



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

**ATERROS SOBRE SOLOS MOLES COM SOLUÇÕES DE MELHORAMENTO  
CASO DE OBRA: INVESTIGAÇÃO E DESEMPENHO**

**ISABELLA BARBALHO SANTINI BATISTA**

RECIFE, PE – BRASIL

2007

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

**ISABELLA BARBALHO SANTINI BATISTA**

**ATERROS SOBRE SOLOS MOLES COM SOLUÇÕES DE MELHORAMENTO  
CASO DE OBRA: INVESTIGAÇÃO E DESEMPENHO**

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTADOR: ROBERTO QUENTAL COUTINHO, D.Sc.

RECIFE, PE – BRASIL

2007

**B333a**

**Batista, Isabella Barbalho Santini.**

Aterros sobre solos moles com soluções de melhoramento caso de obra: investigação e desempenho / Isabella Barbalho Santini Batista. - Recife: O Autor, 2007.

xvi, 174 folhas, il : figs., tabs.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2007.

Inclui Bibliografia.

1. Engenharia Civil. 2. Aterros. 3. Solos Moles. 4. Melhoramento de Solos. I. Título.

**UFPE**

**624**

**CDD (22. ed.)**

**BCTG/2008-041**

**ATERROS SOBRE SOLOS MOLES COM SOLUÇÕES DE MELHORAMENTO  
CASO DE OBRA: INVESTIGAÇÃO E DESEMPENHO**

ISABELLA BARBALHO SANTINI BATISTA

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL

Aprovada por:

---

Roberto Quental Coutinho, D.Sc.  
(Presidente)

---

Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.

---

Martin Fahey, Ph.D.

RECIFE, PE – BRASIL

2007

Em tua memória, David Santini, meu Pai, pelo que tão bem soubeste me ensinar; a filosofia de vida e o amor a esta “Terra”.

“A nossa vida é uma sucessão de fatos que marcam a nossa personalidade. Certas leituras têm o condão de gravar o nosso subconsciente por toda a existência. É assim o processo de conhecimento e é assim que formamos nosso caráter; gravamos a fita virgem com a qual nascemos, com nossas experiências e vivências. Escrever um livro é uma meta que muitos pretendem, mas poucos realizam. Como alguns conseguiram escrever um livro, senti-me encorajado a mais esta aventura, de modo a fechar um ciclo de minha existência e, assim, satisfazer plenamente a meta que, segundo os antigos, é primordial para uma vida, além de escrever um livro, plantar uma árvore e ter um filho.”

*David Alfonso Antonio Santini*

## AGRADECIMENTOS

Dedico esta tese em memória do meu pai David Santini, quem me introduziu a arte da Mecânica dos Solos.

Dedico também à memória da minha querida avó Zuleide Rabelo Barbalho a qual fez parte da minha formação e personalidade e da minha tia Socorro Santini pela doce convivência.

Ao professor Roberto Quental Coutinho pela orientação e aprendizado nesta fase.

Aos professores e funcionários da Pós-graduação e do laboratório de Solos pela presteza sempre.

Aos professores e amigos Alexandre Gusmão, Gilmar Maia e Joaquim Teodoro pelo apoio, e ao professor Jaime Gusmão Filho também a minha admiração.

A todos os amigos da UFPE e em particular Cláudia Azevedo pela amizade e incentivo.

Aos colegas da SoloSSantini, os quais me proporcionaram tempo hábil para o estudo, em especial Mahely Kramer, Moacir Cordeiro e Eliu Oliveira.

À Eduardo Glasner e Adriana Dias por me ajudar na parte gráfica.

A Irani Alves de Oliveira, por cuidar de Guiga e Clarinha na minha ausência.

Aos meus sogros Edna e Valdeir Batista pela torcida de sempre.

À minha mãe Isis Santini e aos meus irmãos Augusto, Antonella, Daniella e Mirella, pelo amor e convivência diária.

E, por fim e mais importante, ao meu marido Valdner Batista e filhos Antônio Guilherme e Maria Clara, eu ofereço minha eterna gratidão por “tudo”: sem este incansável amor e suporte, finalizar este trabalho não teria sido possível. Meus filhos são as jóias preciosas da minha vida, e iluminam com a sua existência o meu próprio ato de respirar. Amo vocês sempre.

Resumo da tese apresentada ao CT/UFPE como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

**ATERROS SOBRE SOLOS MOLES COM SOLUÇÕES DE MELHORAMENTO**  
**CASO DE OBRA: INVESTIGAÇÃO E DESEMPENHO**

ISABELLA BARBALHO SANTINI BATISTA

2007

O programa, formalmente intitulado “*New Options for Rapid and Easy Construction of Embankments on Soft Soils*” (*No-Recess*), consiste em uma série de aterros experimentais construídos na Holanda. Cinco técnicas de melhoramento de solo foram selecionadas para avaliar diferentes técnicas de estabilização de aterros construídos sobre solos moles no intuito de atender os requisitos do projeto.

