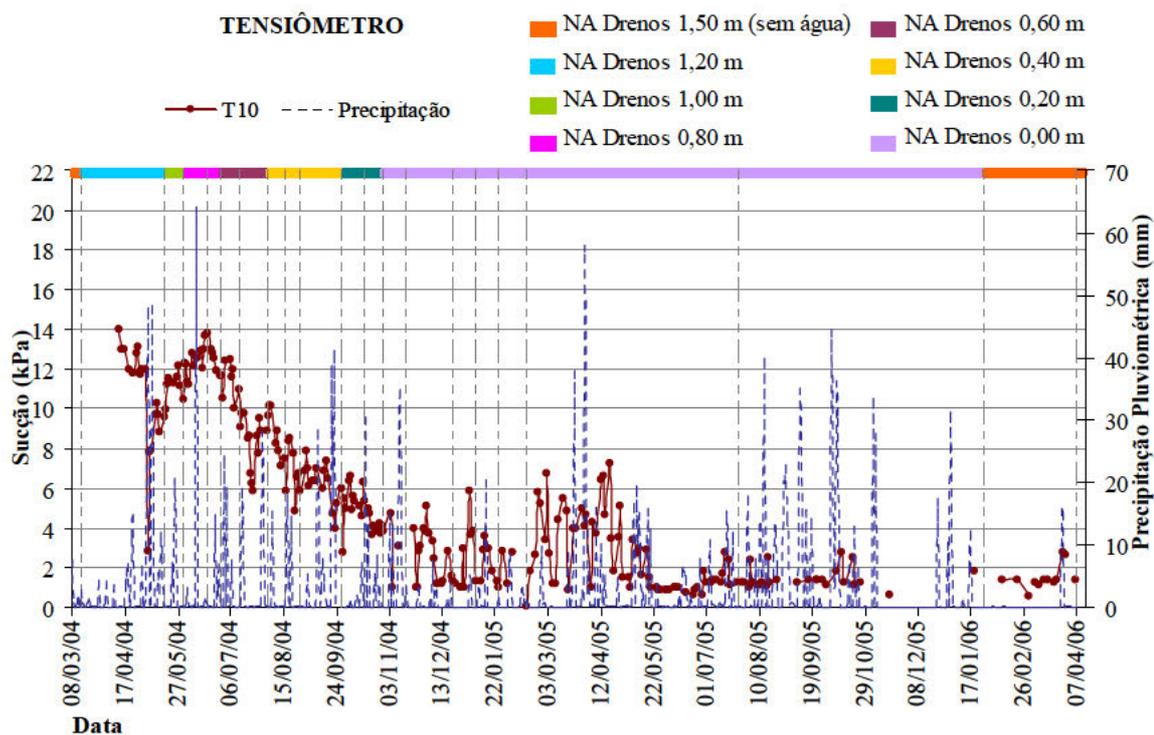


Figura 6.45: Leituras obtidas no tensiômetro T10 (profundidade de 0,60 m, na trilha externa da pista B) durante o período do experimento

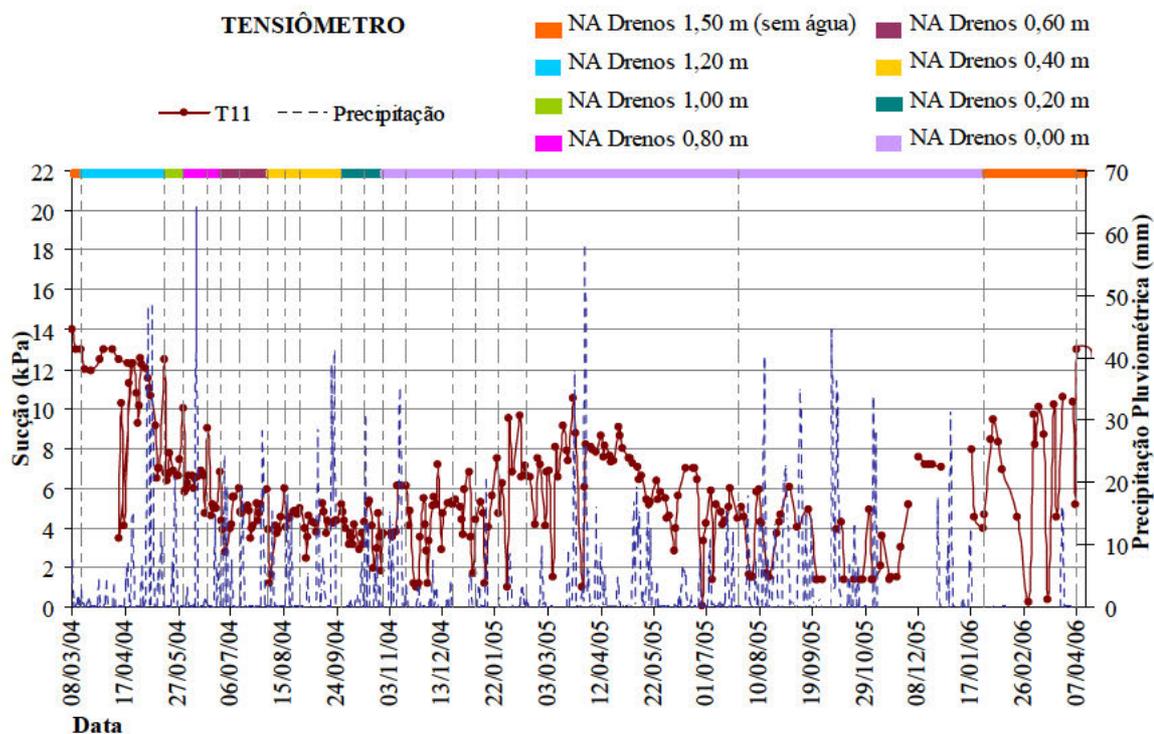


Figura 6.46: Leituras obtidas no tensiômetro T11 (profundidade de 0,60 m, na trilha interna da pista B) durante o período do experimento

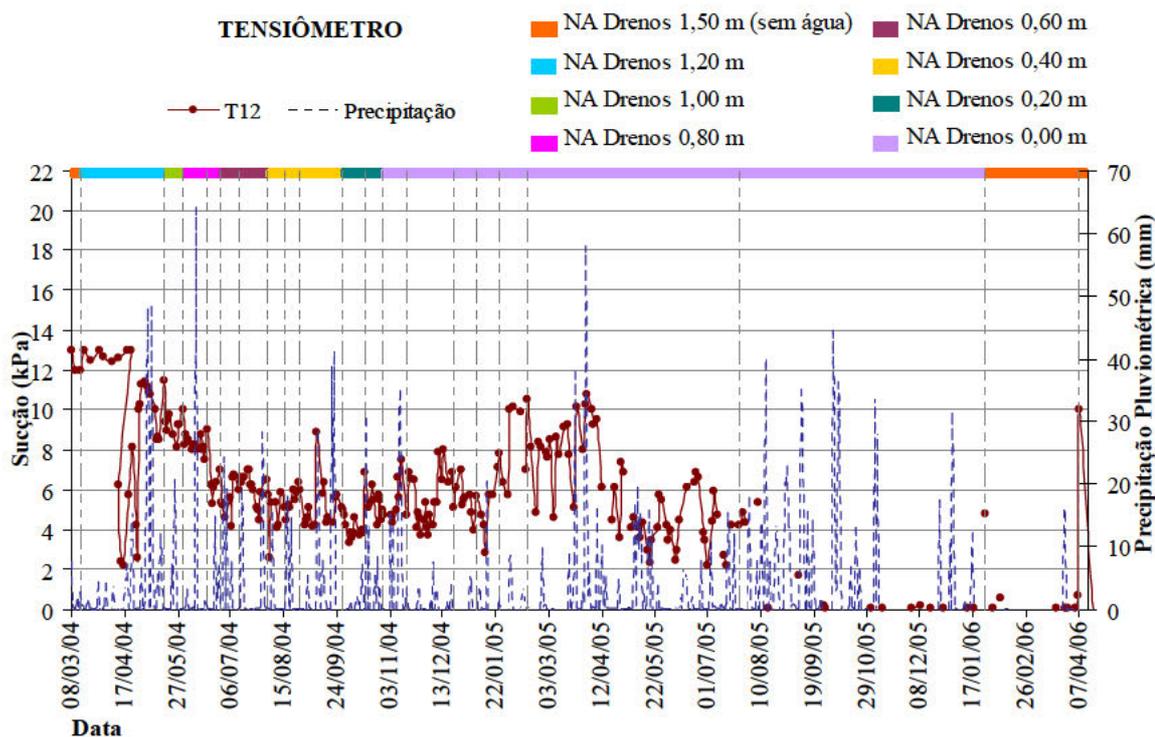


Figura 6.47: Leituras obtidas no tensiômetro T12 (profundidade de 0,60 m, na trilha interna da pista A) durante o período do experimento

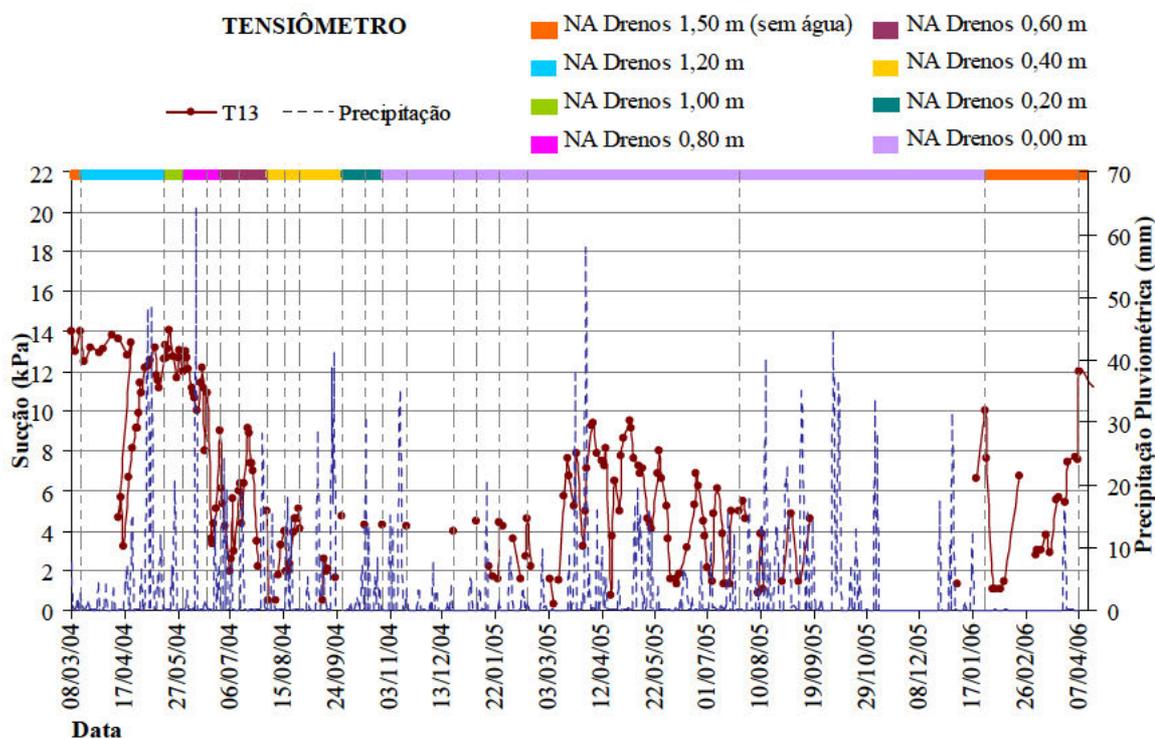


Figura 6.48: Leituras obtidas no tensiômetro T13 (profundidade de 0,60 m, na trilha externa da pista A) durante o período do experimento

Os tensiômetros com manômetro de mercúrio indicam menores valores das sucções provocadas pela indução de níveis d'água nos drenos. A presença de bolhas de ar no sistema de medição dos tensiômetros inviabilizou a obtenção das leituras durante alguns períodos. Os tensiômetros com manômetro a vácuo (T3 e T7) apresentaram muita variabilidade nos valores das sucções. O tensiômetro T3, instalado no canteiro central, recebeu maior interferência das precipitações pluviométricas por estar na condição de exposição do solo.

6.6.3 Evolução dos levantamentos defletométricos

Os levantamentos defletométricos foram realizados com a viga Benkelman nas trilhas externas e internas da pista A e da pista B. No período de ensaios, a viga eletrônica apresentou problemas de funcionamento e de manutenção e assim não foi considerada nesta pesquisa.

Durante o levantamento defletométrico foram registradas as temperaturas do ar e do revestimento do asfáltico. As propriedades do concreto asfáltico são dependentes da temperatura. As deflexões lidas foram corrigidas quanto à temperatura para possibilitar a comparação dos resultados. É necessário realizar a correção das deflexões para diferentes temperaturas fixando uma temperatura de referência.

Nesta pesquisa a correção das medidas de deflexão foi realizada através de um gráfico apresentado no guia da AASHTO (1993), que fornece coeficientes que ajustam a deflexão medida para deflexões a temperatura de 20°C. O estudo da AASHTO (1993) utilizou uma série de espessuras de revestimentos asfálticos, com dados de deflexão medidos na faixa de temperatura da superfície do pavimento entre 0°C e 50°C.

A equação para o cálculo da deflexão corrigida foi obtida por regressão linear dos pontos do gráfico da AASHTO (1993), para a espessura de camada asfáltica estudada, como mostra a Figura 6.49.

Nos estágios iniciais (estágios 0, 1 e 2) e no último estágio (estágio 8) foram realizados somente um levantamento defletométrico em cada. Nos demais estágios foram executados dois ou mais levantamentos defletométricos. As medições de deflexões é um procedimento muito utilizado em pavimentos por ser um indicativo de elasticidade da estrutura.

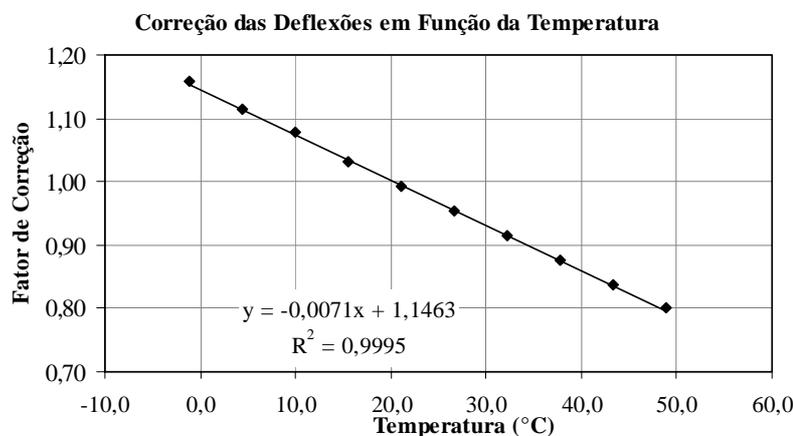


Figura 6.49: Fatores de correção para o revestimento asfáltico pela AASHTO (1993)

Em cada levantamento foram medidas as deflexões nas seções S3, S6, S9, S12 e S15, totalizando cinco pontos por trilha, e com esses valores calcularam-se as deflexões características (média + desvio padrão). As Tabelas 6.4 e 6.5 apresentam a deflexão característica, a média e o desvio padrão e os estágios de indução de diferentes níveis d'água no solo através dos drenos.

Tabela 6.4: Deflexão característica, média e desvio padrão na pista A desta pesquisa

Estágio	NA drenos (m)	Pista A - Trilha externa			Pista A - Trilha interna		
		Deflexão característica (10 ⁻² mm)	Média (10 ⁻² mm)	Desvio padrão (%)	Deflexão característica (10 ⁻² mm)	Média (10 ⁻² mm)	Desvio padrão (%)
0	1,5 (sem água)	40	34	6	49	40	9
1	1,2	63	54	9	51	43	8
2	1,0	60	51	9	61	53	8
3-1	0,8	58	50	8	54	43	11
3-2	0,8	65	56	9	54	43	11
4-1	0,6	59	50	9	55	47	8
4-2	0,6	63	54	9	59	48	11
5-1	0,4	56	48	8	54	48	6
5-2	0,4	60	52	8	49	40	9
5-3	0,4	62	52	10	41	39	2
6-1	0,2	56	45	11	44	40	4
6-2	0,2	61	49	12	53	41	12

Tabela 6.4: Deflexão característica, média e desvio padrão na pista A (continuação)

Estágio	NA drenos (m)	Pista A - Trilha externa			Pista A - Trilha interna		
		Deflexão característica (10 ⁻² mm)	Média (10 ⁻² mm)	Desvio padrão (%)	Deflexão característica (10 ⁻² mm)	Média (10 ⁻² mm)	Desvio padrão (%)
7-1	0,0	60	50	10	56	43	13
7-2	0,0	61	53	8	55	49	6
7-3	0,0	67	56	11	49	42	7
7-4	0,0	63	53	10	56	48	8
7-5	0,0	63	53	10	49	43	6
7-6	0,0	60	52	8	32	20	12
7-7	0,0	72	56	8	61	51	10
8	1,5 (sem água)	54	45	9	50	39	11

Tabela 6.5: Deflexão característica, média e desvio padrão na pista B desta pesquisa

Estágio	NA drenos (m)	Pista B - Trilha externa			Pista B - Trilha interna		
		Deflexão característica (10 ⁻² mm)	Média (10 ⁻² mm)	Desvio padrão (%)	Deflexão característica (10 ⁻² mm)	Média (10 ⁻² mm)	Desvio padrão (%)
0	1,5 (sem água)	44	41	3	48	42	6
1	1,2	42	40	2	51	45	6
2	1,0	57	53	4	59	50	9
3-1	0,8	50	41	9	54	49	5
3-2	0,8	61	55	6	60	55	5
4-1	0,6	58	54	4	56	49	7
4-2	0,6	55	52	3	59	55	4
5-1	0,4	58	50	8	51	46	5
5-2	0,4	53	43	10	54	44	10
5-3	0,4	49	44	5	55	50	5
6-1	0,2	51	47	4	51	49	2
6-2	0,2	56	51	5	48	45	3
7-1	0,0	48	45	3	48	44	4
7-2	0,0	63	57	6	54	50	4
7-3	0,0	58	50	8	46	42	4
7-4	0,0	57	52	5	44	42	2
7-5	0,0	57	52	5	47	43	4
7-6	0,0	65	56	9	54	50	4
7-7	0,0	67	58	9	62	55	7
8	1,5 (sem água)	59	51	8	52	45	7

As deflexões características estão representadas nas Figuras 6.50 e 6.51 em função dos estágios de indução dos diferentes níveis d' água.

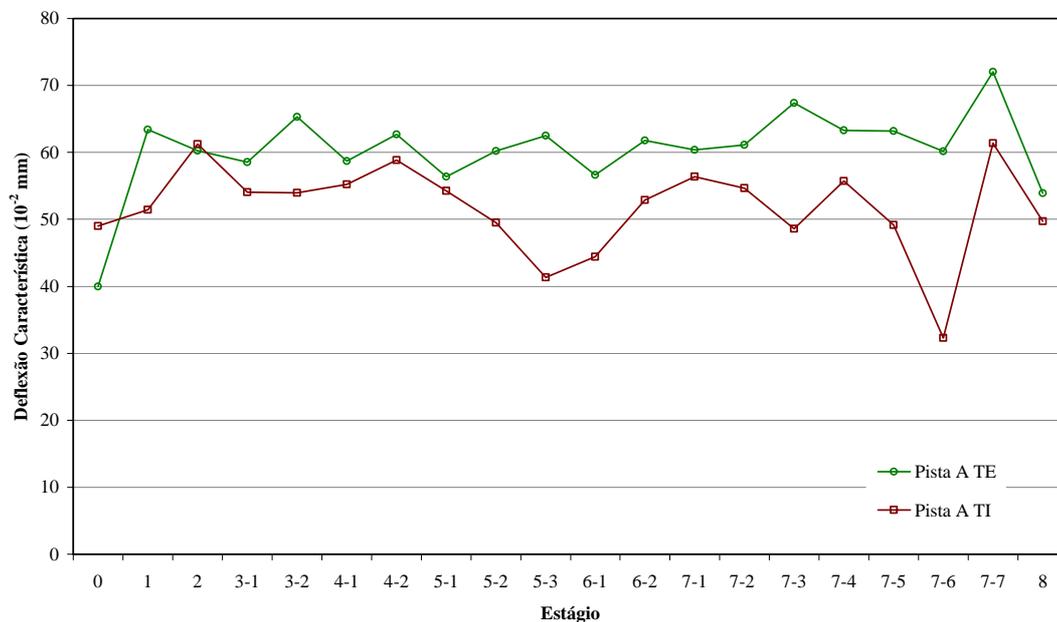


Figura 6.50: Deflexões características nas pistas A, trilhas externa e interna, durante a realização dos levantamentos defletométricos

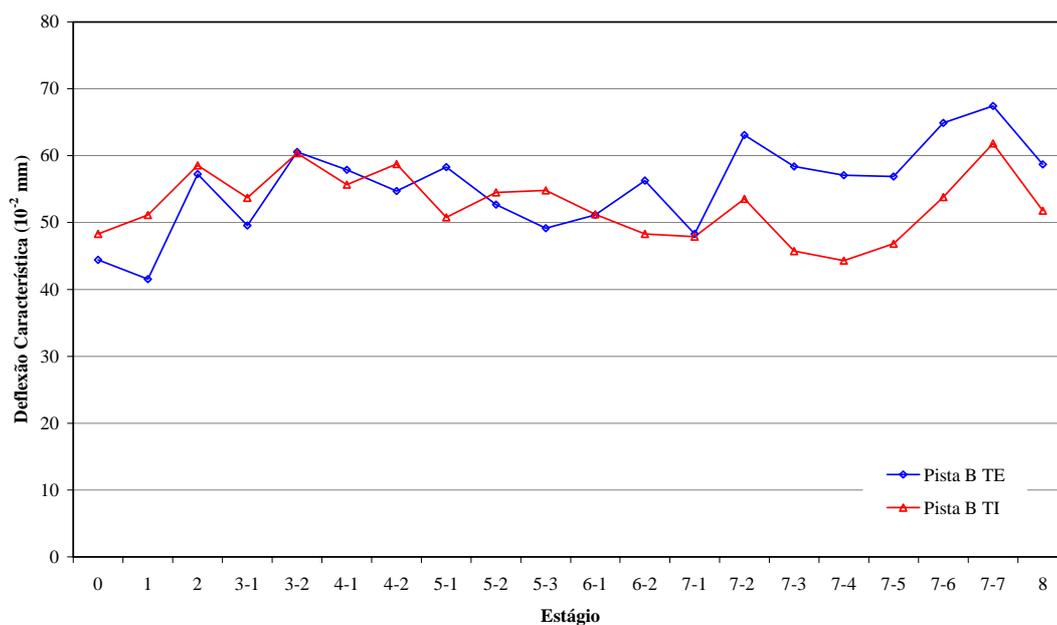


Figura 6.51: Deflexões características nas pistas B, trilhas externa e interna, durante a realização dos levantamentos defletométricos

Na pista A, trilha externa, as deflexões características foram maiores que na trilha interna. Na pista B, tanto a trilha externa quanto a trilha interna apresentaram valores intermediários em relação à pista A. Os maiores valores das deflexões ocorreram na seção S15 decorrente da localização próxima à cabeceira da pista e por ser o início das medições. No estágio inicial (estágio 0), sem água, as deflexões foram menores, apenas a pista B, trilha externa, apresentou uma pequena redução na deflexão (de 44×10^{-2} mm para 42×10^{-2} mm). No estágio 8, sem nível d'água, as deflexões características diminuíram em relação ao estágio anterior.

As bacias de deslocamento foram obtidas através de cinco determinações na seção central (S9), nas trilhas externas e internas das pistas A e B, provocadas pela indução de diferentes níveis d'água nos drenos. As deflexões utilizadas para as análises correspondem ao valor médio das deflexões máximas obtidas em cada levantamento defletométrico. As Figuras 6.52 e 6.53 apresentam as deflexões para a seção central (S9), nas trilhas externas e internas das pistas A e B, durante a realização dos levantamentos defletométricos.

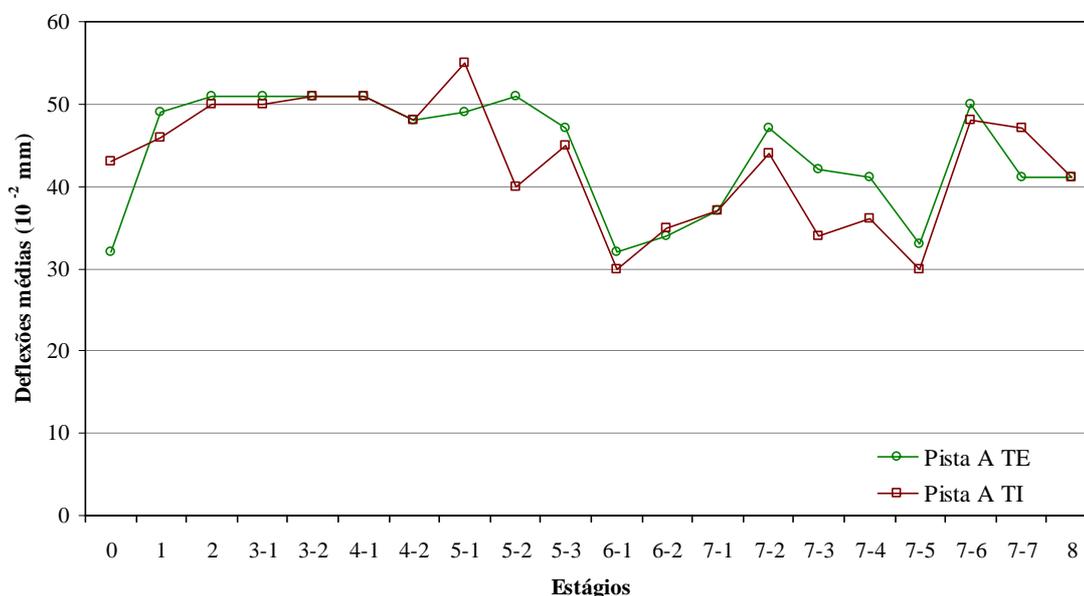


Figura 6.52: Evolução das deflexões para a seção S9 da pista A, trilha externa e interna, durante a realização dos levantamentos defletométricos

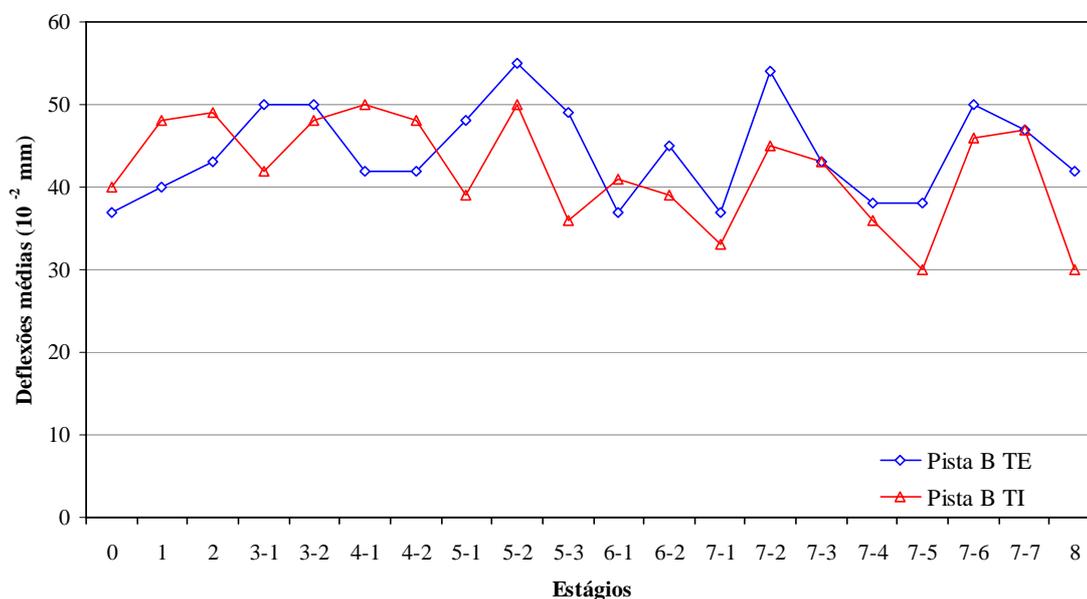


Figura 6.53: Evolução das deflexões para seção S9 da pista B, trilha externa e interna, durante a realização dos levantamentos defletométricos

As deflexões variaram durante a indução de diferentes níveis d'água nos drenos. Observa-se que mesmo aumentando os níveis de água nos drenos houve redução das deflexões em alguns estágios devido a não permanência da água no interior do subleito. A pista A, na trilha externa, apresenta valores de deflexões entre 32 a 51×10^{-2} mm e, na trilha interna, valores entre 30 a 55×10^{-2} mm. Na pista B, na trilha externa, os valores das deflexões variaram entre 37 a 55×10^{-2} mm e, na trilha interna, entre 30 a 50×10^{-2} mm.

As Figuras 6.54 e 6.55 apresentam as variações das bacias de deflexões na seção S9 da pista A, trilha externa, para os estágios de indução de níveis d'água.

Observa-se que as bacias de deslocamento apresentam tendência de variação. As leituras obtidas com a viga Benkelman são bastante afetadas por fatores ambientais e operacionais. A análise das bacias de deflexão evidencia a necessidade de utilização de equipamentos de maior acurácia.

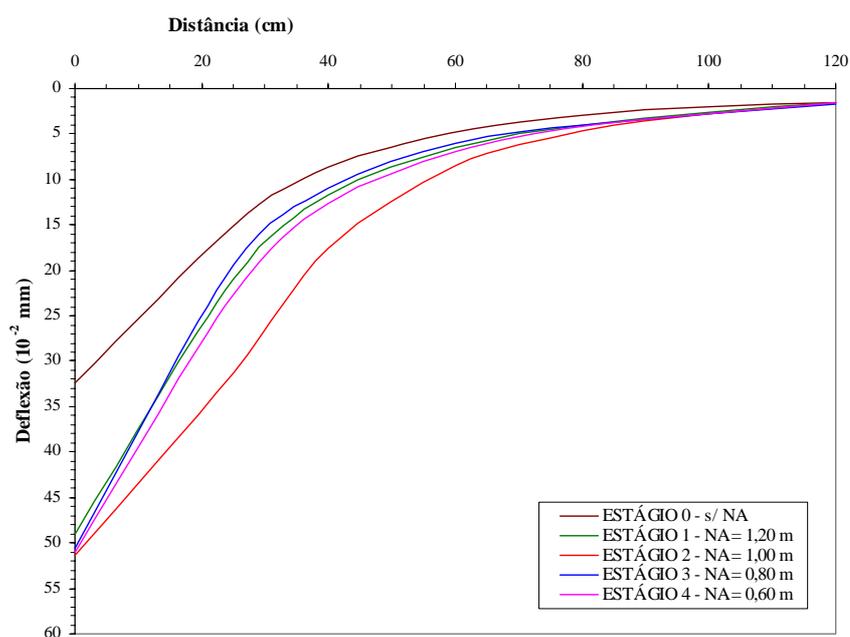


Figura 6.54: Bacias de deflexões na seção S9 da pista A, trilha externa, para os estágios iniciais de indução de níveis d'água

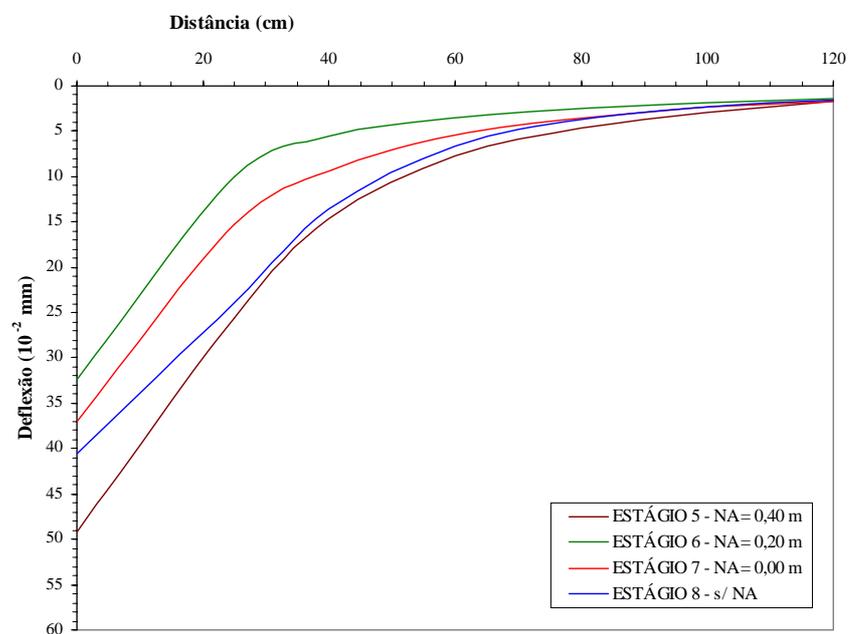


Figura 6.55: Bacias de deflexões na seção S9 da pista A, trilha externa, para os estágios finais de indução de níveis d'água

O raio de curvatura complementa as análises dos levantamentos com a viga Benkelman indicando a capacidade do pavimento em distribuir as tensões das cargas de tráfego. A curvatura da bacia de deflexão indica a maior ou menor rigidez da estrutura, para a mesma deflexão máxima (Medina e Motta, 2005). Para determinar o raio de curvatura foi utilizada a Equação 6.2 adotada pelo DNER ME 024 (1994).

$$R_c = \frac{6250}{[2(D_0 - D_{25})]} \quad (6.2)$$

Onde:

R_c = raio de curvatura, em metros;

D_0 = deflexão máxima sob o ponto de aplicação da carga, em 10^{-2} mm;

D_{25} = deflexão a 25 cm do ponto de aplicação da carga, em 10^{-2} mm.

A Figura 6.56 apresenta o raio de curvatura obtido para a bacia defletométrica da seção S9 para a trilha externa da pista A.

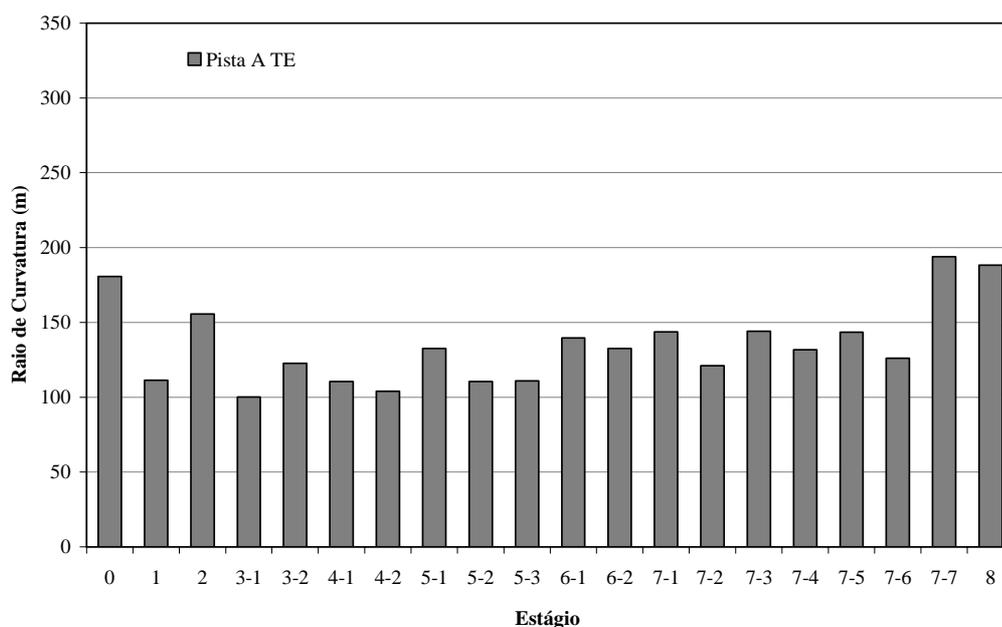


Figura 6.56: Raio de curvatura para a seção S9 da pista A, trilha externa

Os raios de curvatura obtidos apresentam uma variação, entre 100 e 194 m. Conforme DNER PRO 11 (1979), o raio de curvatura deve ser superior a 100 m. Considerando a carga de eixo padrão, Pinto e Preussler (2002) mencionam que um raio de curvatura inferior a 100 m é um indicativo de comprometimento estrutural.

Conforme Ullidtz (1987), a viga Benkelman reproduz corretamente o nível de tensão aplicado no pavimento, mas apresenta problemas na acurácia dos resultados. Quanto mais distante a leitura é realizada do ponto de aplicação da carga maior a dispersão dos resultados. A dependência das condições de aplicação da carga é outro fator que afeta a repetibilidade das leituras. A baixa velocidade do carregamento influencia na resposta viscoelástica da camada asfáltica. Qualquer variação no tempo de aplicação do carregamento é significativa para a deformação das camadas.

Smith (1985), *apud* Rocha Filho (1996), salienta que somente a deflexão máxima pode ser medida com confiança empregando a viga Benkelman, sendo difícil ou imprecisa a determinação completa da bacia defletométrica.

Bernucci *et al.* (2006) afirmam que obter a bacia de deflexão com a viga Benkelman é um procedimento trabalhoso e de pouca precisão. Os autores relatam que, na maioria das vezes, medem-se somente a deflexão máxima e mais um ponto, em geral a 25 cm do inicial, para o cálculo do raio de curvatura.

Medina e Motta (2005) recomendam determinar as bacias de deflexão usando medidas com precisão adequada, por FWD ou viga Benkelman automatizada.

6.6.4 Relações entre nível d'água, sucção e deflexão

A seguir são apresentadas as relações entre o nível d'água, a sucção e a deflexão de pavimentos flexíveis, sob a ação de diferentes níveis d'água induzidos no solo através dos drenos.

6.6.4.1 Relação entre nível d'água e deflexão

Nas Figuras 6.57 a 6.60 são apresentadas as relações entre as deflexões e os níveis de água medidos nos piezômetros (P2, P3, P5 e P6). A Figura 6.61 apresenta um modelo geral para as relações entre a deflexão e os níveis de água medidos nos piezômetros (P2, P3, P5 e P6).

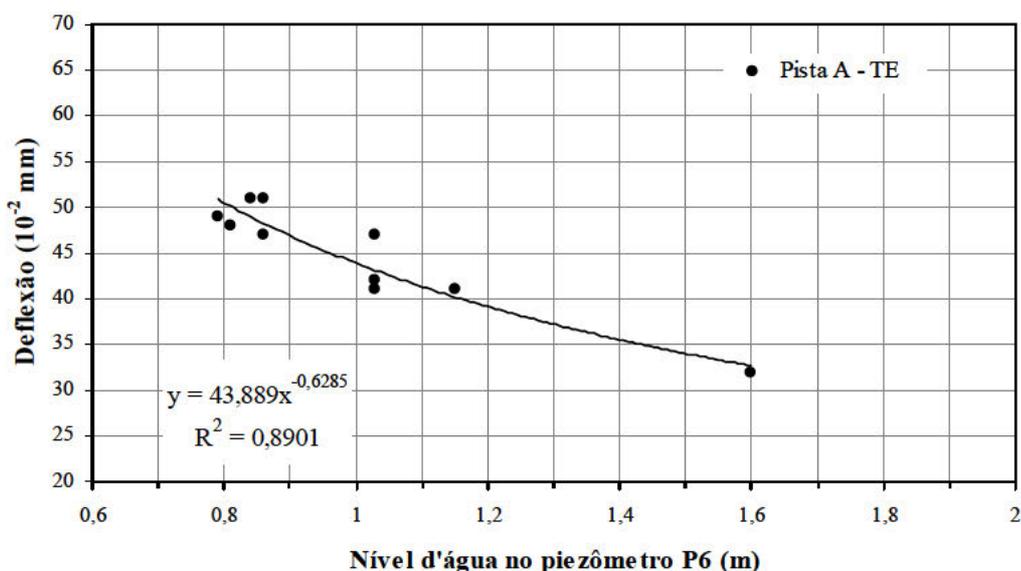


Figura 6.57: Deflexão em função do nível d'água no piezômetro P6, localizado na pista A, trilha externa

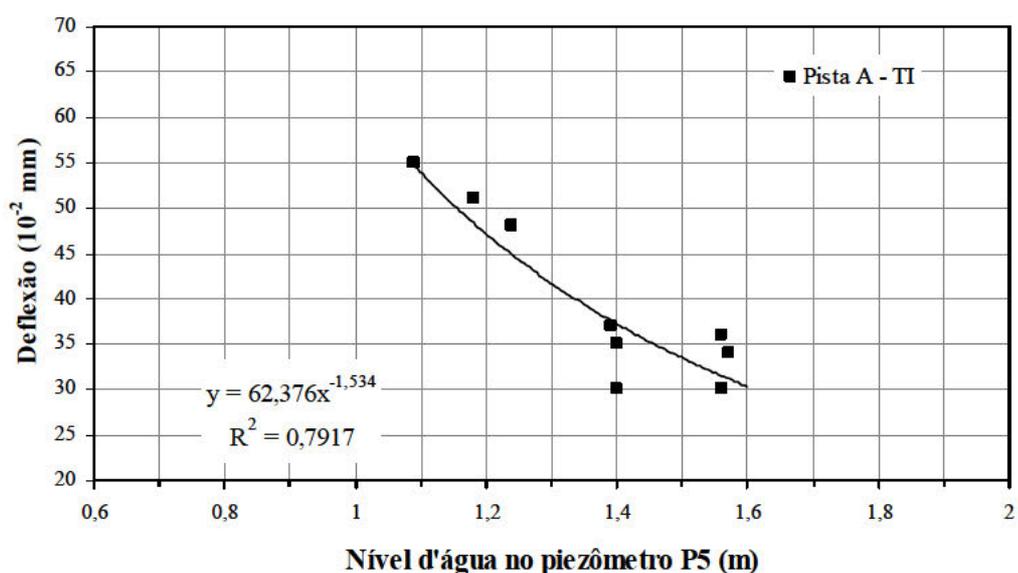


Figura 6.58: Deflexão em função do nível d'água no piezômetro P5, localizado na pista A, trilha interna

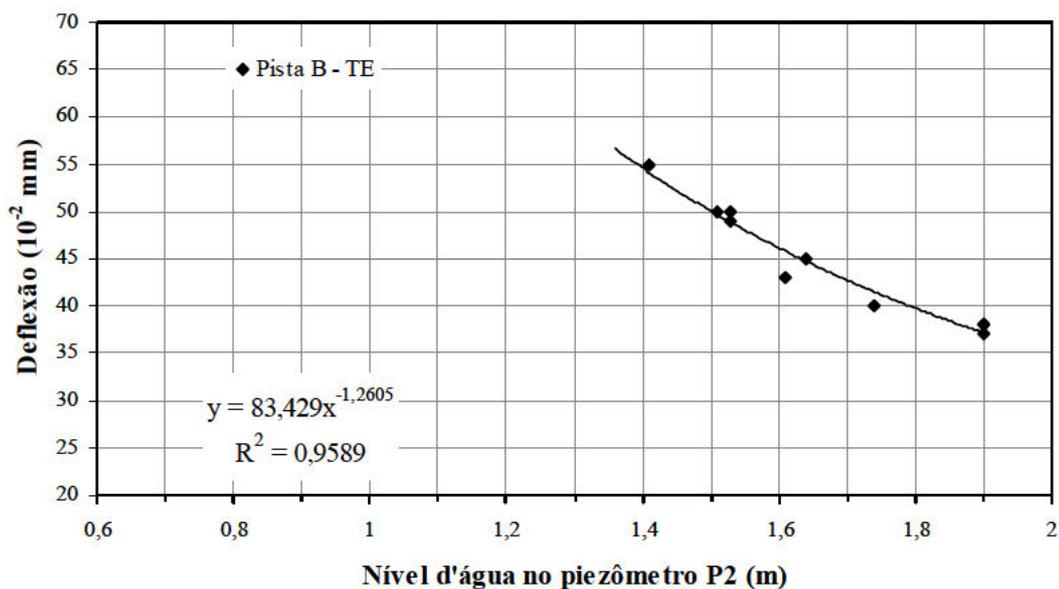


Figura 6.59: Deflexão em função do nível d'água no piezômetro P2, localizado na pista B, trilha externa