O presente trabalho é baseado no projeto *No-Recess* apresentando as investigações de campo e laboratório e as cinco técnicas usadas no projeto. Foi utilizado um modelo de elementos finitos bidimensional (Programa Plaxis) para representar as condições *in-situ* e as propriedades locais do solo comparando a viabilidade do caso do aterro sem nenhuma técnica de melhoramento de solo e dois casos das cinco técnicas de melhoramento de solo usadas no projeto *No-Recess*: (1) o projeto do aterro com drenos pré-fabricados, e (2) o aterro com as colunas de areia encamisadas (confinadas) com geotêxtil.

As análises do comportamento dos aterros com relação às medidas de poro-pressões, deslocamentos verticais e horizontais foram feitas no intuito de avaliar as técnicas usadas no projeto para atender os requerimentos exigidos como curto tempo de construção, recalques residuais baixos, o mínimo de volume de solo mobilizado e comportamento rígido da construção sob carregamento dinâmico.

Abstract of the thesis presented to CT/UFPE with part of the necessary requirements for obtaining of Master's degree in Sciences (M.Sc.)

**ATERROS SOBRE SOLOS MOLES COM SOLUÇÕES DE MELHORAMENTO**  
**CASO DE OBRA: INVESTIGAÇÃO E DESEMPENHO**

ISABELLA BARBALHO SANTINI BATISTA

2007

The program, formally entitled “New Options for Rapid and Easy Construction of Embankments on Soft Soils”, the No-Recess project, comprises a series of test embankments constructed in the Hoeksche Waard in the Netherlands. Five ground improvement techniques were selected to evaluate improvement techniques of embankment construction on soft clay foundation to address the design requirements of the project.

This thesis is based on the No-Recess project presenting the field and laboratory tests as well as the five techniques of the project. A two-dimensional finite element model is developed to represent the in-situ conditions and soil properties at the site for one case of an unimproved embankment and two of the five ground improvement schemes used in the No-Recess project: (1) using pre-fabricated conventional drains, and (2) reinforcement of the soft soil with geotextile encased sand columns.

These analyses of pore pressure, settlements and horizontal displacements were done in order to evaluate the techniques used in the project to attend the requirements related to the high train velocities as short construction time, and very strict requirements on residual settlements.

## ÍNDICE

CAPÍTULO I INTRODUÇÃO.....	1
I.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES.....	1
I.2. OBJETIVOS DO TRABALHO.....	2
I.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
CAPÍTULO II ANÁLISE DE DESEMPENHO DE ATERROS.....	6
II.1. INTRODUÇÃO.....	6
II.2. ANÁLISE DE PREVISÃO DE PORO-PRESSÃO.....	6
II.2.1. MÉTODOS DE PREVISÃO DE PORO-PRESSÃO.....	7
II.2.2. TEORIA DE ADENSAMENTO DE TERZAGHI E FROLICH (1936).....	9
II.2.3. TEORIA DE ADENSAMENTO DE BARRON (1948).....	11
II.2.4. TEORIA DE ADENSAMENTO PARA DRENAGEM COMBINADA RADIAL E VERTICAL.....	14
II.3. DRENOS VERTICAIS.....	15
II.3.1. ZONA DE INFLUÊNCIA DOS DRENOS VERTICAIS.....	16
II.3.2. DIÂMETRO EQUIVALENTE DOS DRENOS VERTICAIS PRÉ- FABRICADOS.....	17
II.3.3. CAPACIDADE DE DESCARGA DOS DRENOS.....	18
II.3.4. EFICIÊNCIA DOS DRENOS VERTICAIS.....	19
II.3.4.1. INFLUÊNCIA DO AMOLGAMENTO NA INSTALAÇÃO DO DRENO.....	20
II.3.4.2. O EFEITO DO TAPETE DRENANTE.....	23
II.3.4.3. A RESISTÊNCIA HIDRÁULICA DOS DRENOS VERTICAIS.....	23
II.4. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS.....	23
II.4.1. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS (RECALQUES).....	24
II.4.2. PREVISÃO DOS DESLOCAMENTOS UNIDIMENSIONAIS (VERTICAIS).....	25
II.4.2.1. DESLOCAMENTOS INICIAIS NÃO-DRENADOS-RECALQUE ELÁSTICO (IMEDIATO).....	26
II.4.2.2. RECALQUE POR ADENSAMENTO – ADENSAMENTO PRIMÁRIO.....	27
II.4.2.2.1. INFLUÊNCIA DO AMOLGAMENTO DA AMOSTRA.....	29
II.4.2.2.3. RECALQUE POR ADENSAMENTO SECUNDÁRIO.....	33
II.4.3. ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS.....	33
II.4.4. PREVISÃO DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS.....	34
II.4.4.1. DISTRIBUIÇÃO COM A PROFUNDIDADE.....	34
II.4.4.2. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS X DESLOCAMENTOS VERTICAIS.....	36
II.5. INTRODUÇÃO AO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF).....	39
II.6. MODELAGEM DOS DRENOS VERTICAIS.....	41
II.7. PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS PLAXIS.....	42