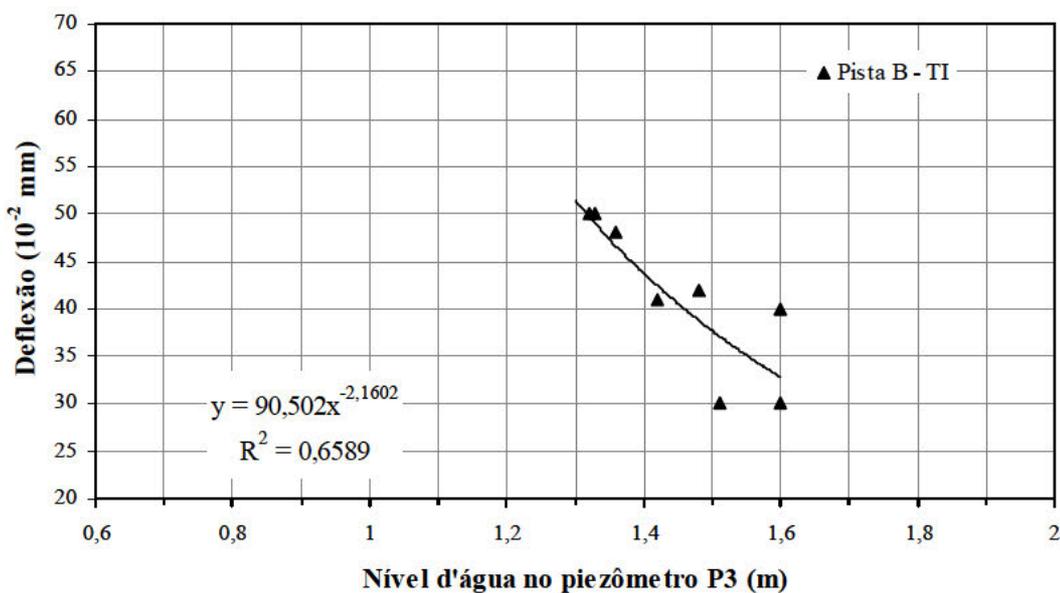


Figura 6.60: Deflexão em função do nível d'água no piezômetro P3, localizado na pista B, trilha interna

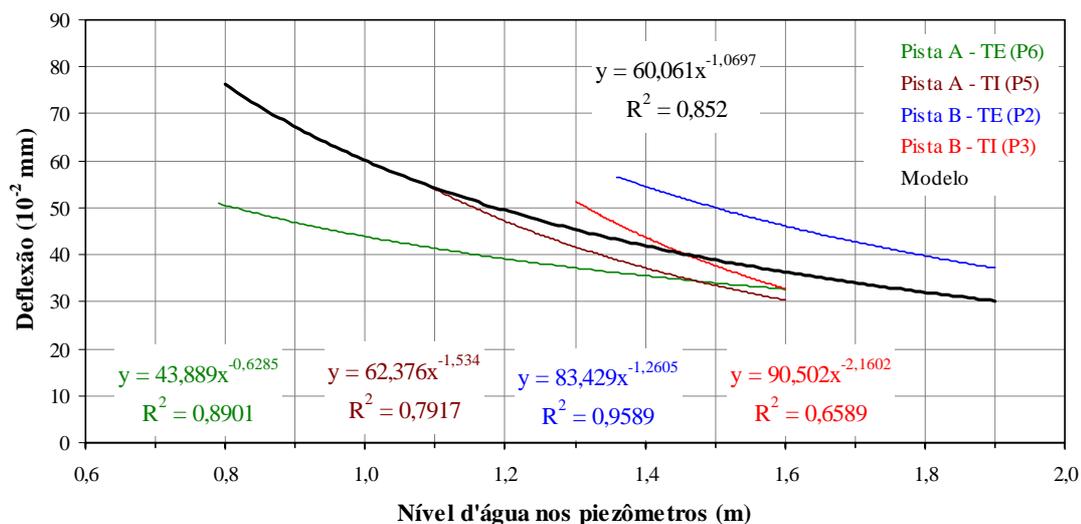


Figura 6.61: Modelo geral da deflexão em função do nível d'água nos piezômetros P2, P3, P5 e P6

Observa-se que quanto mais elevado o nível d'água nos piezômetros, maiores são os valores das deflexões. Nota-se que existe uma tendência de estabilização das deflexões abaixo do nível d'água de 1,60 m para a trilha externa da pista A, o mesmo comportamento ocorre para a trilha externa da pista B abaixo do nível d'água de 1,90 m. Para as trilhas internas da pista A e da pista B, estima-se que continua a redução da deflexão para profundidades maiores que 1,60 m, o que se pode supor que a ausência de água é benéfica para o desempenho do pavimento. Para um mesmo nível d'água nos piezômetros houve grande variação das deflexões. Por exemplo, para o nível d'água nos piezômetros a 1,4 m houve uma deflexão de 36×10^{-2} mm na pista A (trilha externa) e 54×10^{-2} mm na pista B (trilha externa).

6.6.4.2 Relação entre sucção e deflexão

Nas Figuras 6.62 a 6.64 são apresentadas as relações entre as deflexões e as sucções medidas pelos tensiômetros a 1,00 m (T1, T2, T4, T5), 0,30 m (T6, T7, T8, T9) e 0,60 m (T10, T11, T12, T13). As Figuras 6.63 e 6.64 apresentam os modelos para as relações entre a deflexão e a sucção medida nos tensiômetros a 1,00 m e a 0,30 m, respectivamente.

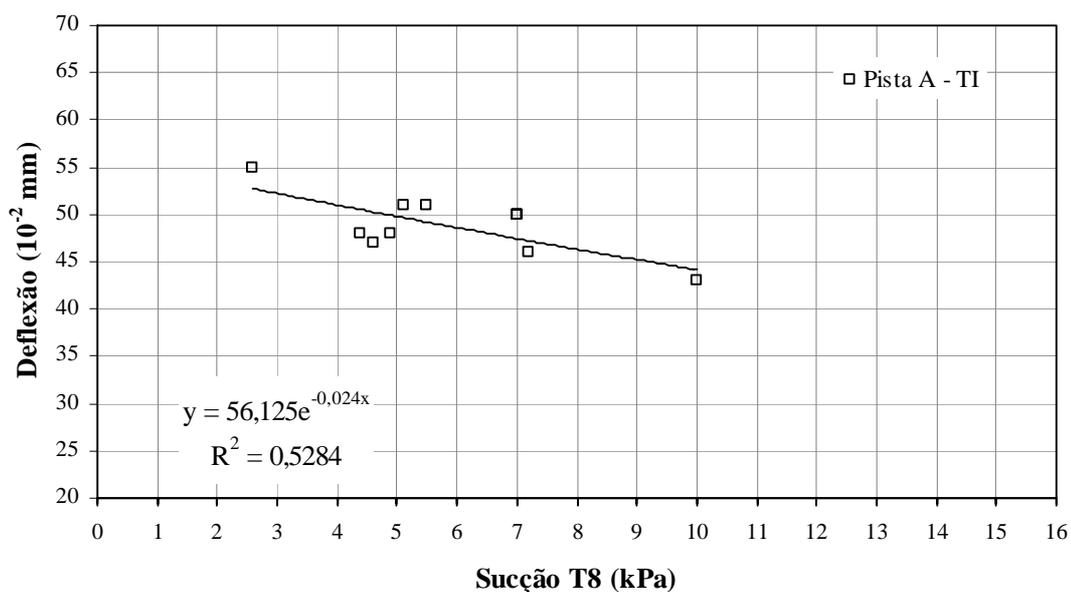


Figura 6.62: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T8 (0,30 m), localizado na pista A, trilha interna

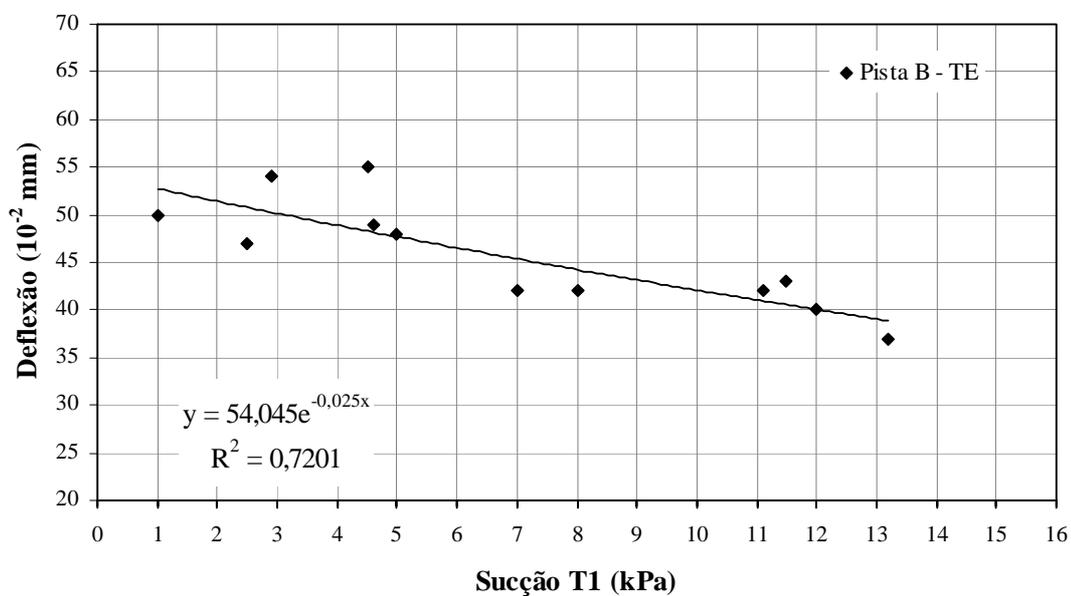


Figura 6.63: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T1 (1,00 m), localizado na pista B, trilha externa

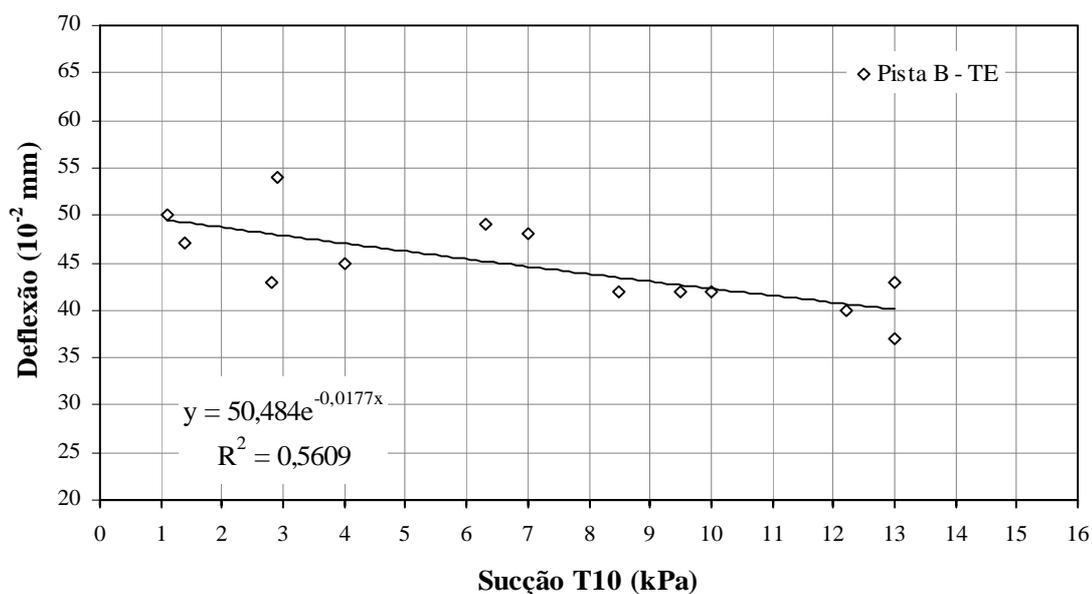


Figura 6.64: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T10 (0,60 m), localizado na pista B, trilha externa

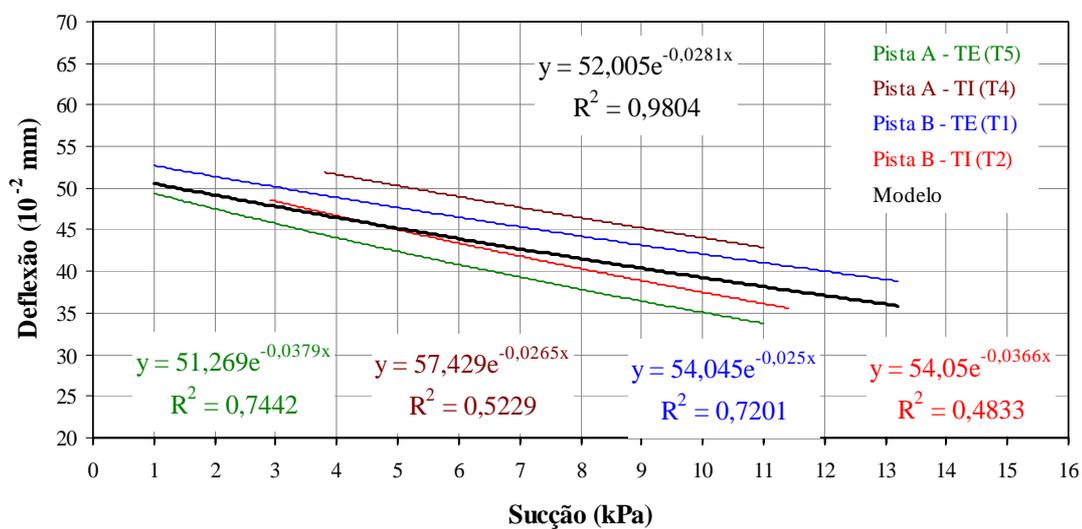


Figura 6.65: Modelo geral da deflexão em função da sucção nos tensiômetros, localizados a 1,00 m de profundidade nas pistas A e B, trilhas externa e interna

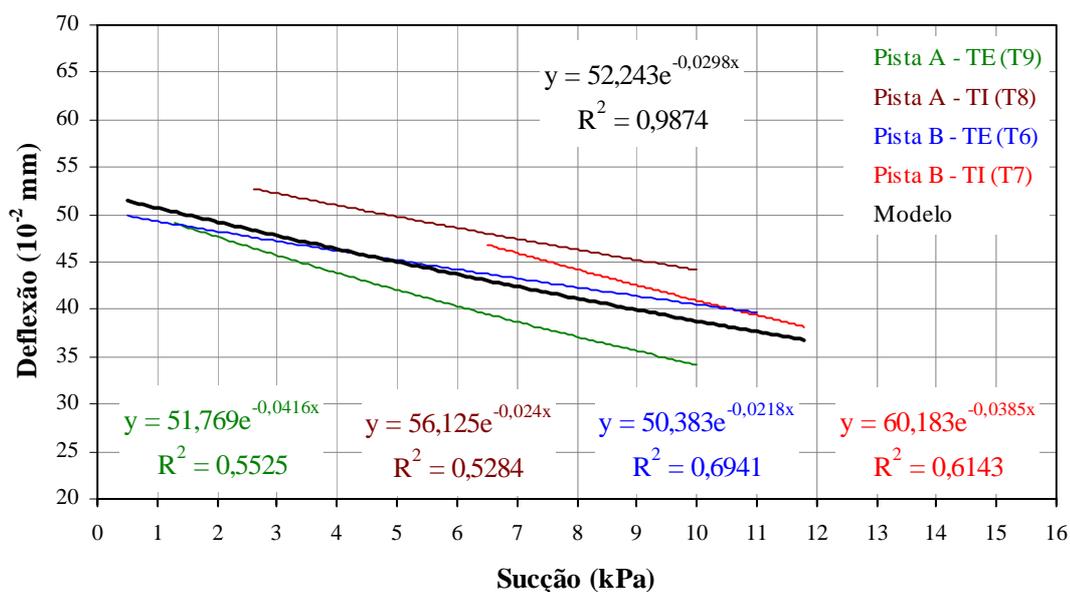


Figura 6.66: Modelo geral da deflexão em função da sucção nos tensiômetros, localizados a 0,30 m de profundidade nas pistas A e B, trilhas externa e interna

Observa-se que quanto mais elevada a sucção, menores são os valores das deflexões. Nota-se que não existe uma tendência de estabilização das deflexões, o que se pode supor que o aumento da sucção é favorável para melhor desempenho do pavimento.

Nos tensiômetros posicionados a 0,30 m (CFT) observa-se o mesmo comportamento da sucção medida nos tensiômetros localizado a 1,0 m de profundidade.

As Figuras 6.65 e 6.66, apresentam mesma tendência, o que permite supor uma redução da deflexão com o aumento da sucção, caracterizando variáveis dependentes e inversamente proporcionais, que indica a importância da sucção no comportamento elástico do pavimento.

6.6.4.3 Relação entre sucção e nível d'água

Nas Figuras 6.66 a 6.69 são apresentadas as relações entre as sucções medidas nos tensiômetros a 1,0 m (T1, T2, T4, T5), a 0,30 m (T6, T7, T8, T9) e a 0,60 m (T10, T11, T12, T13) e os níveis d'água medidos nos piezômetros (P2, P3, P4, P5). As Figuras 6.70 e 6.71

apresentam os modelos para as relações entre a sucção medida nos tensiômetros e o nível d'água medido nos piezômetros.

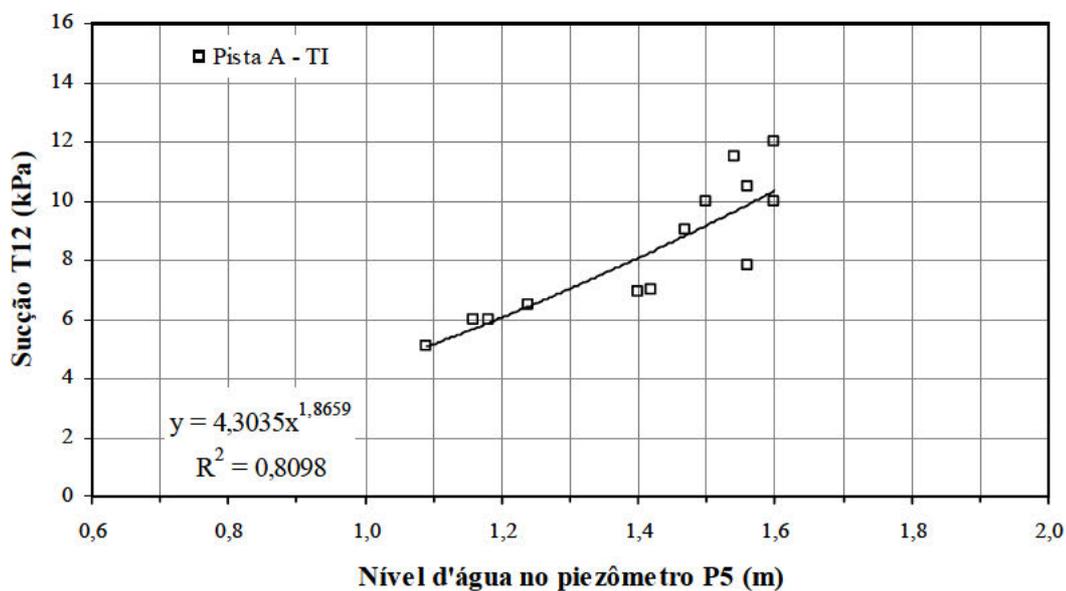


Figura 6.67: Sucção no tensiômetro T12 (0,60 m) em função do nível d'água no piezômetro P5, localizado na pista A, trilha interna

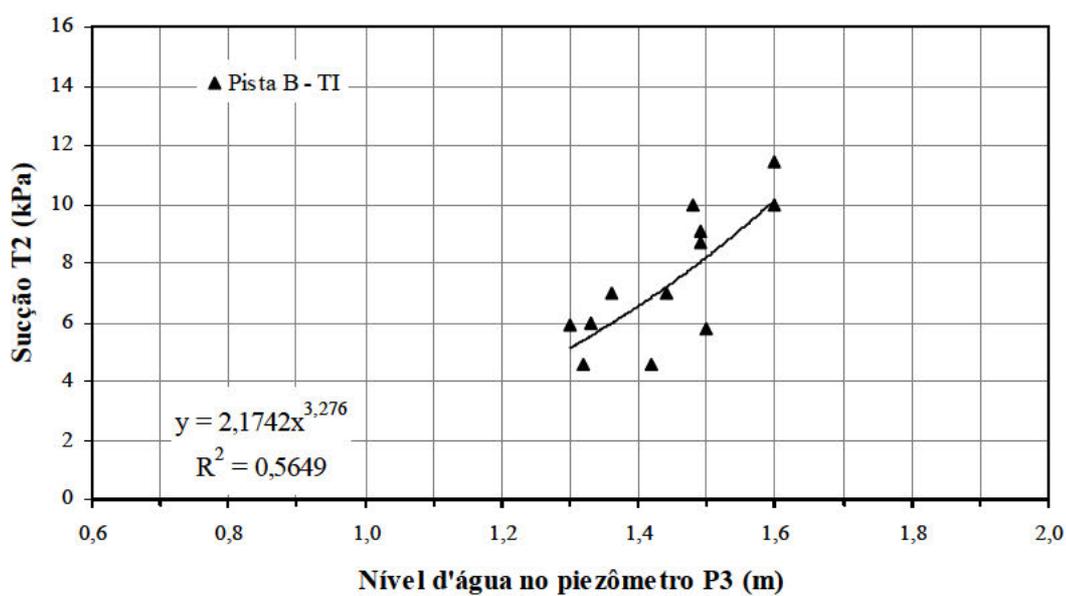


Figura 6.68: Sucção no tensiômetro T2 (1,00 m) em função do nível d'água no piezômetro P3, localizado na pista B, trilha interna

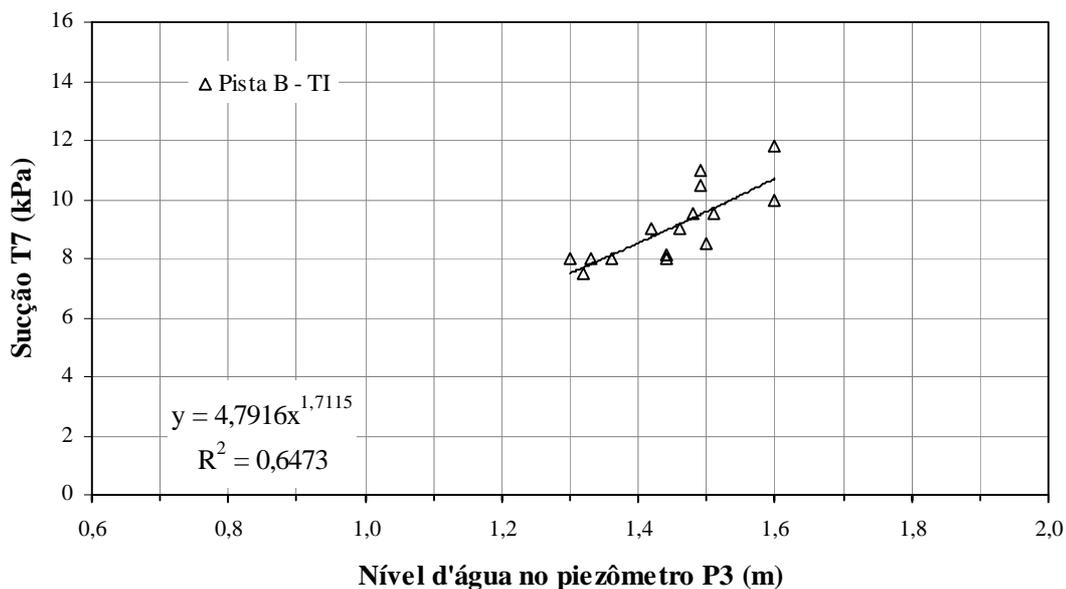


Figura 6.69: Sucção no tensiômetro T7 (0,30 m) em função do nível d'água no piezômetro P3, localizado na pista B, trilha interna

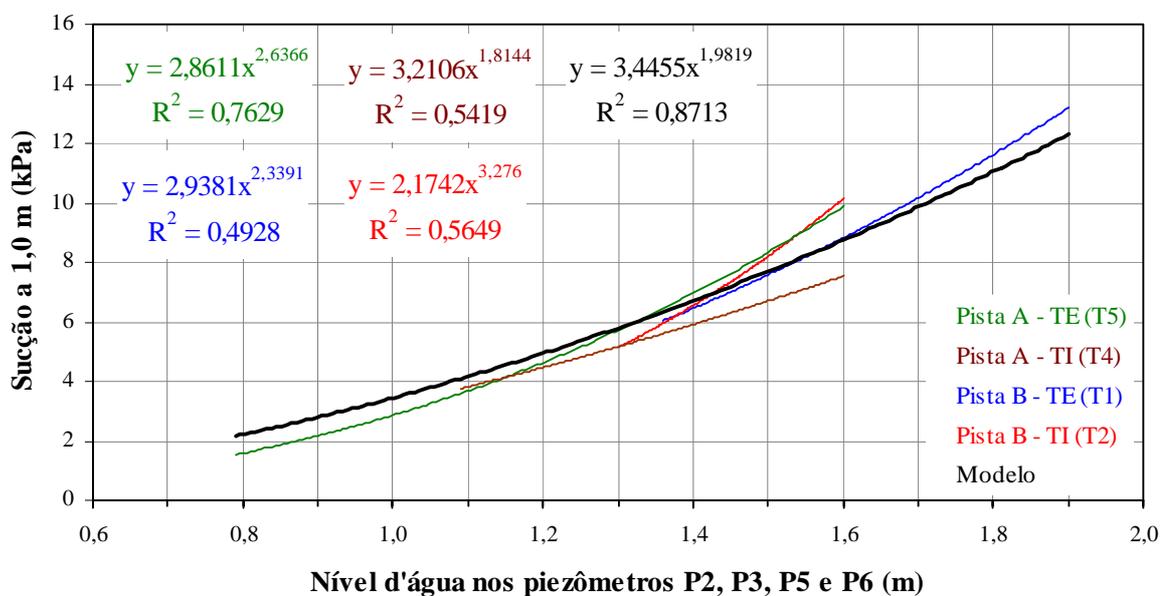


Figura 6.70: Modelo geral da sucção nos tensiômetros, localizados a 1,00 m de profundidade, em função do nível d'água nos piezômetros

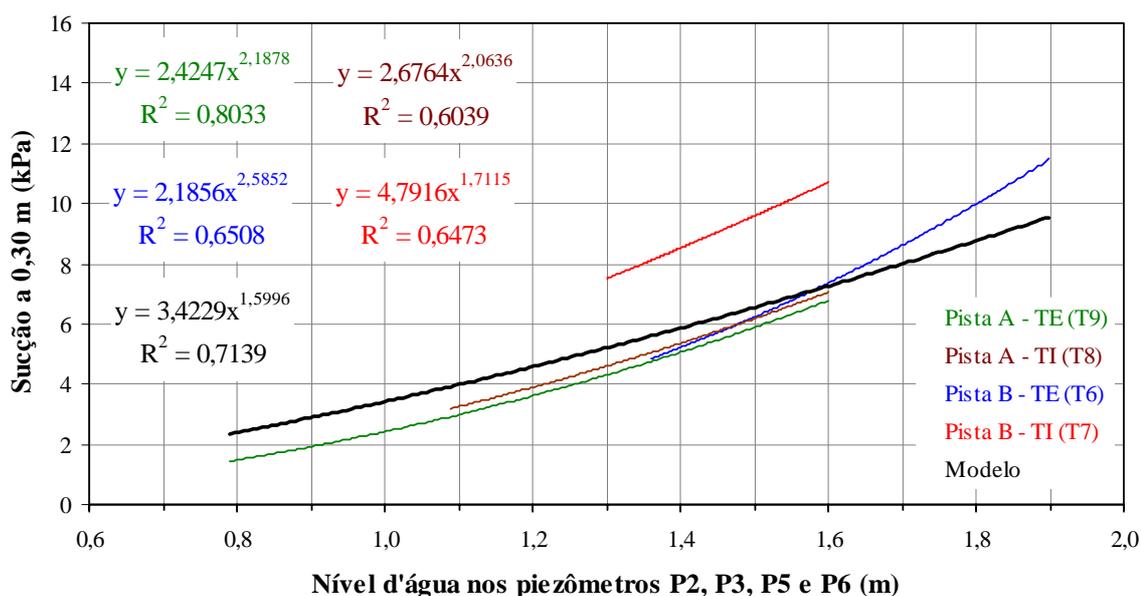


Figura 6.71: Modelo geral da sucção nos tensiômetros, localizados a 0,30 m de profundidade, em função do nível d'água nos piezômetros

As análises das Figuras 6.70 e 6.71 mostram que o nível d'água medido nos piezômetros influencia a sucção. Pode-se constatar que a sucção aumenta proporcional à redução da quantidade de água presente nos piezômetros.

A partir dos resultados obtidos e das análises apresentadas ficam evidenciadas as relações existentes entre as variáveis: nível d'água, sucção e deflexão do pavimento, sob a ação de diferentes níveis d'água induzidos no solo através dos drenos.

Isto permite sugerir que para haver controle das deflexões do pavimento é necessário controlar a profundidade do nível d'água. E quanto mais profundo for o nível d'água, maior será a sucção no solo do subleito e menor será a deflexão do pavimento. Consequentemente, os pavimentos ficam menos propensos a sofrerem danos frente aos carregamentos.

6.6.5 Contribuição do estudo desenvolvido

A partir da pesquisa desenvolvida nesta tese, com o acompanhamento dos níveis d'água, das sucções e das deflexões medidas nas pistas experimentais, foi possível obter modelos representativos das condições estudadas que passam a ser empregadas.

As deflexões medidas experimentalmente permitem calcular o número N através da Equação 6.3, conforme DNER PRO 269 (1994).

$$\log N = \frac{3,148 - \log D}{0,188} \quad (6.3)$$

Onde:

N = número cumulativo de solicitações de eixos equivalentes ao eixo padrão de 80 kN;

D = deflexão máxima sob o ponto de aplicação da carga, em 10^{-2} mm.

A Tabela 6.6 apresenta os valores de N em função das deflexões. As profundidades dos níveis d'água, entre 0,80 m e 1,90 m, correspondem às alturas de água medidas nas pistas experimentais. Cabe ressaltar que as profundidades são estabelecidas em função da referência que é o topo da CFT (cota 0,0 m).

Tabela 6.6: Valores de N em função das deflexões

Nível d'água (m)	Sucção (kPa)	Deflexão (10^{-2} mm)	N
0,8	1,3	76,3	5,4E+06
0,9	1,7	67,2	1,1E+07
1,0	2,2	60,1	1,9E+07
1,1	2,7	54,2	3,3E+07
1,2	3,3	49,4	5,4E+07
1,3	4,0	45,4	8,6E+07
1,4	4,8	41,9	1,3E+08
1,5	5,7	38,9	1,9E+08
1,6	6,6	36,3	2,8E+08
1,7	7,7	34,1	3,9E+08
1,8	8,8	32,0	5,5E+08
1,9	10,0	30,2	7,4E+08

Constata-se que com a redução do nível d'água no subleito, ocorre um aumento na sucção, o que provoca a diminuição dos valores das deflexões no pavimento e, conseqüentemente aumento do número N, o que indica maior tempo de vida útil para o pavimento.

O estudo também possibilita avaliar a efetividade dos drenos a partir da profundidade de instalação, indicando que os drenos devem ter uma profundidade mínima de 1,20 m do topo da CFT para as deflexões serem menores que 50×10^{-2} mm e obter maior tempo de vida do pavimento.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas a partir da análise dos resultados experimentais. Ao final, são apresentadas algumas sugestões para a continuidade deste trabalho.

7.1 CONCLUSÕES

A avaliação dos resultados alcançados nesta pesquisa possibilitou concluir que:

1. O estudo possibilita avaliar a profundidade dos drenos, neste caso indicando que os drenos devem ter uma profundidade mínima de 1,20 m do topo da CFT para a deflexão ser menor que 50×10^{-2} mm e obter maior tempo de vida do pavimento. Esta redução de profundidade é uma importante vantagem econômica.
2. Constata-se que com a redução do nível d'água no subleito, ocorre um aumento na sucção, o que provoca a diminuição dos valores das deflexões no pavimento e, conseqüentemente aumento do número N, o que indica um maior tempo de vida útil para o pavimento.
3. A partir da pesquisa desenvolvida nesta tese, com o acompanhamento dos níveis d'água, das sucções e das deflexões medidas nas pistas experimentais, foi possível obter modelos que representam as condições estudadas.
4. O nível d'água medido nos piezômetros influencia a sucção. Constata-se que a sucção aumenta proporcionalmente com a redução da quantidade de água presente nos piezômetros. A partir dos resultados obtidos e das análises apresentadas ficam evidenciadas as relações existentes entre as variáveis: nível d'água, sucção e deflexão do pavimento, sob a ação de diferentes níveis d'água induzidos no solo através dos drenos. O que possibilita sugerir que para haver controle das deflexões do pavimento é necessário controlar a profundidade do nível d'água. E quanto mais profundo for o nível d'água, maior será a sucção no solo do subleito e menor será a deflexão do pavimento. Conseqüentemente, os pavimentos ficam menos propensos a sofrerem danos frente aos carregamentos.

5. Quanto mais elevadas as sucções, menores são os valores das deflexões. Observa-se que não há uma tendência de estabilização das deflexões, indicando que o aumento da sucção é favorável para o melhor desempenho do pavimento. As sucções obtidas nos tensiômetros posicionados a 0,30 m (CFT) e a 1,0 m (subleito) de profundidade apresentam o mesmo comportamento. O que permite supor uma redução da deflexão com o aumento da sucção, caracterizando variáveis dependentes e inversamente proporcionais. Este fato indica a importância da sucção no comportamento elástico do pavimento.

6. Quanto mais elevado o nível d'água nos piezômetros, maiores são os valores das deflexões. Há uma tendência de estabilização das deflexões abaixo do nível d'água de 1,60 m para a trilha externa da pista A, o mesmo comportamento ocorre para a trilha externa da pista B abaixo do nível d'água de 1,90 m. Para as trilhas internas da pista A e da pista B, estima-se que continua a redução da deflexão para profundidades maiores que 1,60 m, o que se pode supor que a ausência de água melhora o desempenho do pavimento. Para um mesmo nível d'água nos piezômetros houve grande variação das deflexões.

7. As bacias de deslocamento mostram uma tendência de variação. As leituras obtidas com a viga Benkelman são muito afetadas por fatores ambientais e operacionais. A análise das bacias de deflexão evidencia a necessidade de utilização de equipamentos de maior acurácia.

8. As deflexões apresentaram variações durante a indução de diferentes níveis d'água nos drenos. Constata-se que mesmo aumentando os níveis de água nos drenos houve redução das deflexões em alguns estágios devido a não permanência da água no interior do subleito. A pista A, na trilha externa, apresenta valores de deflexões entre 32 a 51×10^{-2} mm e, na trilha interna, valores entre 30 a 55×10^{-2} mm. Na pista B, na trilha externa, os valores das deflexões variaram entre 37 a 55×10^{-2} mm e, na trilha interna, entre 30 a 50×10^{-2} mm.

9. As deflexões características obtidas na pista A, trilha externa, foram maiores que na trilha interna. Na pista B, tanto a trilha externa quanto a trilha interna apresentaram valores intermediários. A seção S15 apresentou maiores deflexões devido à proximidade da cabeceira da pista e ao início das medições. Nos estágios inicial (estágio 0) e final (estágio 8), sem água, as deflexões foram menores.

10. O dispositivo adotado na saída de cada dreno para regular a altura do nível d'água a ser induzido no solo foi eficiente, o que permitiu manter o nível d'água constante para o período de cada estágio.

11. Os coeficientes de condutividade hidráulica obtidos para as amostras dos solos da CFT e do subleito moldadas na direção horizontal foram da mesma magnitude que os coeficientes moldados na direção vertical, o que indica que o fluxo de água é igual nas duas direções.

12. Os coeficientes de condutividade hidráulica (k) dos solos da CFT (10^{-9} m/s) são muito menores que os do subleito (10^{-6} m/s), indicando desta forma que o subleito é mais permeável que o solo da CFT.

13. Para o solo da CFT, a curva característica possui o formato unimodal, definido pelo ponto onde o ar começa a entrar no maior poro do solo não saturado. Nesse trecho da curva característica quase todos os poros do solo estão saturados. A partir do valor de entrada de ar, o solo inicia sua dessaturação e o teor de umidade (ou grau de saturação) diminui progressivamente com o aumento da sucção até atingir a sucção residual. Para valores mais elevados do que a sucção residual não foi possível obter dados experimentais pela impossibilidade em reduzir o peso da amostra ao próximo ponto da trajetória de secagem. O modelo forneceu um bom ajuste para os dados experimentais com exceção dos valores referentes às baixas sucções (menores de 7 kPa), obtidas pelo método da placa de sucção.

14. As curvas características do solo do subleito exibem um formato bimodal, caracterizado pela existência de dois valores de entrada de ar e um patamar intermediário. O primeiro valor de entrada de ar está associado à remoção de água dos macroporos, existentes entre as partículas de argila agregadas. O segundo valor de entrada de ar corresponde a dessaturação dos microporos, presentes no interior desses agregados. No intervalo entre esses dois valores de entrada de ar ocorre uma variação muito pequena na quantidade de água do solo com o aumento da sucção.

15. As amostras de solos da CFT e do subleito iniciaram com trajetória de secagem seguida da trajetória de umedecimento e novamente trajetória de secagem. O solo da CFT não exibe histerese durante todo o primeiro ciclo de secagem-umedecimento e novamente secagem. Esta situação pode indicar que as trajetórias não provocam alterações na estrutura do solo, provavelmente estes solos em campo já foram submetidos a esse ciclo. Por outro lado, o solo do subleito apresenta uma pequena histerese quando submetido à trajetória de umedecimento. As amostras do subleito submetidas a uma nova trajetória de secagem apresentaram um decréscimo na histerese da primeira para a segunda trajetória de secagem.

16. As amostras do solo da CFT ensaiadas com teores de umidade de 19,9% e 22% mostram comportamento resiliente convergente com o aumento das tensões desvio. A amostra com teor de umidade intermediário (21,6%), quando comparada com as demais amostras, apresenta módulos de resiliência maiores para tensões desvio menores e altera o comportamento resiliente com o acréscimo das tensões desvio.

17. As amostras do solo do subleito com teores de umidade praticamente iguais (7,5% e 7,3%) apresentam comportamento resiliente semelhantes para as tensões de confinamento aplicadas. A amostra com maior teor de umidade (8,6%) indica módulos de resiliências menores. As amostras do solo do subleito mostram que o teor de umidade é inversamente proporcional ao módulo de resiliência.

18. O solo da CFT apresenta uma distribuição de poros maior de mesoporos (diâmetro dos poros igual a 0,011 μm) e menor de macroporos (diâmetro dos poros igual a 90 μm) o que indica uma menor movimentação de água.

19. O solo do subleito mostra uma distribuição de poros com maior predominância de macroporos (diâmetro dos poros igual a 55 μm) e pouca quantidade de mesoporos (diâmetro dos poros igual a 0,011 μm), o que possibilita um maior fluxo de água.

7.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Como sugestões para a continuidade desta pesquisa pode-se indicar:

1. Construir um reservatório com material impermeável (geomembrana) sob as pistas experimentais isolando-as completamente do meio para elevar o nível d'água.
2. Usar equipamentos com maior acurácia, como o FWD ou a viga eletrônica, para determinar as bacias de deslocamento.
3. Utilizar o simulador de tráfego nas pistas experimentais submetidas a diferentes níveis d'água para verificar a influência do tráfego.
4. Estudar a microestrutura do solo antes e após a indução dos diferentes níveis d'água.

5. Realizar a análise numérica do fluxo saturado e não saturado utilizando, por exemplo, o programa de elementos finitos SEEP-W para prever as sucções nas camadas inferiores dos pavimentos, a partir dos diferentes níveis d'água controlados nos drenos laterais.
6. Instalar novos instrumentos (piezômetros e tensiômetros), incluindo as zonas de extremidade das pistas, para verificar efeitos tridimensionais de drenagem dos dois solos estudados nesta pesquisa.

REFERÊNCIAS

ALBANO, J. F. **Efeitos da variação da carga por eixo, pressão de inflação e tipo de pneu na resposta elástica de um pavimento.** 1998. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

ALBANO, J. F. **Efeitos dos excessos de carga sobre a durabilidade de pavimentos.** 2005. 232 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Produção) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

ALONSO, E. E.; CAÑETE, A.; OLIVELLA, S. Moisture transfer and deformation behaviour of pavements: effect of climate, materials and drainage. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 3., 2002, Recife. **Proceedings...** Lisse, Netherlands: A. A. Balkema Publishers, 2002. v. 2, p. 671-677.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **Guide for design of pavement structures.** Washington, D.C., 1993.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **M145-91:** classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes. Washington D.C., 2000. 4 p.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **TP46-94:** standard test method for determining the resilient modulus of soils and aggregate materials. Washington D.C., 1996. 31 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D2487:** standard classification of soils for engineering purposes. Philadelphia, 2000. 11 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D4829:** standard test method for expansion index of soils. Philadelphia, 2003. 5 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D5084:** standard test method for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter. Philadelphia, 2003. 23 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D5298:** standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. Philadelphia, 2003. 6 p.

ARARUNA JUNIOR, J. T. **Measurement of permeability of soil using a flow pump-development and evaluation of equipment and test procedure.** 1995. 229 f. Thesis (PhD) - University of Newcastle, Newcastle Upon Tyne, UK, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6457**: amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6459**: solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6502**: rochas e solos: terminologia. Rio de Janeiro, 1995. 18 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6508**: grãos de solos que passam na peneira 4,8 mm: determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7180**: solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181**: solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9603**: sondagem a trado. Rio de Janeiro, 1986. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9604**: abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 1986. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 13292**: solo: determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante. Rio de Janeiro, 1995. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14545**: solo: determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Rio de Janeiro, 2000. 12 p.

AZAMBUJA, D. M. **Estudo de recapamentos asfálticos de pavimentos através de ensaios acelerados**. 2004. 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

BALAY, J. M.; KERZREHO, J. P. Assessment of French design method for flexible pavement by mean of the LCPC's ALT facility. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ACCELERATED PAVEMENT TESTING, 3., 2008, Madrid. **Proceedings...** Madrid: CEDEX, 2008. CD-ROM.

BENSON, C. H.; DANIEL, D. E. Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 116, n. 8, p. 1231-1248, 1990.

BERNUCCI, L. B.; CAMACHO, J.; MARINHO, F. M.; NOGAMI, J. S. Efeitos da temperatura na movimentação d'água em pavimentos construídos em solos lateríticos. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 14., 2000, Gramado. **Anais...** Gramado: ANPET, 2000. v. 1, p. 539-550.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica**: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRAS-ABEDA, 2006. 501 p.

BICA, A. V. D.; GEHLING, W. Y. Y. **Percolação e adensamento**. Porto Alegre: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. PPGEC/UFRGS. 1999. Notas de aula.

BICA, A. V. D.; SCHNAID, F. **Ensaio geotécnicos de campo e laboratório**. Porto Alegre: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. PPGEC/UFRGS. 1999. Notas de aula.