CAPÍTULO III AS CARACTERÍSTICAS DA OBRA E AS TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLO.....	44
III.1. CARACTERÍSTICAS DA OBRA .....	44
III.2. TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLO.....	48
III.2.1. INTRODUÇÃO .....	48
III.3. AS CINCO TÉCNICAS RELACIONADAS AO PROJETO NO RECESS... 49	
III.3.1. ATERRO COM DRENOS VERTICAIS (HW1) .....	49
III.3.2. COLUNAS DE SOLO ESTABILIZADAS (HW2) .....	55
III.3.3. PAREDES DE SOLO ESTABILIZADAS (HW3).....	59
III.3.4. COLUNAS DE AREIA ENCAMISADAS (CONFINADAS) COM GEOTÉXTIL (HW4).....	64
III.3.5. ATERRO EXPERIMENTAL ESTABILIZADO COM ESTACAS (HW5) .....	70
III.3.6. PROGRAMA DE MONITORAMENTO.....	75
 CAPÍTULO IV INVESTIGAÇÃO E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	 78
IV.1. INTRODUÇÃO.....	78
IV.2. CAMPANHA PRELIMINAR.....	80
IV.2.1. INTRODUÇÃO.....	80
IV.2.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA .....	80
IV.3. CAMPANHA FINAL REFERENTE AO PROJETO NO RECESS.....	85
IV.3.1. INTRODUÇÃO.....	85
IV.3.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO .....	86
IV.3.2.1. ENSAIOS DE PIEZOCONE.....	87
IV.3.2.2. ENSAIOS DE PALHETA DE CAMPO .....	94
IV.3.2.3. ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS .....	97
IV.3.3. ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE LABORATÓRIO.....	100
IV.3.3.1. AMOSTRAGEM.....	101
IV.3.3.2. ENSAIOS DE CLASSIFICAÇÃO.....	109
IV.3.3.3. ENSAIOS TRIAXIAIS TIPO CONSOLIDADO NÃO DRENADO(CIU) .....	110
IV.3.3.4. ENSAIOS OEDOMÉTRICOS .....	111
IV.4. PERFIS E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS ATERROS.....	113
 CAPÍTULO V METODOLOGIA E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	 124
V.1. INTRODUÇÃO .....	124
V.2. PERFIL E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS NA ANÁLISE NUMÉRICA .....	124
V.2.1. PARÂMETROS OBTIDOS .....	124
V.2.2. COMENTÁRIOS DAS ARGILAS DE RECIFE .....	128
V.2.3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ESTIMADOS .....	131
V.3. METODOLOGIA DA ANÁLISE .....	133
V.3.1. INTRODUÇÃO .....	133

V.3.2. CÁLCULOS UNIDIMENSIONAIS.....	133
V.3.3. CÁLCULOS BIDIMENSIONAIS.....	136
V.3.3.1. MODELO DA ANÁLISE.....	137
V.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ATERROS .....	142
V.4.1. INTRODUÇÃO .....	142
V.4.2. ATERRO SEM TÉCNICA DE MELHORAMENTO DE SOLO .....	144
V.4.2.1. PORO-PRESSÃO .....	144
V.4.2.2. DESLOCAMENTOS VERTICAIS (RECALQUES).....	146
V.4.2.3. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS .....	148
V.4.3. ATERRO COM DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS.....	150
V.4.3.1. PORO-PRESSÃO .....	150
V.4.3.3. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS .....	153
V.4.4. ATERRO COM COLUNAS DE AREIA ENCAMISADAS (CONFINADAS) COM GEOTÉXTIL.....	155
V.4.4.1. PORO-PRESSÃO .....	156
V.4.4.2. DESLOCAMENTOS VERTICAIS (RECALQUES).....	157
V.4.4.3. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS .....	158
V.5. COMPARAÇÃO ENTRE OS COMPORTAMENTOS DOS ATERROS ....	160
CAPÍTULO VI CONCLUSÕES .....	164
SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	167
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	168

## ÍNDICE DE FIGURAS

### CAPÍTULO I

### CAPÍTULO II

Figura II. 1 - – Valores de poro-pressão observados em fundações argilosas na fase inicial de construção de aterro, argilas com $OCR < 2,5$ (TAVENAS E LEROUIEL, 1980) (a partir de COUTINHO, 1986).....	8
Figura II. 2 - Drenagem puramente radial. ....	12
Figura II. 3 - Modelos de instalação dos drenos verticais e seus diâmetros equivalentes (adaptado por Barron, 1948 e Hansbo 1981).....	17
Figura II. 4 - Dimensões a e b do dreno pré-fabricado. ....	18
Figura II. 5 - Amolçamento causado pela cravação do dreno .....	20
Figura II. 6 - Drenos verticais de raio $r_w$ , zona de amolçamento de raio $r_s$ , cilindro de solo consolidado de raio $r_e$ (TERZAGHI et al., 1996) .....	21
Figura II. 7 - Relação entre grau de adensamento e fator tempo para fluxo radial dentro dos drenos verticais. O carregamento é assumido como instantâneo e a poro-pressão constante com a profundidade. (a) espaçamentos distintos dos drenos; (b) capacidade de descarga mobilizada distinta (TERZAGHI et al., 1996). ....	22
Figura II. 8 - Exemplo da curva de adensamento para amostras de boa e má qualidade (COUTINHO, 1986). ....	31
Figura II. 9 - Exemplo da estimativa de recalques primários de uma argila pré-adensada, considerando amostras de boa e má qualidade da figura II.8., estimados através dos métodos: (a) analítico; (b) gráfico a partir de $e_o$ ; e (c) gráfico a partir de $e_{\sigma'_{vo}}$ (COUTINHO, 1986). ....	31
Figura II. 10 - Exemplo da estimativa de recalques primários (%) no caso de uma argila normalmente adensada, para amostras de boa e má qualidade da figura II.8. considerando $\sigma'_{vo} = \sigma'_{vm2}$ , estimados através dos métodos: (a) analítico; (b) gráfico a partir de $e_o$ ; e (c) gráfico a partir de $e_{\sigma'_{vo}}$ (COUTINHO, 1986).....	32
Figura II. 11 - Distribuição do deslocamento horizontal com a profundidade – Posição pé do aterro (COUTINHO, 1986). ....	35
Figura II. 12 - Deslocamento horizontal máximo vs. recalque de construção no centro do aterro (COUTINHO, 1986). ....	36
Figura II. 13 - Relação esquemática entre deslocamento horizontal máximo e deslocamentos verticais máximos na primeira fase de construção do aterro (Ladd, 1986). ....	37
Figura II. 14 - Tipos de elementos usados na análise de adensamento (Hibbitt, K & Sorensen, 2004).....	40
Figura II. 15 - Conversão para a condição plana (adaptado por Indraratna e Redana, 1997). ....	41