BOSSO, A. C. N.; LOPES, J. A. U.; MARONI, L. G.; MORILHA JUNIOR, A.; SALGADO, J. A.; SZABÔ, L. C.; FERNANDES, J. A. A.; SCHMITT, L. A. Um simulador de drenagem profundas: resultados preliminares. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 26., 1991, Aracaju. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, 1991. p. 550-578.

BORTOLI, C. R. **Estudo numérico-experimental da condutividade hidráulica saturada/não saturada de um solo estruturado**. 1999. 121 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

BRAND, E. W.; PREMCHITT, J. Shape factors of cylindrical piezometers. **Geotechnique**, London, v. 30, n. 4, p. 369-384, 1980.

BROOKS, R. H.; COREY, A. T. **Hydraulic properties of porous media**. Fort Collins: Colorado State University, 1964. 27 p. (Hydrology papers, 3).

BRUAND, A.; PROST, R. Effect of water content on the fabric of a soil material: an experimental approach. **European Journal of Soil Science**, Oxford, v. 38, n. 3, p. 461-472, 1987.

BURGER, C. A.; SHACKELFORD, C. D. Evaluating dual porosity of pelletized diatomaceous earth using bimodal soil-water characteristic curve functions. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 38, p. 53-66, 2001.

CAMACHO, J. **Peculiaridades de distribuição de umidades em bases de pavimento de solo arenoso fino laterítico**. 2002. 180 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

CAMACHO, J.; BERNUCCI, L. B. Sucções matriciais e índices de suporte mini-CBR de um solo arenoso fino laterítico. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 32., 2000, Brasília. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, 2000. p. 116-123.

CAMPOS, J. L. E. **Um estudo numérico e experimental da permeabilidade saturada/não saturada dos solos de encostas do Rio de Janeiro**. 1993. 74 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993.

CEDERGREN, H. R. **Drenagem dos pavimentos de rodovias e aeródromos**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos; Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1980. 177 p.

CEDERGREN, H. R. **Seepage, drainage, and flow nets**. 2nd ed. New York: John Wiley & Sons, 1977. 534 p.

CERATTI, J. A. P.; GEHLING, W. Y.; NÚÑEZ, W. P. Seasonal variations of a subgrade soil resilient modulus in southern Brazil. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., v. 1874, p. 165-173, 2004.

CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S.; MONTGOMERY-SMITH, G. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. **Proc. of the Institution of Civil Engineering**, v. 92, n. 2, p. 82-89, 1992.

CHANDLER, R. J.; GUTIERREZ, C. I. The filter-paper method of suction measurement. **Géotechnique**, London, v. 36, n. 2, p. 265-268, 1986.

CHRISTOPHER, B. R. Performance of drainable pavement systems. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBDRAINAGE IN ROADWAY PAVEMENTS AND SUBGRADES, 1998, Granada, Espanha. **Proceedings...** Madrid: Asociación Técnica de Carreteras, 1998. p. 205-214.

CHRISTOPHER, B. R.; McGUFFEY, V. C. **Pavement subsurface drainage systems**. Washington, D.C.: National Academy Press, 1997. 44 p. (Synthesis of highway practice, 239).

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES (CNT). **Pesquisa rodoviária 2010: relatório gerencial**. Disponível em: <<http://www.cnt.org.br>>. Acesso em: 29 out. 2010.

CRUZ, L. L. **Estudo comparativo do desempenho de um recapeamento utilizando asfalto-borracha em pavimento flexível**. 2005. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

CRUZ, P. T. **100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto**. São Paulo: Oficina de Textos, 1997. 647 p.

CUNHA, L. O. B. P. **Estudo da condutividade hidráulica de solos não saturados da região metropolitana de Porto Alegre - RS**. 1997. 103 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

DANIEL, D. E. In situ hydraulic conductivity tests for compacted clay. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 115, n. 9, p. 1205-1226, 1989.

DANIEL, D. E. State-of-the-art: laboratory hydraulic conductivity tests for saturated soils. In: DANIEL, D. E.; TRAUTWEIN, S. J. (Ed.). **Hydraulic conductivity and waste contaminant transport in soil**. Philadelphia: ASTM, 1994. p. 30-78. ASTM STP 1142.

DANIEL, D. E.; TRAUTWEIN, S. J. Field permeability test for earthen liners. In: IN SITU'86, SPECIALTY CONFERENCE ON USE OF IN-SITU TESTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1986, Blacksburg. **Proceedings...** New York: ASCE, 1986. p. 146-160.

DEGROOT, D. J.; LUTENEGGER, A. J. A comparison between field and laboratory measurements of hydraulic conductivity in a varved clay. In: DANIEL, D. E.; TRAUTWEIN, S. J. (Ed.). **Hydraulic conductivity and waste contaminant transport in soil**. Philadelphia: ASTM, 1994, p. 300-317. ASTM STP 1142.

DELAGE, P.; AUDIGUIER, M.; CUI, Y. J.; HOWAT, M. D. Microstructure of a compacted silt. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 1, n. 33, p. 150-2158, 1996.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER/RS). **Álbum de dispositivos de drenagem**. Porto Alegre, 1991. 91 p.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER/RS). **EL 006**: determinação do equivalente de areia. Porto Alegre, 2001. 6 p.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER/RS). **EL 009**: determinação do Índice de Suporte Califórnia. Porto Alegre, 2001. 10 p.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER/RS). **EL 301**: determinação do teor de umidade em campo. Porto Alegre, 1999. 5 p.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER/RS). **EL 302**: determinação da densidade de campo dos solos. Porto Alegre, 1999. 17 p.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER/RS). **ES D 02**: canais, valas e valetões. Porto Alegre, 1991. 3 p.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER/RS). **ES D 08**: drenos longitudinais profundos. Porto Alegre, 1991. 8 p.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER/RS). **ES P 08**: base granular. Porto Alegre, 1991. 8 p.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER/RS). **ES P 12**: imprimação. Porto Alegre, 1991. 6 p.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER/RS). **ES P 13**: pintura de ligação. Porto Alegre, 1991. 5 p.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER/RS). **ES P 16**: concreto asfáltico. Porto Alegre, 1991. 21 p.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER/RS). **ES T 05**: aterros. Porto Alegre, 1991. 7 p.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER/RS). **IS 101**: instruções de serviço para elaboração de estudos geotécnicos. Porto Alegre, 1994. 18 p.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER/RS). **Complementação da IS 101**: estudo de jazidas para pavimentação. Porto Alegre, 1994. 8 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **CLA 259**: classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamentos miniatura. Rio de Janeiro, 1996. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **ME 024**: pavimento: determinação das deflexões pela viga Benkelman. Rio de Janeiro, 1994. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **ME 256**: solos compactados com equipamento miniatura: determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro, 1994. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **ME 258**: solos compactados em equipamento miniatura: mini-MCV. Rio de Janeiro, 1994. 14 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **PRO 11**: avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis. Rio de Janeiro, 1979. 16 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **PRO 269**: projeto de restauração de pavimentos flexíveis: TECNAPAV. Rio de Janeiro, 1994. 17 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Manual de drenagem de rodovias**. 2. ed. Rio de Janeiro: IPR, 2006a. 333 p. (Publicação IPR, 724).

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Manual de pavimentação**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2006b. 274 p.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance** (DNIT). New York: John Wiley & Sons, 1988. 577 p.

EDIL, T. B.; MOTAN, S. E. Soil-water potential and resilient behaviour of subgrade soils. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., v. 705, p. 54-63, 1979.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da Formação Serra Geral**. 2007. 329 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: John Wiley & Sons, 1993. 517 p.

FREDLUND, D. G.; XING A.; HUANG, S. Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 31, n. 4, p. 533-546, 1994.

FREDLUND, D. G.; XING A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 31, n. 4, p. 521-532, 1994.

GARDNER, W. R. Laboratory studies of evaporation from soil columns in presence of a water table. **Soil Science**, Baltimore, v. 85, p. 244, 1958a.

GARDNER, W. R. Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. **Soil Science**, Baltimore, v. 85, n. 4, p. 183-187, 1958b.

GEHLING, W. Y. Y.; CERATTI, J. A. P.; NÚÑEZ, W. P.; RODRIGUES, M. R. A study of the influence of suction on the resilient behavior of soils from Southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 2., 1998, Beijing, China. **Proceedings...** Beijing: International Academic Publishers, 1998. v. 1, p. 47-53.

GONÇALVES, R. F. **Estudo da influência da variação do teor de umidade no valor do módulo de resiliência de um solo argiloso encontrado em subleito de rodovias no interior paulista**. 1999. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

GONÇALVES, F. J. P. **Estudo experimental do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados**. 2002. 467 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

HEINECK, K. S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis**. 2002. 255 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

HEYDINGER, A. G. Evaluation of seasonal effects on subgrade soils. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 82., 2003, Washington, D.C. **Proceedings...** Washington, D.C.: TRB, 2003. CD-ROM.

HOUSTON, S. L.; HOUSTON, W. N.; WAGNER, A. M. Laboratory filter paper suction measurements. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v. 17, n. 2, p. 185-194, 1994.

HVORSLEV, M. J. **Time lag and soil permeability in ground-water levels and pressures.** Vicksburg, Mississippi: U. S. Army Waterways Experiment Station, 1951. Bulletin n. 36.

JUCÁ, J. F. T. **Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada.** 1990. 346 f. Tesis (Doctorado) - Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 1990.

KIEHL, E. J. **Manual de edafologia: relações solo-planta.** São Paulo: Ceres, 1979. 262 p.

KLEIN, V. A.; LIBARDI, P. L. Condutividade hidráulica de um latossolo roxo, não saturado, sob diferentes sistemas de uso e manejo. **Ciência Rural**, Santa Maria, v. 32, n. 6, p. 945-953, 2002a.

KLEIN, V. A.; LIBARDI, P. L. Densidade e distribuição do diâmetro dos poros de um latossolo vermelho, sob diferentes sistemas de uso e manejo. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, Campinas, v. 26, p. 857-867, 2002b.

KSAIBATI, K.; ARMAGHANI, J.; FISHER, J. Effect of moisture on the modulus values of base and subgrade materials. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 79., 2000, Washington, D.C. **Proceedings...** Washington, D.C.: TRB, 2000. CD-ROM.

KHOURY, N. N.; MUSHARAF, Z. M.; NEVELS, J. B.; MANN, J. Effect of soil suction on resilient modulus of subgrade soil using the filter paper technique. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 82., 2003, Washington, D.C. **Proceedings...** Washington, D.C.: TRB, 2003. CD-ROM

LAMBE, T. W. The structure of compacted clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, Ann Arbor, Michigan, v. 84. n. SM 2, paper 1654, 1958. 35 p.

LECLOUX, A. J. Texture of catalysts. In: ANDERSON, J.R.; BOUDART, M. (Org.). **Catalysis, science and technology.** Berlin: Springer-Verlag, 1981. v. 2, cap. 4.

LONG TERM PAVEMENT PERFORMANCE (LTPP). Seasonal variations in the moduli of unbound pavement layers. In: FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Publication n. FHWA-HRT-04-079.** Washington, D.C., 2006. 285 p. Disponível em: <<http://www.fhwa.dot.gov/pavement/ltpp/pubs/04079>>. Acesso em: 29 jun. 2009.

LOPES, J. A. U.; MORILHA JUNIOR, A.; MARONI, L. G.; SZABÓ, L. C.; SALGADO, J. A. O dreno experimental de Prudentópolis: resultados finais. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 27., 1993, Teresina. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, 1993. p. 65-97.

LUXMOORE, R. J. Micro, meso and macroporosity of soil. **Soil Science Society of America Journal**, Madison, v. 45, p. 671-672, 1981.

MACÊDO, J. A. G. **Interpretação de ensaios defletométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis**. 1996, 477 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.

MACHADO, S. L.; CARVALHO, M. F.; MATTA, B. M. Utilização do permeâmetro Guelph para estudo da condutividade hidráulica de solos residuais de granulito da cidade de Salvador-BA. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 5., 2004, São Carlos, **Anais...** São Carlos: SGS/EESC/USP, 2004. v. 1, p. 255-261.

MARINHO, F. A. M. A técnica do papel filtro para a medição de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1995a. p. 112-125.

MARINHO, F. A. M. Cavitação e a medição direta de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1995b. p. 126-142.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção com o método do papel filtro. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1994. v. 2, p. 515-522.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3., 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: Freitas Bastos, 1997. v. 2, p. 373-397.

MARINHO, F. A. M. **Soil suction measurement in soils and porous material**. Denver, Colorado: [s.n.], 2000. Short Course on Unsaturated Soil Geo-Denver 2000 - ASCE.

MARINHO, F. A. M.; CHANDLER, R. J. Discussion: a new instrument for the measurement of soil moisture suction. **Géotechnique**, London, v. 44, n. 3, p. 551-556, 1994.

MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos**. Rio de Janeiro: UFRJ, 1997. 380 p.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos**. 2. ed. Rio de Janeiro: UFRJ, 2005. 574 p.

MICHELIN, R. G. **Drenagem superficial e subterrânea de estradas**. Porto Alegre: Multilibri, 1975. 274 p.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of soil behaviour**. 2nd ed. New York: John Wiley & Sons, 1993. 437 p.

MOTTA, L. M. G.; MACÊDO, J. A. G.; MEDINA, J.; VIANNA, A. A.; RABAÇA, S. R. Avaliação estrutural de trechos experimentais na rodovia Carvalho Pinto: análise preliminar. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29., 1995, Cuiabá. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, 1995. v. 2, p. 283-309.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **1-37A**: guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures, final report. Washington, D.C.: Transportation Research Board, 2004. Disponível em: <<http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/archive/mepdg/guide.htm>>. Acesso em: 29 jul. 2008.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Vilibor, 1995. 213 p.

NÚÑEZ, W. P. **Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados**. 1997. 271 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

NÚÑEZ, W. P.; RODRIGUES, M. R.; CERATTI, J. A. P.; GEHLING, W. Y. Y.; OLIVEIRA, J. A. A influência da sucção no módulo resiliente de um solo de comportamento laterítico - resultados de laboratório e de campo com emprego do simulador de tráfego UFRGS-DAER/RS. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 30., 1996, Salvador. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, 1996. v. 2, p. 700-720.

PERAÇA, V. **Qualificando solos para revestimentos primários de rodovias: uma abordagem baseada nas mecânicas dos solos e dos pavimentos**. 2007. 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

PERAZZOLO, L. **Estudo geotécnico de dois taludes da formação Serra Geral, RS**. 2003. 162 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. **Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro: Copiarte, 2002. 269 p.

RABAB'AH, S. R. **Integrated assessment of free draining base and subbase materials under flexible pavement**. 2007. 279 f. Thesis (PhD) - University of Akron, Ohio, USA, 2007.

REYNOLDS, W. D.; ELRICK, D. E. A laboratory and numerical assessment of the Guelph permeameter method. **Soil Science**, Baltimore, v. 144, n. 4, p. 282-299, 1987.

REYNOLDS, W. D.; ELRICK, D. E.; CLOTHIER, B. E. The constant head permeameter: effect of unsaturated flow. **Soil Science**, Baltimore, v. 139, n. 2, p. 172-180, 1985.

REYNOLDS, W. D.; ELRICK, D. E.; TOPP, G. C. A reexamination of the constant head well permeameter method for measuring saturated hydraulic conductivity above the water table. **Soil Science**, Baltimore, v. 136, n. 4, p. 250-268, 1983.

RICHARDS, L. A. Physical conditions of water in soil. In: BLACK, C.A. (Ed.) **Methods of soil analysis**. Madison: American Society of Agronomy, 1965. Part 1, 770 p.

RIDGEWAY, H. H. Infiltration of water through the pavement surface. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., n. 616, p. 98-100, 1976.

RIDGEWAY, H. H. **Pavement subsurface drainage systems**. Washington, D.C.: National Academy Press, 1982. 38 p. (Synthesis of highway practice, 96).

RIDLEY, A. M.; BURLAND, J. B. A new instrument for the measurement of soil moisture suction. **Géotechnique**, London, v. 43, n. 2, p. 321-324, 1993.

RIDLEY, A. M.; WRAY, W. K. Suction measurement: a review of current theory and practices. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1., 1995, Paris. **Proceedings...** Rotterdam, Netherlands: A. A. Balkema Publishers, 1995. v. 3, p. 1293-1322.

RIDLEY, A. M.; DINEEN, K.; BURLAND, J. B.; VAUGHAN, P. R. Soil matrix suction: some examples of its measurement and application in geotechnical engineering. **Géotechnique**, London, v. 53, n. 1, p. 241-253, 2003.

ROCHA FILHO, N. R. **Estudo de técnicas para avaliação estrutural de pavimentos por meio de levantamentos deflectométricos**. 1996. 143 f. Dissertação (Mestrado) - Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 1996.

RODRIGUES, M. R. **Influência da sucção no módulo de resiliência de solos do subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

ROHDE, L. **Estudo de misturas asfálticas de módulo elevado para camadas estruturais de pavimentos**. 2007. 250 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

SALEM, H. M.; BAYOMY, F. M.; AL-TAHER, M. G. Prediction of seasonal variation of subgrade resiliente modulus using LTPP data. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 82., 2003, Washington, D.C. **Proceedings...** Washington, D.C.: TRB, 2003. CD-ROM.

SAUER, E. K.; MONISMITH, C. L. The influence of soil suction on the behaviour of a glacial till subjected to repeated loading. In: ANNUAL MEETING OF THE HIGHWAY RESEARCH BOARD, 47., 1968, Washington, D.C. **Proceedings...** Washington, D.C.: TRB, 1968.

SCHMITZ, C. S. **Análise do comportamento estrutural de sistemas de drenagem viária constituídos por tubos plásticos flexíveis envolvidos por areia**. 2002. 170 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

SILVA, B. A. **Análise mecânica de um pavimento rodoviário submetido à oscilação do lençol freático simulada em modelo físico de verdadeira grandeza**. 2009. 304 f. Tese

(Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

SILVA, B. A. **Aplicação das metodologias MCT e resiliente a solos finos do centro-norte do Mato Grosso**. 2003. 260 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2003.

SOILMOISTURE EQUIPMENT CORP. **Operating instructions for the Guelph permeameter**. Santa Barbara, U.S.A., 1991. 28 p.

STANNARD, D. I. Tensiometers: theory, construction, and use. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v. 15, n. 1, p. 48-58, 1992.

STEYN, W.; PLESSIS, L. Moisture related test protocols for HVS testing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ACCELERATED PAVEMENT TESTING, 3., 2008, Madrid. **Proceedings...** Madrid: CEDEX, 2008. CD-ROM.

SUZUKI, C. Y. Comunicação pessoal, 2003.

SUZUKI, C. Y. Pista seca. **Revista Técnica**, São Paulo, ed. 126, ano 15, p. 46-50, set. 2007.

SUZUKI, C. Y.; PEREIRA, A. C. O.; AZEVEDO, A. M.; TSU, B. S. A.; PITA, A. S. Conceito de índice de severidade para considerar a influência da drenagem superficial no desempenho de pavimentos asfálticos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 35., 2004, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, 2004.

TAKEDA, M. C. **A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista**. 2006. 276 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2006.

TRAUTWEIN, S. J.; BOUTWELL, G. P. In situ hydraulic conductivity tests for compacted soil liners and caps. In: DANIEL, D. E.; TRAUTWEIN, S. J. (Ed.). **Hydraulic conductivity and waste contaminant transport in soil**. Philadelphia: ASTM, 1994. p. 184-223. ASTM STP 1142.

ULLIDTZ, P. **Pavement analysis**. New York: Elsevier Science, 1987. 318 p.

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

VANAPALLI, S. K.; LOBBEZOO, J. P. A normalized function for predicting the coefficient permeability of unsaturated soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 3., 2002, Recife. **Proceedings...** Lisse, Netherlands: A. A. Balkema Publishers, 2002. v. 2, p. 839-844.

VIERA, C. S. **Desempenho de um pavimento flexível solicitado por simulador de tráfego**. 2003. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

VILLIBOR, D. F. **Pavimentos econômicos: novas considerações**. 1981. 224 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1981.

WERK, S. M. S. **Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos**. 2000. 103 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

WICKBOLDT, V. S. **Ensaio acelerados de pavimentos para avaliação de desempenho de recapamentos asfálticos**. 2005. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

WILSON, G. W. Surface flux boundary modeling for unsaturated soils. **Geotechnical Special Publications ASCE**, New York, v. 68, p. 38-65, 1997.

WILKINSON, W. B. Constant head in situ permeability tests in clay strata. **Géotechnique**, London, v. 18, p. 172-194, 1968.

YANG, S. J.; HUANG, W. H.; TAI, Y. T. Variation of resilient modulus with soil suction for compacted subgrade soils. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 84., 2005, Washington, D.C. **Proceedings...** Washington, D.C.: TRB, 2005.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. **Principles of pavement design**. 2nd ed. New York: J. Wiley, 1975. 771 p.

ZHOU, H.; RADA, G. R.; ELKINS, G. E. Investigation of backcalculated moduli using deflections obtained at various locations in a pavement structure. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., n. 1570, p. 96-107, 1997.