### CAPÍTULO III

Figura III. 1- A região dos aterros experimentais <i>The Hoeksche Waard</i> (HW) (Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, 1999).....	47
Figura III. 2- Fluxograma das soluções típicas em construções de aterros sobre solos moles (COUTINHO e BELLO, 2005).....	48
Figura III. 3 - Seqüência de sobrecarga para a construção da seção alta do aterro experimental HW1.....	50
Figura III. 4 - Aterro com drenos pré-fabricados.....	51
Figura III. 5 - Planta baixa do aterro experimental HW1. ....	52
Figura III. 6 - Seção transversal LL do aterro experimental HW1. ....	53
Figura III. 7- Seção transversal AA da seção alta do aterro experimental HW1.....	54
Figura III. 8- Aterro com colunas de solo estabilizadas .....	55
Figura III. 9- Planta baixa do aterro experimental HW2.....	56
Figura III. 10 – Seção transversal LL do aterro experimental HW2. ....	57
Figura III. 11– Seção transversal AA do aterro experimental HW2.....	58
Figura III. 12– Aterro com paredes de solo estabilizadas.....	59
Figura III. 13– Planta baixa do aterro experimental HW3.....	61
Figura III. 14– Seção transversal LL do aterro experimental HW3. ....	62
Figura III. 15. – Seção transversal AA do aterro experimental HW3.....	63
Figura III. 16– Aterro com colunas de areia encamisadas com geotextil. ....	64
Figura III. 17– Processo de instalação do geotêxtil nas colunas de areia encamisadas....	66
Figura III. 18. – Planta baixa do aterro experimental HW4.....	67
Figura III. 19– Seção transversal LL do aterro experimental HW4. ....	68
Figura III. 20 – Seção transversal AA do aterro experimental HW4.....	69
Figura III. 21– Aterro do aterro estabilizado com estacas. ....	70
Figura III. 22 – Planta baixa do aterro experimental HW5.....	72
Figura III. 23 . – Seção transversal CC do aterro experimental HW5.....	73
Figura III. 24 – Seção transversal AA do aterro experimental HW5.....	74
Figura III. 25– Instrumentação dos aterros experimentais (BARENDTS, 1999). ....	75

### CAPÍTULO IV

Figura IV. 1 – Localizações dos ensaios nos aterros experimentais.....	83
Figura IV. 2 – Resultados dos ensaios de piezocone do HW1. ....	89
Figura IV. 3– Resultados dos ensaios de piezocone do HW2. ....	90
Figura IV. 4. – Resultados dos ensaios de piezocone do HW3. ....	91
Figura IV. 5 – Resultados dos ensaios de piezocone do HW4. ....	92
Figura IV. 6– Resultados dos ensaios de piezocone do HW5. ....	93
Figura IV. 7 - Curva do ensaio pressiométrico com parâmetros relevantes. ....	98
Figura IV. 8. – Perfil do solo e parâmetros geotécnicos (densidade úmida e seca, umidade, porosidade e grau de saturação) correspondentes ao HW1.....	104
Figura IV. 9— Perfil do solo e parâmetros geotécnicos (densidade úmida e seca, umidade, porosidade e grau de saturação) correspondentes ao HW2.....	105

Figura IV. 10. — Perfil do solo e parâmetros geotécnicos (densidade úmida e seca, umidade, porosidade e grau de saturação) correspondentes ao HW3.....	106
Figura IV. 11— Perfil do solo e parâmetros geotécnicos (densidade úmida e seca, umidade, porosidade e grau de saturação) correspondentes ao HW4.....	107
Figura IV. 12— Perfil do solo e parâmetros geotécnicos (densidade úmida e seca, umidade, porosidade e grau de saturação) correspondentes ao HW5.....	108
Figura IV. 13– Perfil do solo e resultados de umidade e peso específico do aterro HW1. .....	114
Figura IV. 14 – Perfil do solo, P’c, OCR e os parâmetros de compressibilidade do HW1. .....	114
Figura IV. 15— Perfil do solo e resultados de Su, c’ e $\phi'$ do aterro HW1.....	115
Figura IV. 16. – Perfil do solo e resultados de umidade e peso específico do aterro HW2. .....	116
Figura IV. 17– Perfil do solo, P’c, OCR e os parâmetros de compressibilidade do HW2. .....	116
Figura IV. 18 – Perfil do solo e resultados de Su, c’ e $\phi'$ do aterro HW2.....	117
Figura IV. 19– Perfil do solo e resultados de umidade e peso específico do aterro HW3. .....	118
Figura IV. 20– Perfil do solo, P’c, OCR e os parâmetros de compressibilidade do HW3. .....	118
Figura IV. 21 Perfil do solo e resultados de Su, c’ e $\phi'$ do aterro HW3.....	119
Figura IV. 22– Perfil do solo e resultados de umidade e peso específico do aterro HW4. .....	120
Figura IV. 23– Perfil do solo, P’c, OCR e os parâmetros de compressibilidade do HW4. .....	121
Figura IV. 24 – Perfil do solo e resultados de Su, c’ e $\phi'$ do aterro HW4.....	122
Figura IV. 25 – Perfil do solo e resultados de umidade e peso específico do aterro HW5. .....	122
Figura IV. 26 – Perfil do solo, P’c, OCR e os parâmetros de compressibilidade do HW5. .....	122
Figura IV. 27 – Perfil do solo e resultados de Su, c’ e $\phi'$ do aterro HW5.....	123

## CAPÍTULO V

Figura V. 1 – Perfil do solo e resultados de umidade e peso específico da análise dos aterros.....	126
Figura V. 2– Perfil do solo, P’c, OCR e os parâmetros de compressibilidade da análise dos aterros. ....	127
Figura V. 3– Perfil do solo e resultados de Su, c’ e $\phi'$ da análise dos aterros.....	127
Figura V. 4– Perfil do solo, a umidade, os limites de Atterberg, o peso específico e as tensões e poro-pressão de cada camada, adotados na análise numérica. ....	128
Figura V. 5 – Carta de Plasticidade – Resultados de solos moles de Recife e de Juturnaíba (COUTINHO et al., 1998a). ....	129
Figura V. 6 – a) Resultados da umidade e limite de Atterberg e b) Parâmetros de compressibilidade no depósito do Clube Internacional de Recife (COUTINHO e OLIVEIRA, 1997). ....	130

Figura V. 7 . – Seção transversal do aterro sobre solos moles no Plaxis.....	137
Figura V. 8– Tensões efetivas iniciais e as cargas piezométricas no modelo de EF. ....	139
Figura V. 9– Malha de elementos finitos gerada e a localização de três pontos de referência na superfície da seção transversal. ....	140
Figura V. 10 -Tempo de construção e adensamento versus Altura do aterro. ....	141
Figura V. 11– Definição da geometria e perfil do solo.....	143
Figura V. 12– Excesso de poro-pressão no final da construção na fundação mole.....	145
Figura V. 13. – A relação do excesso de poro-pressão vs. tempo em relação às etapas de carregamento do aterro sem melhoramento de solo. ....	146
Figura V. 14 – Recalque máximo total no final da construção na fundação mole. ....	147
Figura V. 15 – Recalque total após a fase de adensamento na fundação mole.....	147
Figura V. 16 – Recalque e carregamento vs. tempo para o aterro sem melhoramento de solo na linha do centro do aterro. ....	148
Figura V. 17 – Deslocamento horizontal sob o pé do aterro para o caso do aterro sem melhoramento de solo. ....	149
Figura V. 18 – Relação entre o deslocamento máximo horizontal e o recalque máximo para o aterro sem melhoramento de solo .....	150
Figura V. 19 – Excesso de poro-pressão nas três cotas no aterro com drenos verticais. 152	
Figura V. 20 - Sobrecarga versus tempo e os resultados numéricos dos recalques e os medidos em campo do aterro com drenos verticais .....	153
Figura V. 21 – Resultados numéricos dos deslocamentos horizontais pelo Plaxis e os medidos em campo para o aterro com os drenos verticais.....	154
Figura V. 22 – Relação entre o deslocamento horizontal máximo e o recalque máximo para o aterro com drenos verticais .....	155
Figura V. 23 – Excesso de poro-pressão no aterro das colunas encamisadas com geotêxtil. .....	157
Figura V. 24 – Seqüência de sobrecarga e os resultados numéricos dos recalques e os medidos em campo no aterro das colunas encamisadas com geotêxtil. ....	158
Figura V. 25 – Resultados numéricos dos deslocamentos horizontais e os medidos em campo para o aterro com as colunas de areia encamisadas com geotêxtil.....	159
Figura V. 26 – Relação entre o deslocamento horizontal máximo e o recalque máximo no aterro com as colunas encamisadas com geotêxtil.....	160

## ÍNDICE DE TABELAS

### CAPÍTULO I

### CAPÍTULO II

Tabela II. 1 - Equações utilizadas no cálculo de recalques (COUTINHO e BELLO, 2005).....	26
--	----