**APÊNDICE A – Deflexões pontuais, bacias de deflexões, raios de curvatura,
deflexão em função da sucção e sucção em função do nível
d'água**

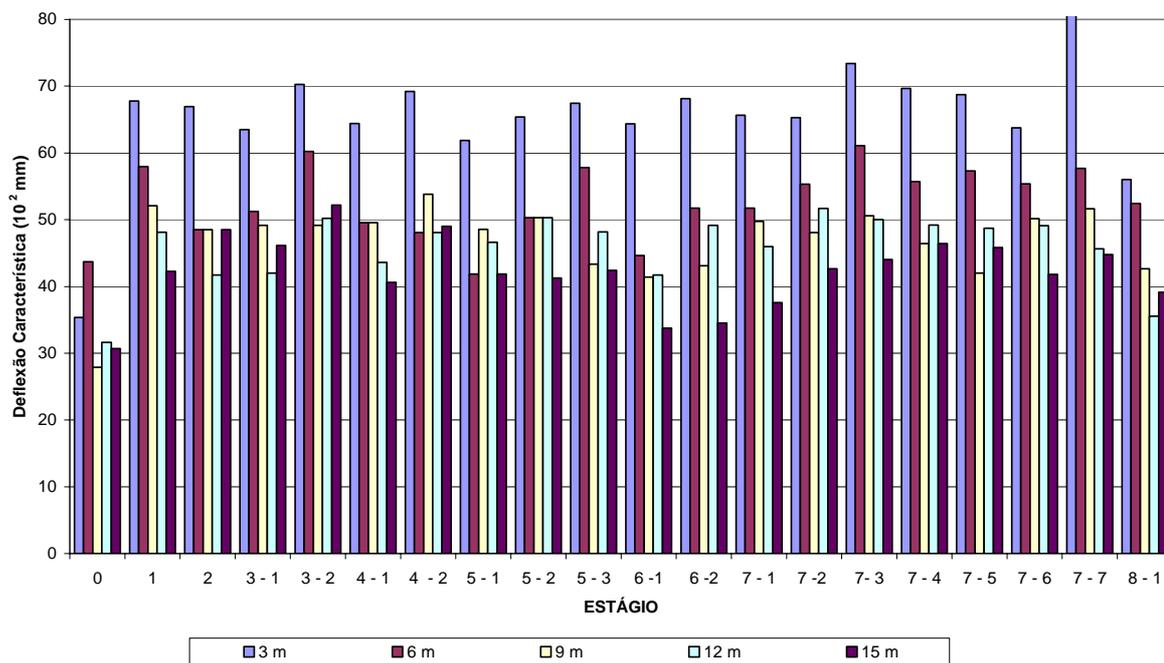


Figura A.1: Evolução das deflexões pontuais para as seções S3, S6, S9, S12 e S15 da pista A, trilha externa, desta pesquisa

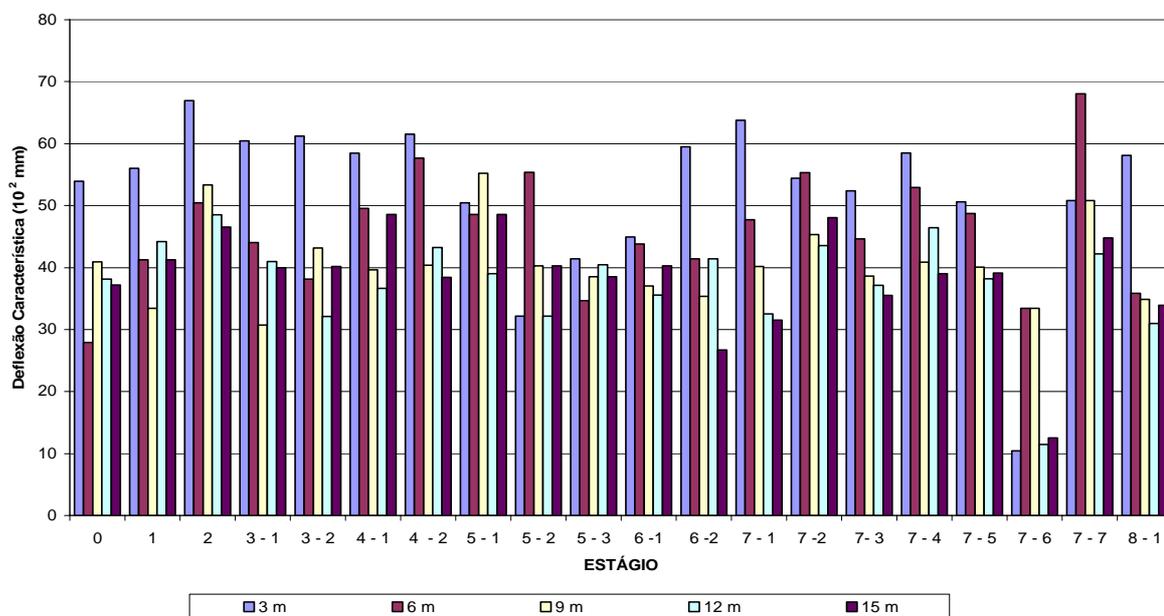


Figura A.2: Evolução das deflexões pontuais para as seções S3, S6, S9, S12 e S15 da pista A, trilha interna, desta pesquisa

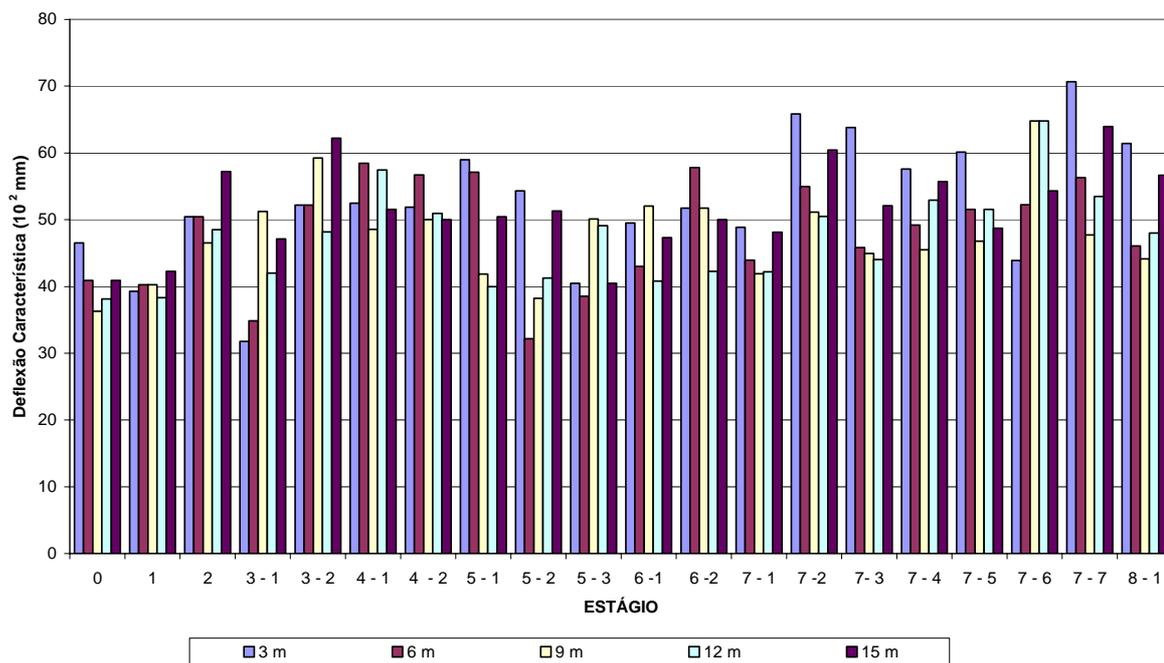


Figura A.3: Evolução das deflexões pontuais para as seções S3, S6, S9, S12 e S15 da pista B, trilha externa, desta pesquisa

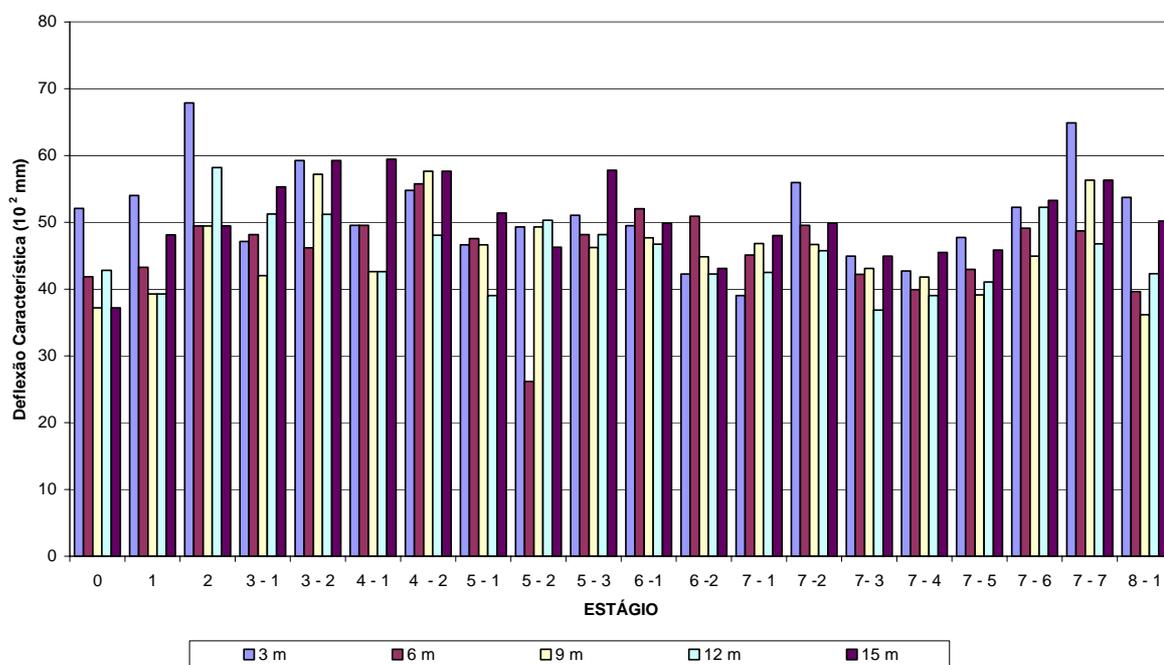


Figura A.4: Evolução das deflexões pontuais para as seções S3, S6, S9, S12 e S15 da pista B, trilha interna, desta pesquisa

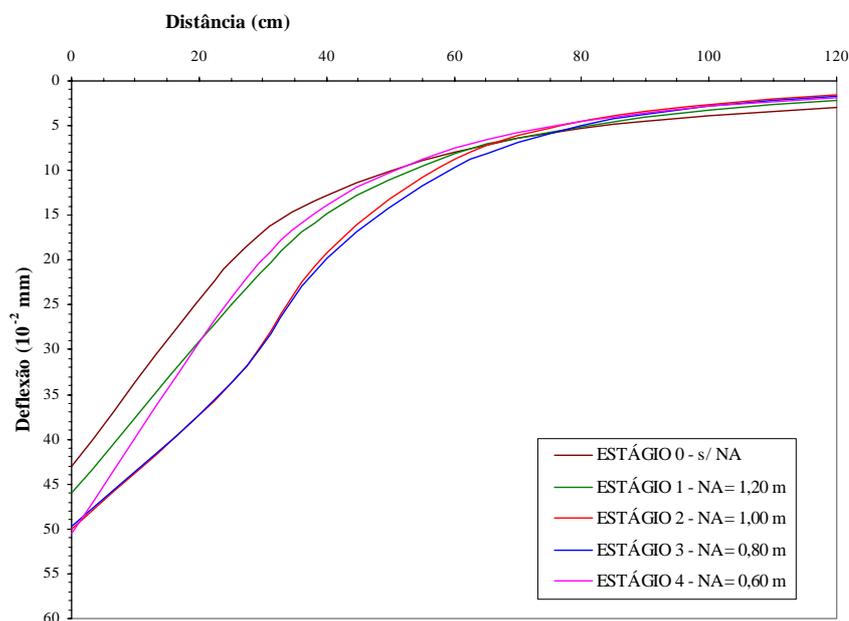


Figura A.5: Bacias de deflexões na seção S9 da pista A, trilha interna, para os estágios iniciais de indução de níveis d'água

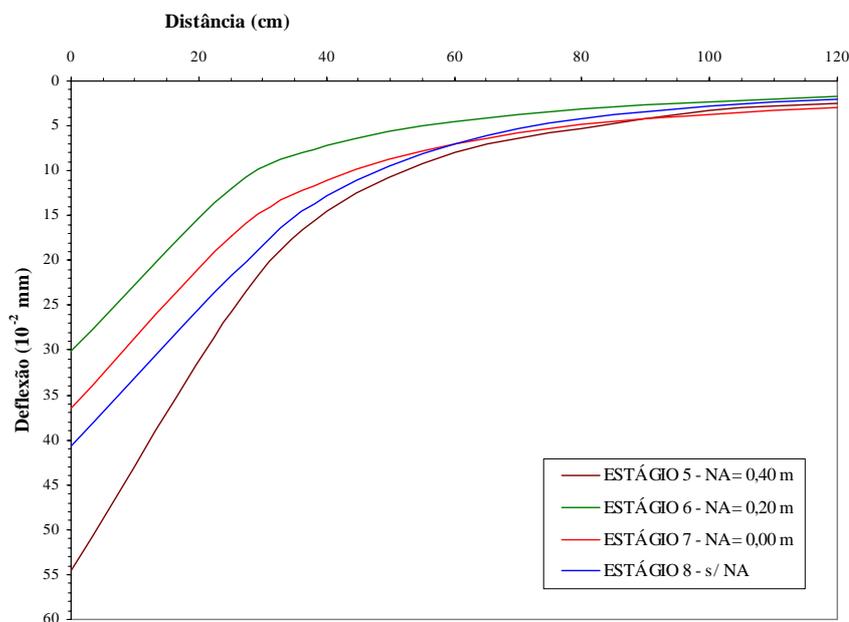


Figura A.6: Bacias de deflexões na seção S9 da pista A, trilha interna, para os estágios finais de indução de níveis d'água

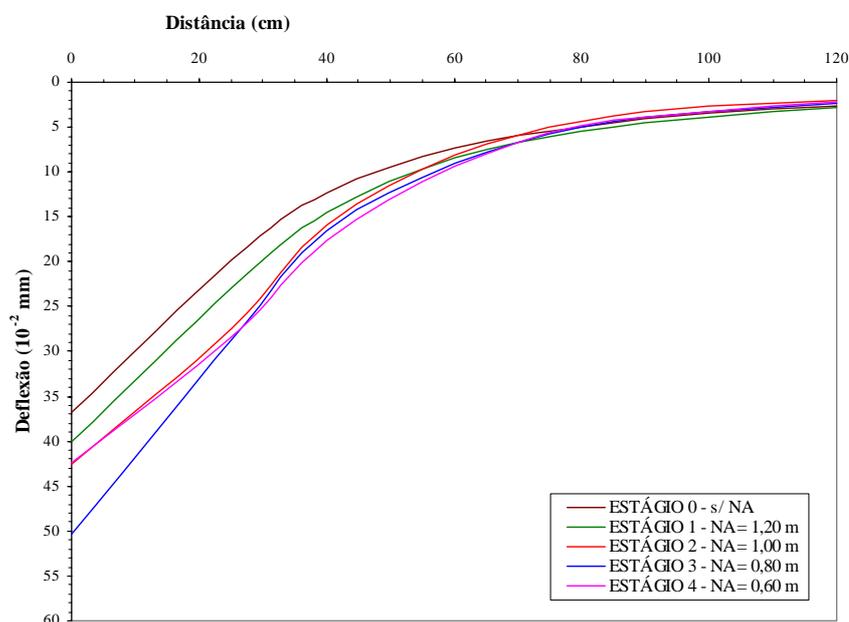


Figura A.7: Bacias de deflexões na seção S9 da pista B, trilha externa, para os estágios iniciais de indução de níveis d'água

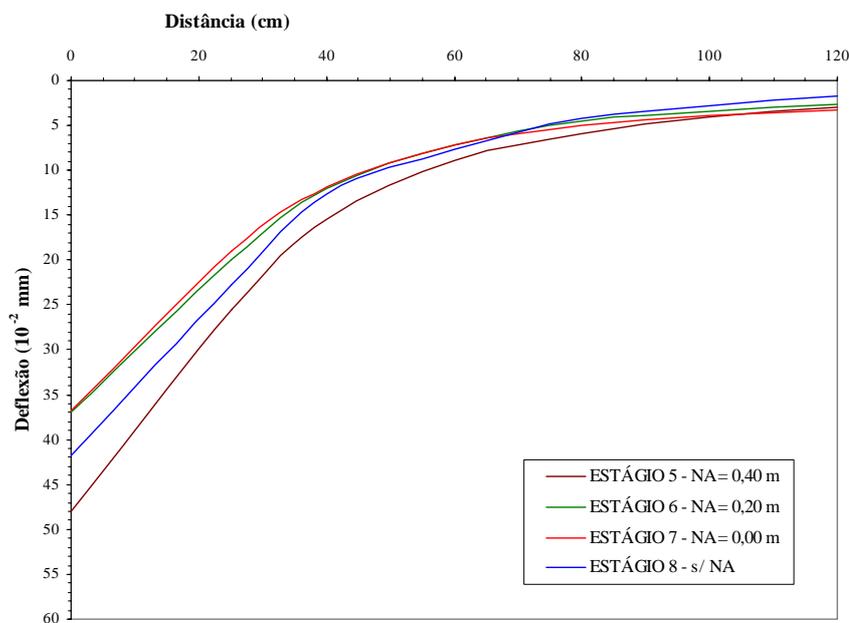


Figura A.8: Bacias de deflexões na seção S9 da pista B, trilha externa, para os estágios finais de indução de níveis d'água

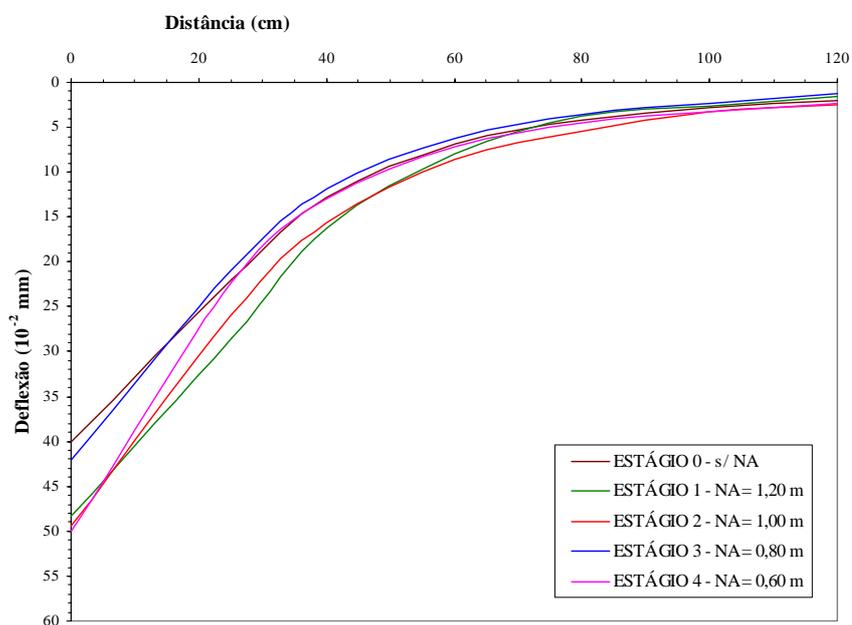


Figura A.9: Bacias de deflexões na seção S9 da pista B, trilha interna, para os estágios iniciais de indução de níveis d'água

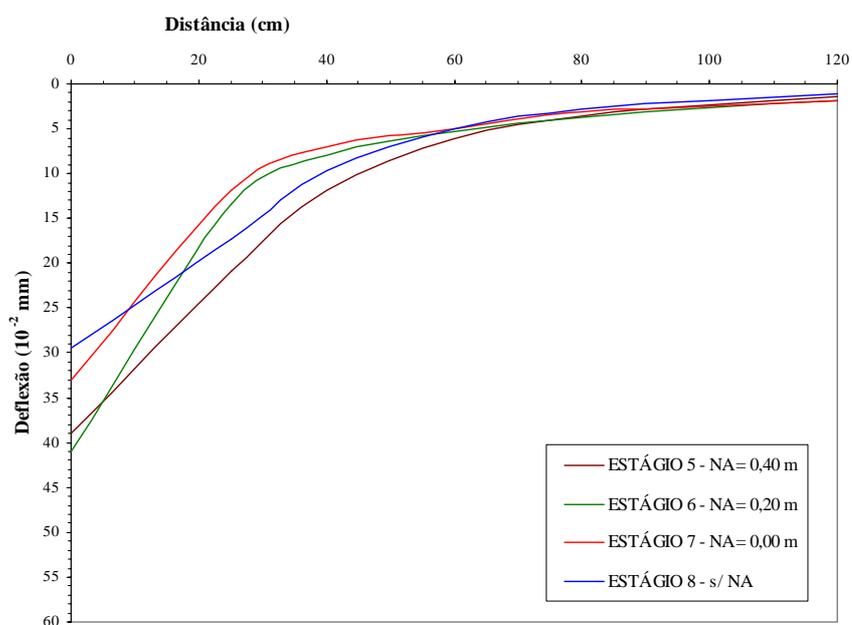


Figura A.10: Bacias de deflexões na seção S9 da pista B, trilha interna, para os estágios finais de indução de níveis d'água