### CAPÍTULO III

Tabela III. 1– Programa de monitoramento.....	76
---	----

### CAPÍTULO IV

Tabela IV. 1 - Procedimentos recomendados na bibliografia para determinação de parâmetros de argilas moles (ALMEIDA, 1996 e COUTINHO et al., 2000) (a partir de COUTINHO e BELLO, 2005).....	79
Tabela IV. 2. - Perfil do Solo e suas respectivas descrições e cotas .....	84
Tabela IV. 3 – Propriedades de classificação. ....	84
Tabela IV. 4 – Parâmetros de resistência.....	84
Tabela IV. 5 – Parâmetros de compressibilidade.....	85
Tabela IV. 6 - Resultados dos ensaios de palheta de campo. ....	96
Tabela IV. 7 – Resultados dos ensaios de pressiométricos.....	100
Tabela IV. 8– Matéria orgânica total de um solo grupos – segundo Silfverberg, 1957 (COUTINHO, 1986).....	103
Tabela IV. 9– Resultados dos ensaios triaxiais, tipo consolidado isotropicamente não drenado.....	111
Tabela IV. 10– Resultados dos ensaios oedométricos - constantes de compressão de acordo com o método Anglo-Saxônico.....	112

### CAPÍTULO V

Tabela V. 1– Parâmetros necessários para a análise numérica. ....	125
Tabela V. 2 – Parâmetros de compressibilidade necessários para a análise numérica. ..	126
Tabela V. 3 – Parâmetros usados para modelar o comportamento do solo. ....	126
Tabela V. 4 – Propriedades geotécnicas do material do aterro e do estrato de solo mole abaixo do aterro.....	133
Tabela V. 5 – Tensões na região do projeto.....	134
Tabela V. 6 – Tensões verticais devido à construção do aterro baseado na teoria da elasticidade.....	134
Tabela V. 7– Cálculos de recalque unidimensional para a seção alta do aterro sem melhoramento de solo. ....	135
Tabela V. 8 – Tabela de comparação dos resultados dos três aterros.....	161

## LISTA DE SÍMBOLOS

	Acréscimo de deslocamento horizontal no período de construção
a e b	Dimensões dos drenos pré-fabricados;
av	Coefficiente de compressibilidade
B	Largura média do aterro
$\bar{B}$	Largura ou diâmetro da área carregada (Foot e Ladd, 1981)
$\bar{B}_1$	Coefficiente de poro-pressão no trecho pré-adensado
$B_2$	Coefficiente de poro-pressão no trecho de tensões normalmente adensado
c	Coesão do solo
c'	Coesão do solo obtida no ensaio CIU
cc	Índice de compressão;
cc/(1+e)	Parâmetro de compressão virgem;
$C_{GLOBAL}$	Compressibilidade global
ch	Coefficiente de adensamento horizontal;
$c_h$	Coefficiente de adensamento horizontal ou radial
$C_r$	Índice de compressão
CR	Razão de compressão
cs	Índice de recompressão;
$C_s$	Índice de inchamento
$c_U=S_U$	Resistência não drenada
cv	Coefficiente de adensamento vertical
$c_v$	Coefficiente de adensamento vertical
$c_\alpha$	Coefficiente de compressão secundária em termos do índice de vazios
$c_{\alpha\varepsilon}$	Índice de compressão secundária em termos da deformação (%)
D	Diâmetro do bulbo de areia;
d	Diâmetro interno do tubo do piezômetro Casagrande;
De	Diâmetro efetivo;
$d_e$	Diâmetro de influência do dreno = diâmetro equivalente do cilindro de solo
ds	Diâmetro da área amolgada;
$d_s$	Diâmetro da área amolgada
dw	Diâmetro equivalente;
$d_w$	Diâmetro do dreno vertical de areia ou o equivalente para drenos pré-fabricados
e	Índice de vazios;
$e_0$	Índice de vazios inicial;
$E_{oed}$	Módulo de compressão volumétrica;
$E_U$	Módulo de Young não drenado do solo
$E_{U50\%}$	Módulo de elasticidade secante, para 50% da tensão desviatória máxima
$e_{\sigma'_{v0}}$	Índice de vazios inicial para $\sigma'_{v0}$
f	Fator de segurança para $N_c=\pi+2=5,14$
F(n)	Função relativa ao diâmetro de influência de um dreno e ao seu diâmetro efetivo;
Fq(n)	Parâmetro igual a F(n), para o caso em que a resistência hidráulica é relevante;