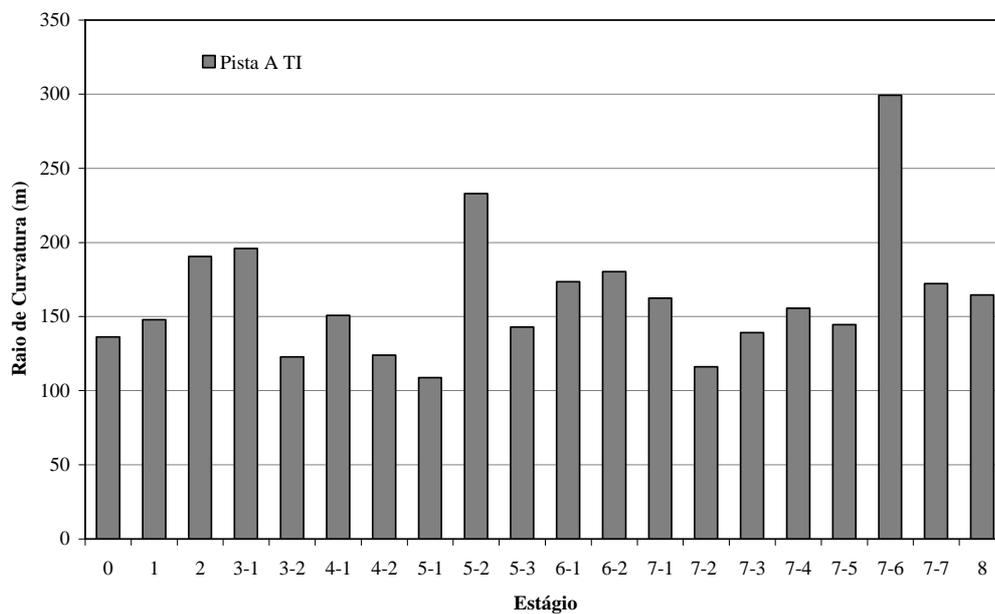


Figura A.11: Raio de curvatura para a seção S9 da pista A, trilha interna

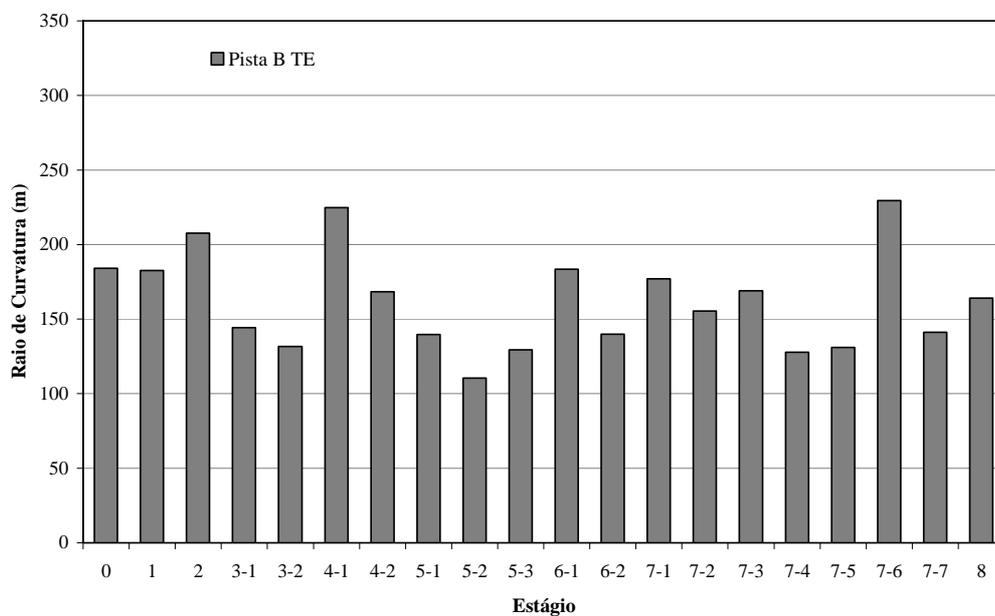


Figura A.12: Raio de curvatura para a seção S9 da pista B, trilha externa

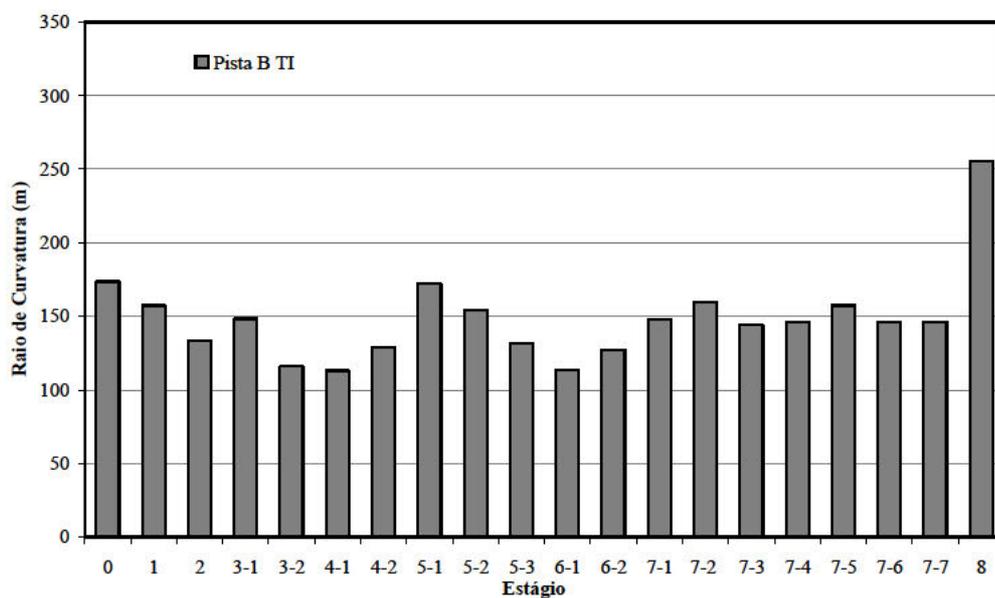


Figura A.13: Raio de curvatura para a seção S9 da pista B, trilha interna

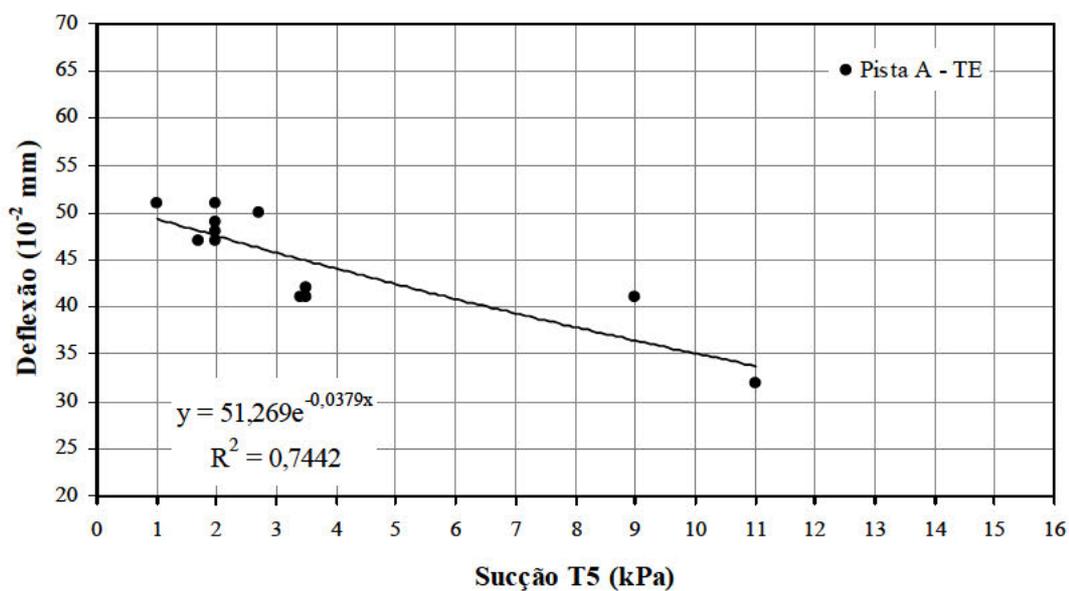


Figura A.14: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T5 (1,0 m), localizado na pista A, trilha externa

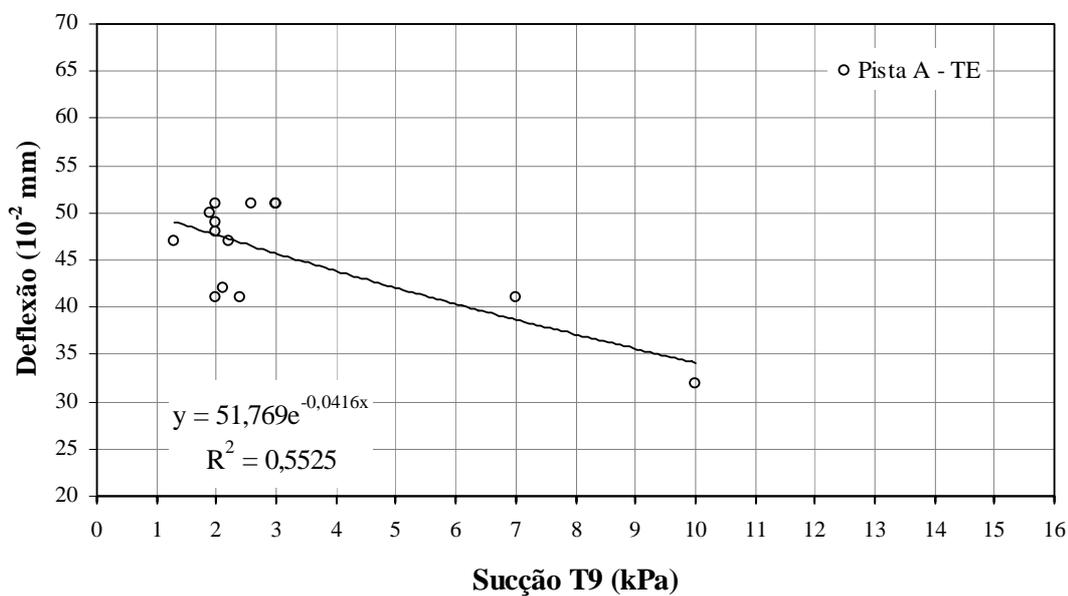


Figura A.15: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T9 (0,30 m), localizado na pista A, trilha externa

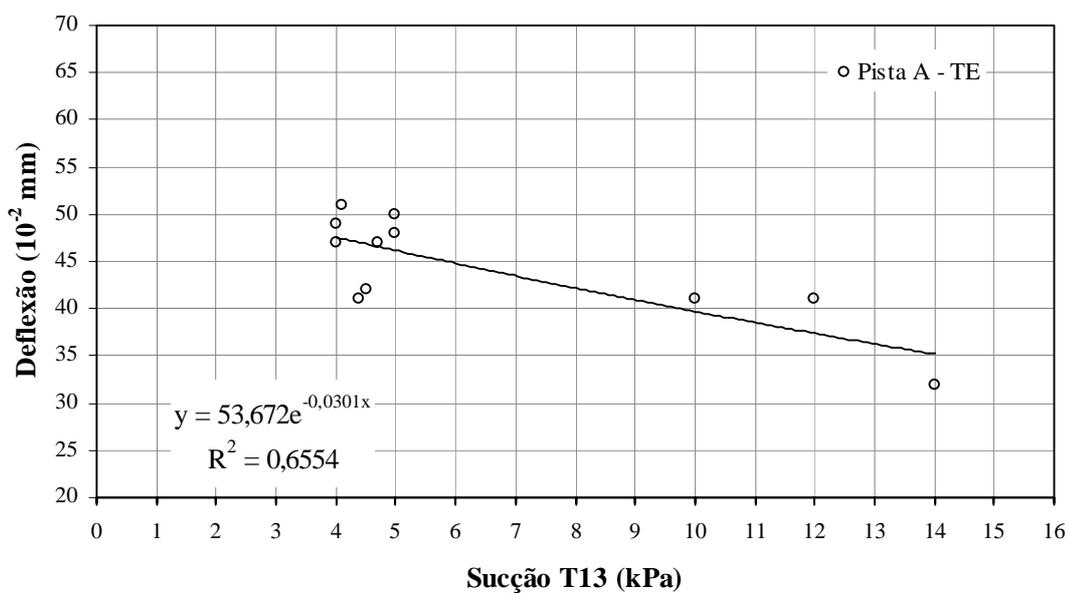


Figura A.16: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T13 (0,60 m), localizado na pista A, trilha externa

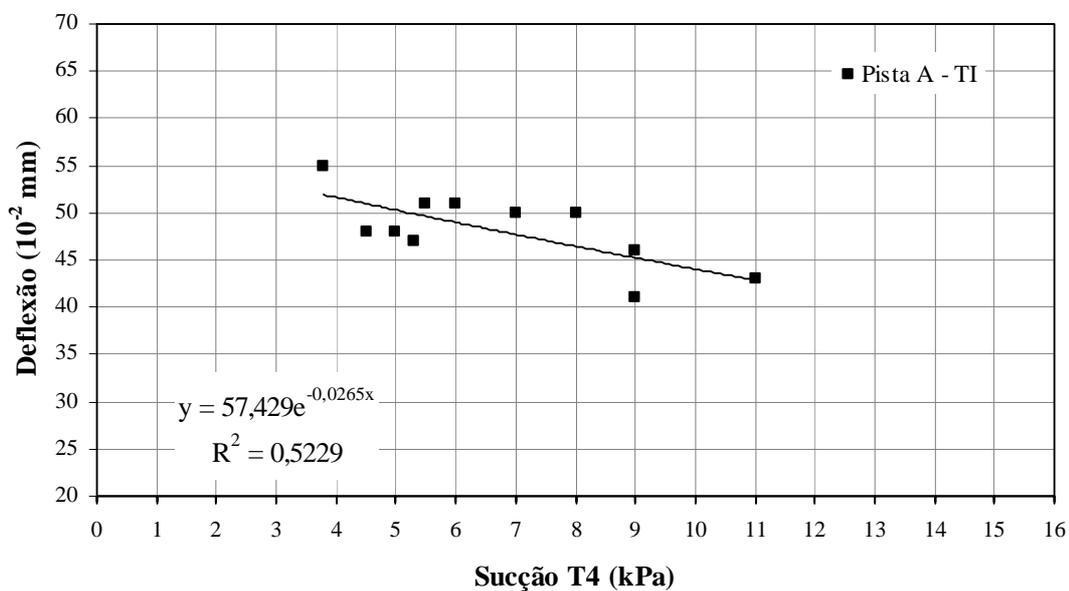


Figura A.17: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T4 (1,0 m), localizado na pista A, trilha interna

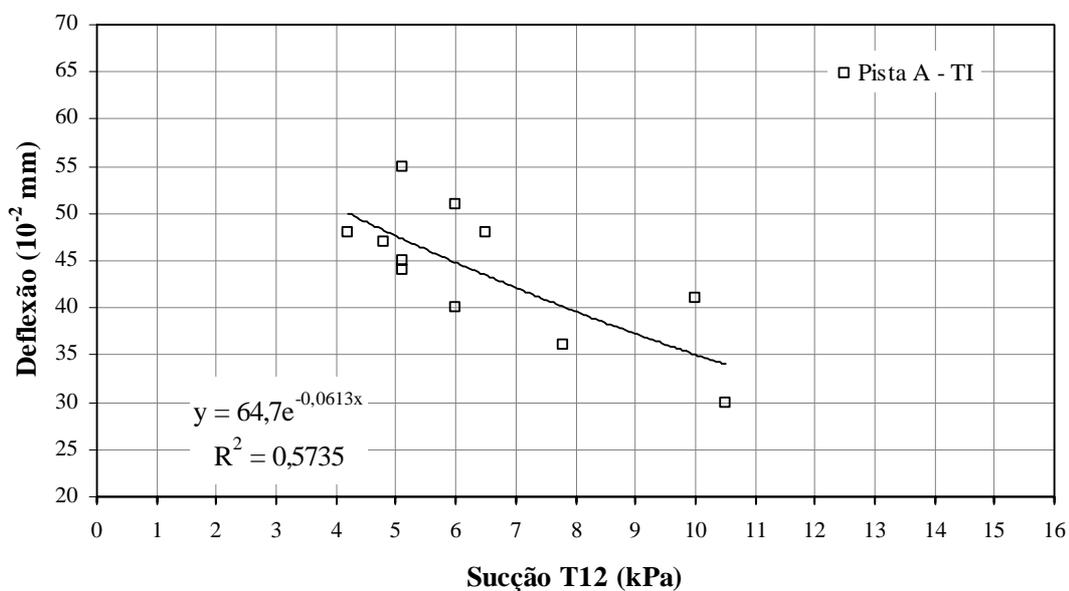


Figura A.18: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T12 (0.60 m), localizado na pista A, trilha interna

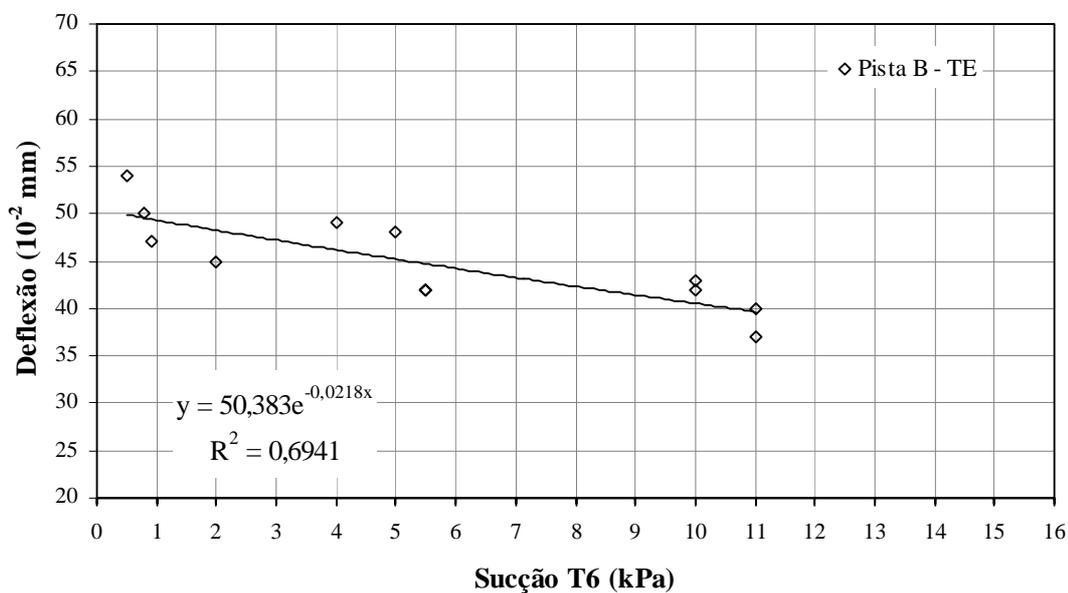


Figura A.19: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T6 (0,30 m), localizado na pista B, trilha externa

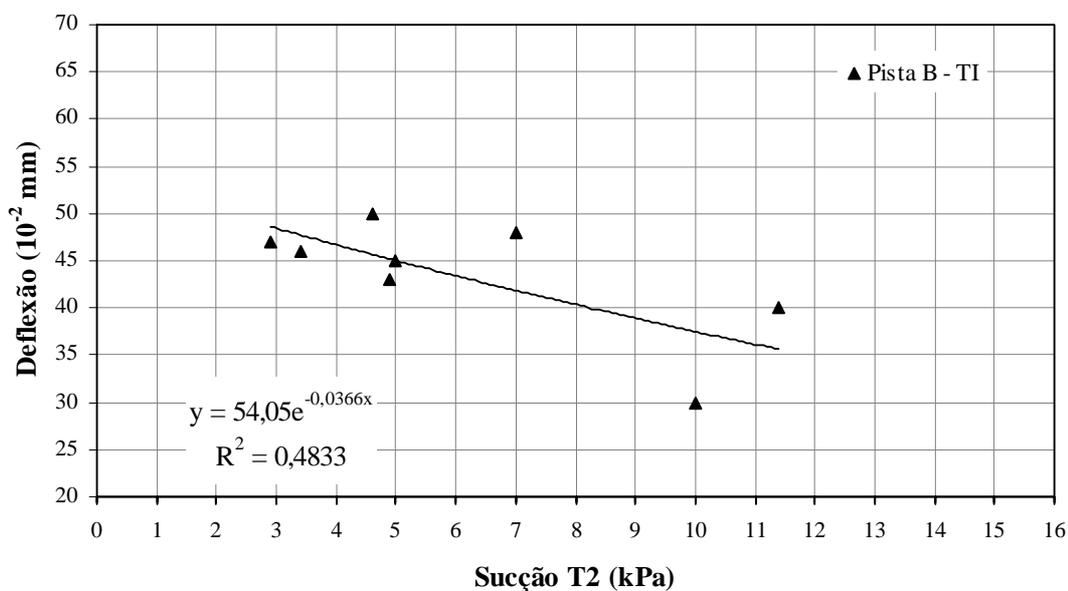


Figura A.20: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T2 (1,0 m), localizado na pista B, trilha interna

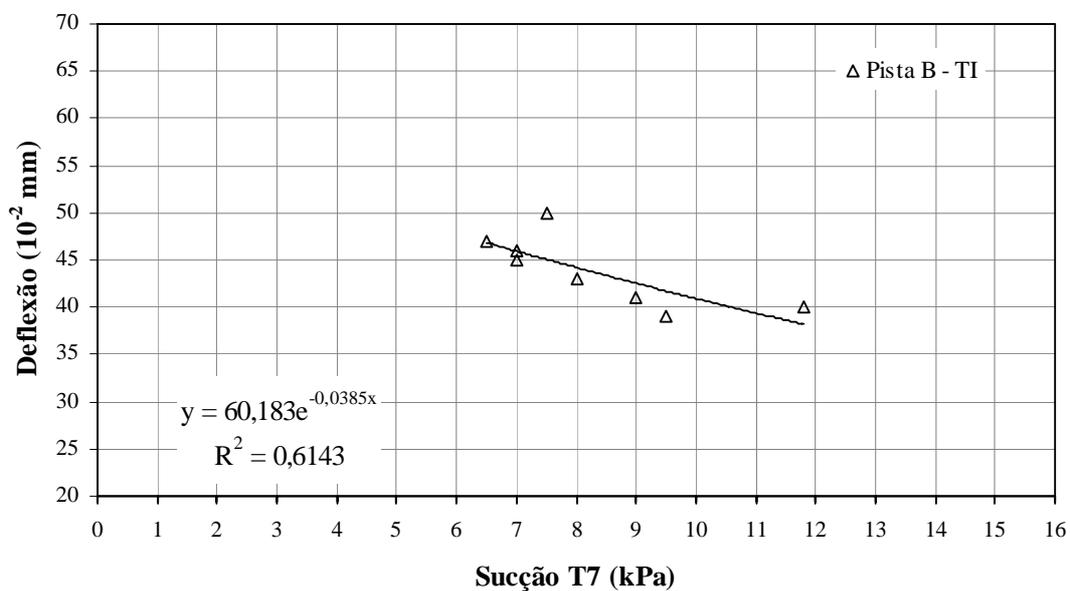


Figura A.21: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T7 (0,30 m), localizado na pista B, trilha interna