FS	Fator de segurança
H	Espessura da camada;
h	Umidade natural;
$H=H_{at}$	Altura do aterro
H1	Carga piezométrica para $t = t_1$ ;
H2	Carga piezométrica para $t = t_2$ ;
$H_{adm}$	Altura do aterro admissível
$H_{at}=H$	Altura do aterro
$H_c$	Altura do aterro crítica
$H_d$	Distância de drenagem;
$H_{nc}$	Altura crítica intermediária
I	Fator de influência de tensão com a profundidade, calculado da teoria da elasticidade.
IP	Índice de plasticidade
Ir	Índice de rigidez;
Ip	Fator de influência (Foot e Ladd, 1981)
J0, J1,... Y0,	Funções de Bessel de primeira e Segunda ordem respectivamente;
Y1	
$K_0$	Coefficiente de empuxo no repouso
$K_{0NC}$	Coefficiente de empuxo no repouso de um solo normalmente adensado
$K_f$	Coefficiente de empuxo da ruptura
kh	Coefficiente de permeabilidade horizontal;
$K_h$	Coefficiente de permeabilidade da região intacta
kr	Permeabilidade na direção horizontal na região intacta;
$K_s$	Permeabilidade na direção horizontal na região amolgada;
$K_s$	Coefficiente de permeabilidade da região amolgada
$K_v$	Coefficiente de permeabilidade vertical;
$K_w$	Permeabilidade do dreno;
L	Altura do bulbo de areia;
l	Comprimento característico do dreno;
l	Espaçamento entre os drenos
L	Largura da projeção do talude de aterro
LL	Limite de liquidez;
LP	Limite de plasticidade;
m	Coefficiente angular da reta no método por SANDRONI (2004);
m	Relação referente à raiz quadrada dos coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical;
Mv	Coefficiente de deformação volumétrica;
n	Razão de espaçamento de drenos;
$N_c$	Fator de capacidade de carga de Terzagui
OCR	Razão de pré-adensamento
$OCR_{GLOBAL}$	Razão de pré-adensamento global
$p'$	Tensão efetiva octaédrica
PPI	Perda por ignição;
q	Pressão aplicada ao solo de função (Foot e Ladd 1981)
qw	Vazão do dreno;

R	Raio do piezocone;
r	Relação entre (ch/cv) utilizada no método de ASAOKA (1978);
re	Raio de influência do dreno
Rman	Raio equivalente do mandril;
RSA	Razão de sobreadensamento;
Rsm	Raio do “smear”;
rw	Raio do dreno;
s	Índice da zona amolgada;
S	Razão de influência da área amolgada
S	Deslocamento vertical ou recalque
SR	Razão de deslocamento
Su	Resistência não drenada;
S <sub>U</sub>	Resistência não drenada da camada de argila
S <sub>U0</sub>	Resistência não drenada inicial
S <sub>Uamolg</sub>	Resistência não drenada do solo amolgada
S <sub>Ufinal</sub>	Resistência não drenada final
S <sub>unat</sub>	Resistência não drenada do solo natural
t	Tempo de adensamento
T*	Fator tempo segundo HOULSBY e TEH (1988);
Th	Fator tempo horizontal
T <sub>h</sub>	Fator tempo para adensamento radial
T <sub>h90</sub>	Fator tempo para caso de drenagem e U=90%
t <sub>p</sub>	Tempo de ocorrência da compressão primária pra U=95%
T <sub>v</sub>	Fator tempo vertical;
T <sub>v</sub>	Fator tempo calculado em função do grau de adensamento médio
t <sub>v</sub>	Tempo de vida da obra (dias)
T <sub>v90</sub>	Fator tempo para o caso de drenagem
U	Grau de adensamento total (primário + secundário)
Uh	Grau de adensamento devido ao fluxo radial
u <sub>h,v</sub>	Excesso de pressão na água dos poros
U <sub>p</sub>	Grua de adensamento primário em relação ao total
U <sub>s</sub>	Grau de adensamento secundário em relação ao total
U <sub>v</sub>	Grau de adensamento devido ao fluxo vertical;
U <sub>v</sub>	Grau de adensamento vertical médio
U <sub>vh</sub>	Grau de adensamento combinado;
v <sub>d</sub>	Taxa de variação da distorção angular com o tempo
V <sub>H</sub>	Volume horizontal deslocado
V <sub>v</sub>	Volume vertical deslocado
W	Umidade natural do solo
W <sub>L</sub>	Limite de liquidez
W <sub>p</sub>	Limite de plasticidade
Wr	Resistência hidráulica do dreno;
x, y, z	Coordenadas retangulares do ponto.
Xi	Coordenadas
Xii	Coordenadas
Y <sub>m</sub> =Y <sub>máx</sub>	Deslocamento horizontal máximo

$Y_{m\acute{a}x}=Y_m$	Deslocamento horizontal máximo
$\alpha_0$ e $\alpha_1$	Intercepto e a inclinação da reta ajustada aos dados de poro-pressão utilizado no método de ORLEACH (1983) respectivamente;
$\alpha_1, \alpha_2\dots$	raízes da equação de Bessel que satisfazem a equação;
$\beta_1$	Coefficiente angular da reta ajustada aos dados de recalque utilizado no método de ASAOKA (1978);
$\gamma_{nat}$	Peso específico natural do solo;
$\gamma_{sat}$	Peso específico saturado;
$\gamma_w$	Peso específico da água;
$\epsilon_v$	Deformação volumétrica vertical;
$\eta$	Parâmetro de eficiência dos drenos;
$\rho$	Recalque;
$\sigma$	Tensão total;
$\sigma'$	Tensão efetiva;
$\sigma'_{v0}$	Tensão vertical efetiva inicial;
$\sigma'_{vf}$	Tensão vertical efetiva final;
$\sigma'_{vm}$	Tensão vertical de sobre adensamento
$\Delta e$	Variação do ndice de vazios
$\Delta h$	Variação da altura
$\Delta S$	Acréscimo de deslocamento vertical ou de recalque
$\Delta S_U$	Ganho de resistência não drenada
$\Delta t$	Variação do tempo
$\Delta u$	Acréscimo de poro-pressão
$\Delta V$	Variação de volume
$\Delta V_H$	Variação de volume horizontal deslocado
$\Delta V_v$	Variação de volume vertical deslocado
$\Delta Y_m$	Acréscimo de deslocamento horizontal
$\Delta \sigma'$	Variação da tensão efetiva
$\Delta \sigma'_v$	Variação da tensão vertical efetiva
$\Delta \sigma$	Acréscimo de tensão
$\Delta \sigma'_{oct}$	Acréscimo de tensão octaédrica efetiva
$\Delta \sigma_z = \Delta \sigma_v$	Acréscimo de tensão vertical
$\delta$	Peso específico dos grãos
$\delta h_{máx}$	Deslocamento horizontal máximo no período de construção
$\epsilon_v$	Velocidade de deformação específica
$\epsilon_{\sigma'_v0}$	Qualidade da amostra – deformação específica correspondente a $\sigma'_{v0}$
$\epsilon_{\sigma'_v}$	Qualidade das amostras
$\phi$	ângulo de atrito interno do solo
$\phi'$	ângulo de atrito efetivo do solo
$\phi'_{CIU}$	ngulo de atrito efetivo obtido no ensaio triaxial CIU
$\phi_{interno}$	Diâmetro interno
$\gamma$	Peso específico natural
$\gamma_{at}$	Peso específico do material do aterro
$\lambda$	Constante de proporcionalidade que depende do solo e controla a velocidade da compressão secundária