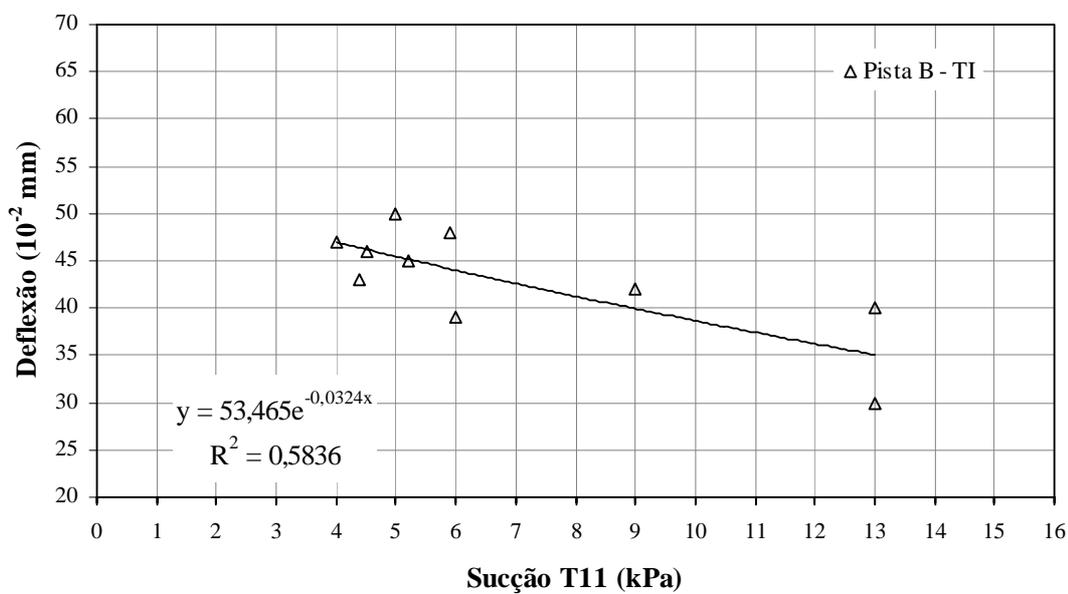


Figura A.22: Deflexão em função da sucção no tensiômetro T11 (0,60 m), localizado na pista B, trilha interna

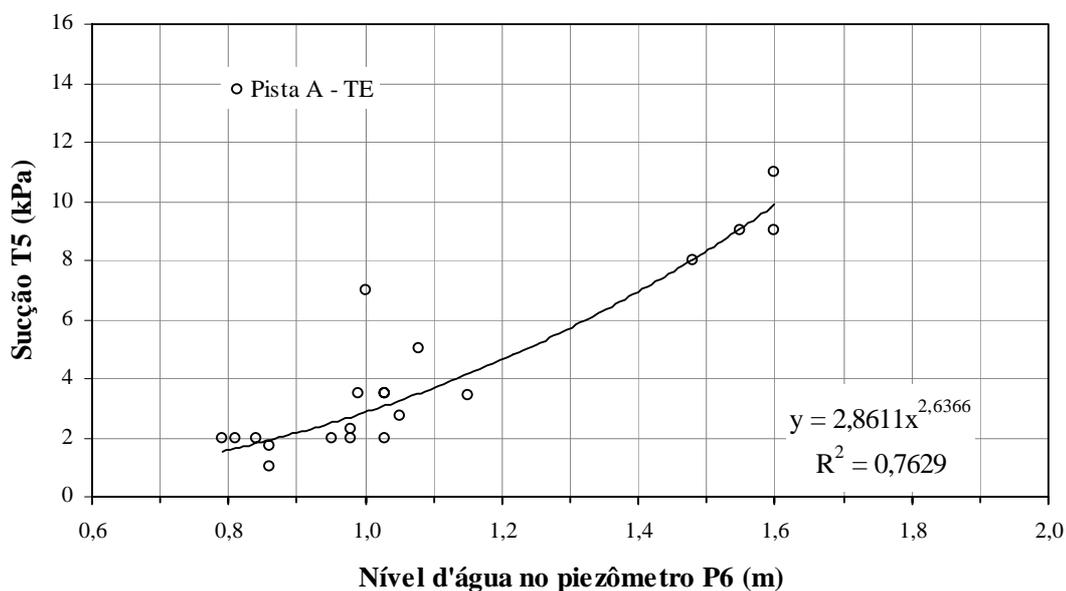


Figura A.23: Sucção no tensiômetro T5 (1,00 m) em função do nível d'água no piezômetro P6, localizado na pista A, trilha externa

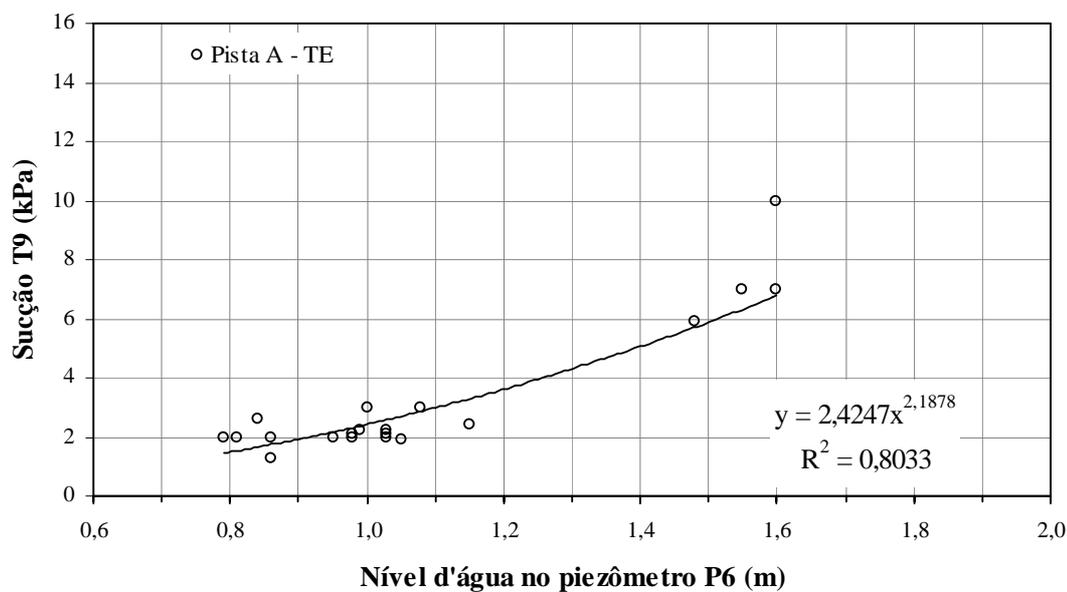


Figura A.24: Sucção no tensiômetro T9 (0,30 m) em função do nível d'água no piezômetro P6, localizado na pista A, trilha externa

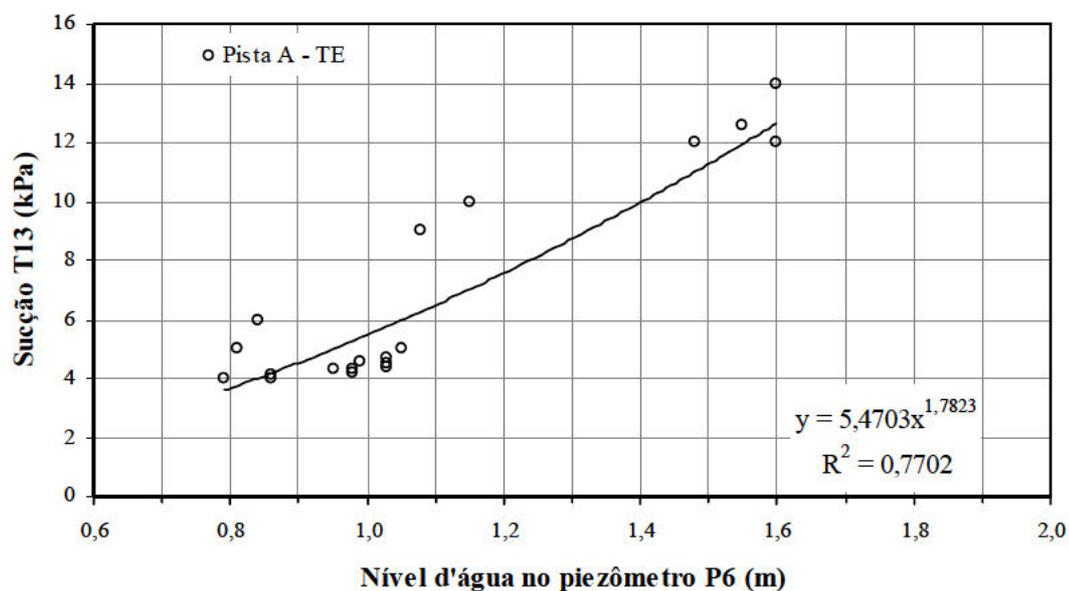


Figura A.25: Sucção no tensiômetro T13 (0,60 m) em função do nível d'água no piezômetro P6, localizado na pista A, trilha externa

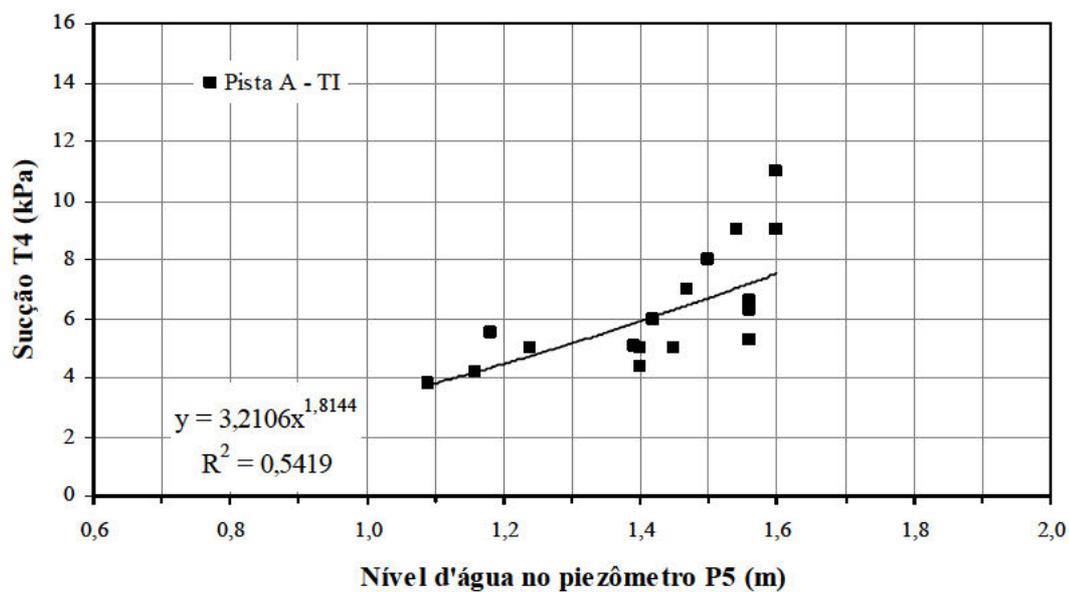


Figura A.26: Sucção no tensiômetro T4 (1,00 m) em função do nível d'água no piezômetro P5, localizado na pista A, trilha interna

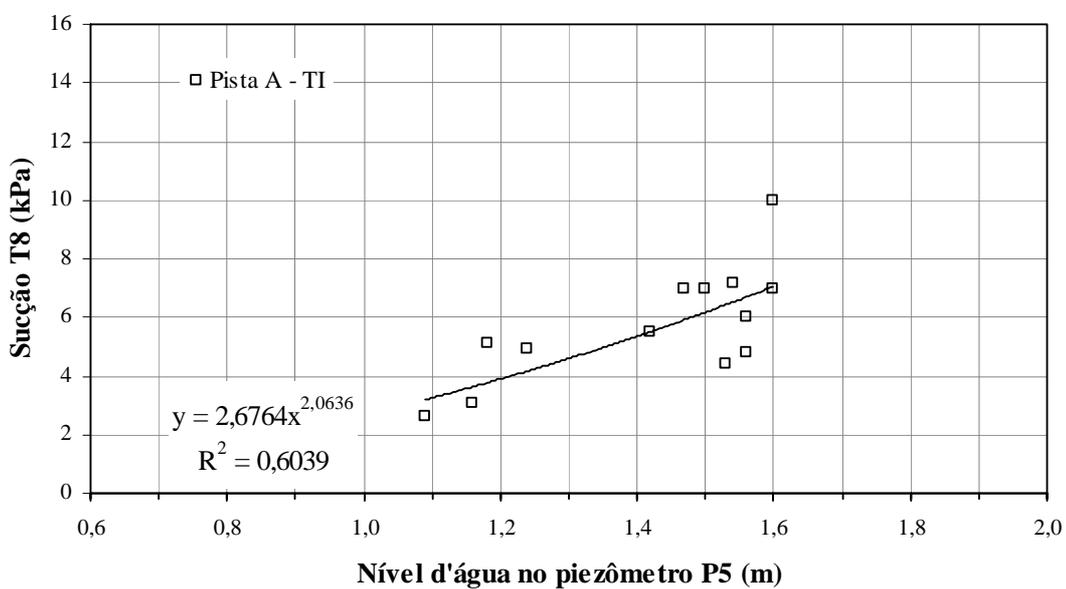


Figura A.27: Sucção no tensiômetro T8 (0,30 m) em função do nível d'água no piezômetro P5, localizado na pista A, trilha interna

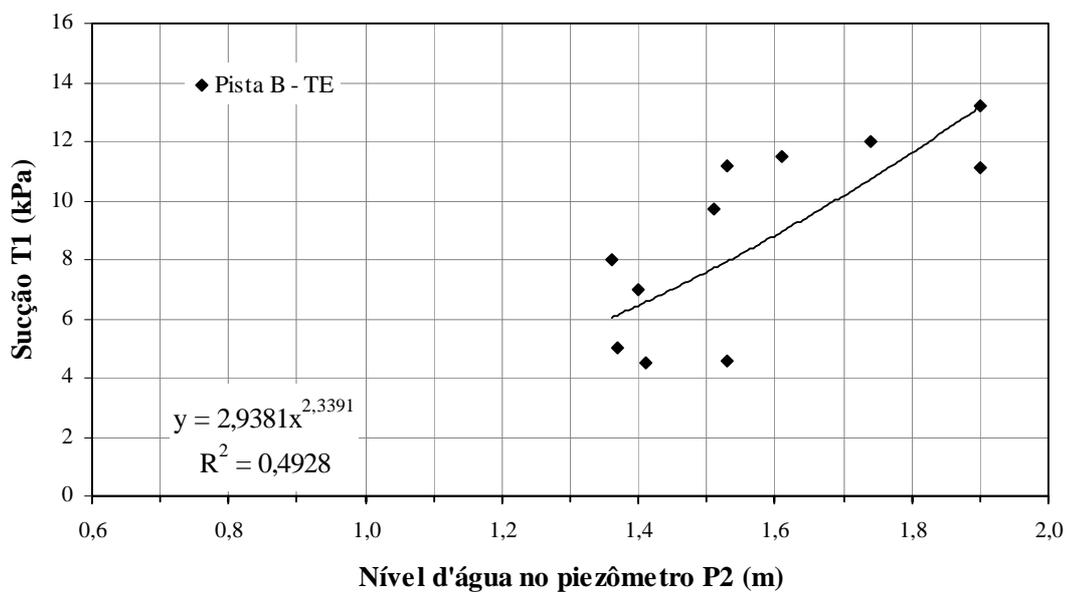


Figura A.28: Sucção no tensiômetro T1 (1,00 m) em função do nível d'água no piezômetro P2, localizado na pista B, trilha externa

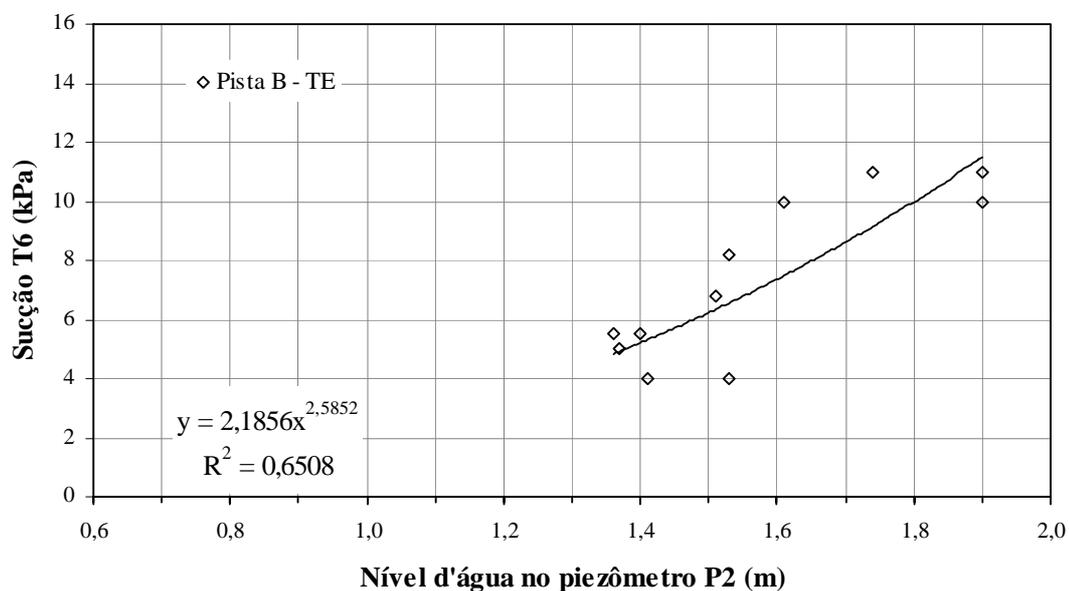


Figura A.29: Sucção no tensiômetro T6 (0,30 m) em função do nível d'água no piezômetro P2, localizado na pista B, trilha externa

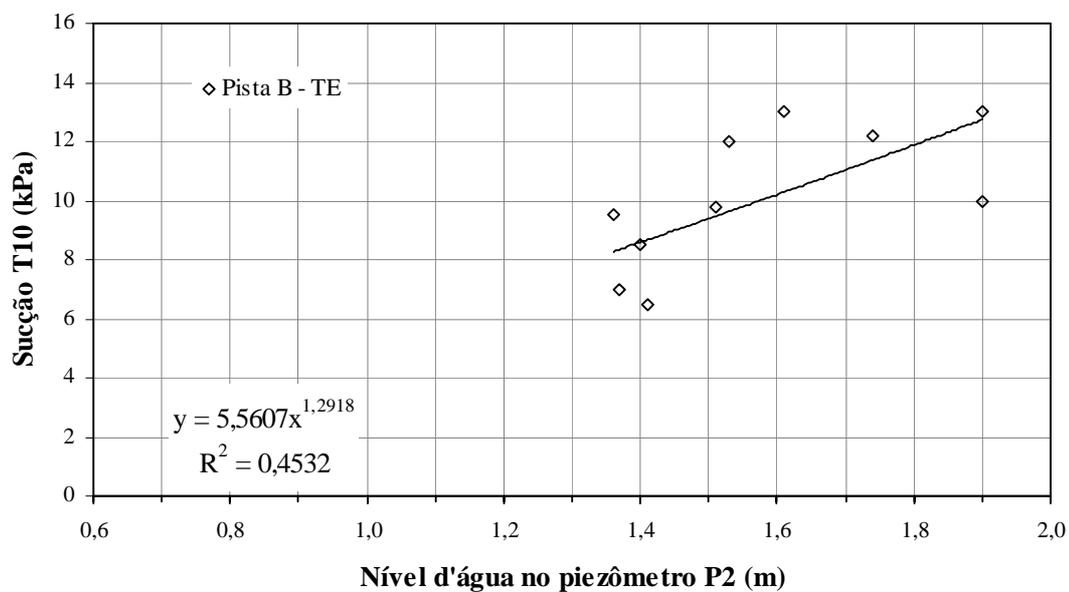


Figura A.30: Sucção no tensiômetro T10 (0,60 m) em função do nível d'água no piezômetro P2, localizado na pista B, trilha externa

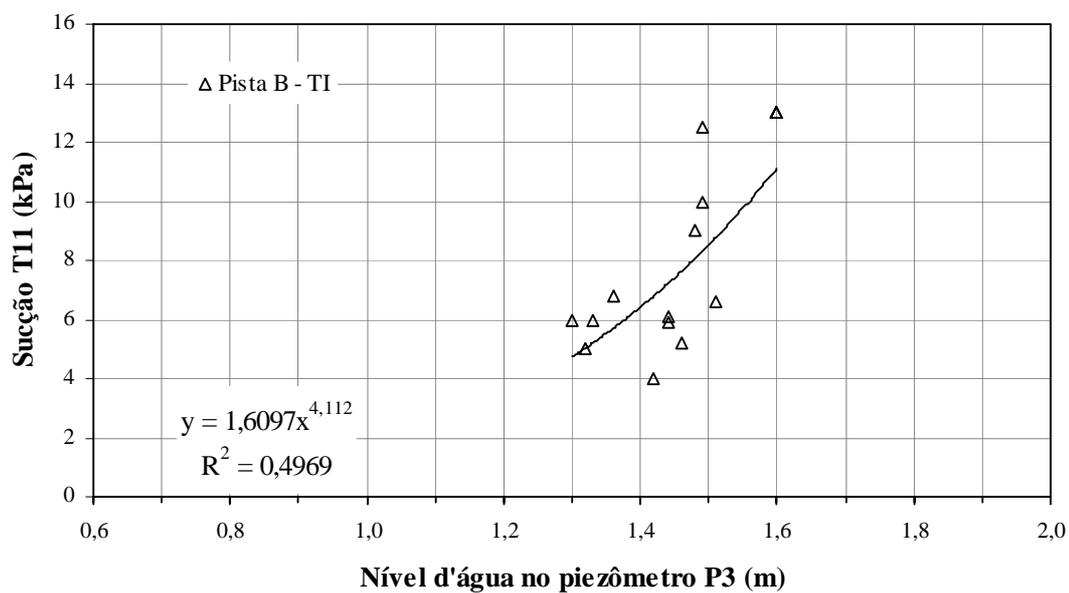


Figura A.31: Sucção no tensiômetro T11 (0,60 m) em função do nível d'água no piezômetro P3, localizado na pista B, trilha interna