$\nu$	Coeficiente de Poisson
$\nu_u$	Coeficiente de Poisson para carregamento não drenado
$\theta$	Parâmetros que regula o tempo que o adensamento secundário se manifesta durante o primário
$\rho_e$	Recalque inicial ou recalque elástico
$\rho_p$	Recalque por adensamento primário
$\rho_s$	Recalque por adensamento secundário
$\sigma'_1$	Tensão vertical efetiva principal
$\sigma'_3$	Tensão vertical efetiva secundária
$\sigma'_H$	Tensão horizontal efetiva
$\sigma' = \sigma'_{VM}$	Tensão de pré-adensamento
$\sigma'_V$	Tensão vertical efetiva
$\sigma'_{vm} = \sigma'_p$	Tensão de pré-adensamento
$\sigma'_{VMglobal}$	Tensão de pré-adensamento global

## CAPÍTULO I

### INTRODUÇÃO

#### I.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Na construção da nova linha de trem de alta velocidade que liga as cidades de Amsterdã a Bruxelas foi requerida novas técnicas de construção de aterros sobre solos moles. Alta velocidade dos trens, curto tempo de construção e requerimentos rígidos nos recalques residuais foram os principais fatores que mais importaram neste tipo de projeto de aterros sobre solos moles. Depois de priorizar estes fatores principais, um grupo de pesquisadores iniciou um programa no ano de 1997 para avaliar diferentes técnicas de estabilização de aterros ferroviários construídos sobre solos moles.

As técnicas de melhoramento de solo têm se desenvolvido muito rapidamente para atender a grande demanda das condições do solo e de problemas de fundações. Esta é uma das áreas de maior desenvolvimento dos últimos tempos da engenharia geotécnica e tem se tornado muito popular como uma alternativa de custo/benefício para fundações em situações de solos de alta compressibilidade. Os tratamentos para solos compressíveis são projetados para melhorar as características de suporte de carga do solo, diminuir o recalque total e diferencial das estruturas subsequentemente construídas sobre o mesmo e evitar/reduzir esforços em estruturas vizinhas.

O programa, formalmente intitulado “*New Options for Rapid and Easy Construction of Embankments on Soft Soils*” (*No-Recess*), foi uma parceria de empresas públicas e privadas como *the railroad project manager High-Speed Rail South, the Ministry of Transport, Public Works and Water Management, Road and Hydraulic Engineering Division (RWS/DWW), and the European Community (EuroSoilStab lime-cement columns project)*.

O projeto “*No-Recess*” consiste em uma série de aterros experimentais construídos em uma região chamada *the Hoeksche Waard polder* perto de *Gravendeel* na Holanda. Cinco técnicas de melhoramento de solo foram selecionadas durante um encontro em 1997 em *Delft* baseado no conhecimento de uma banca de especialistas internacionais. O propósito de selecionar novas técnicas foi satisfazer os requisitos para atender os critérios do projeto. Segue as cinco técnicas usadas nos aterros experimentais:

- HW1: Aterro convencional com drenos pré-fabricados
- HW2: Colunas de solo estabilizadas com cal
- HW3: Paredes de solo estabilizadas
- HW4: Colunas de areia encamisadas com geotêxtil
- HW5: Estabilização do aterro com estacas

Foram feitas comparações diretas do desempenho dos aterros em campo para demonstrar a viabilidade dos métodos de construção para aterros ferroviários em linhas de alta velocidade. Por não existirem experiências anteriores destes novos métodos na Holanda, os aterros experimentais foram monitorados por dois anos após o término da construção.

## **I.2. OBJETIVOS DO TRABALHO**

A finalidade da pesquisa do projeto “*No-Recess*” foi iniciar a investigação das alternativas para construção de aterros sobre solos moles, no qual proveria novos métodos com melhor custo/benefício. As técnicas usadas no projeto foram comparadas com técnicas de referência na construção de aterros como os tradicionais drenos verticais de areia e os pré-fabricados em conjunto com o uso da sobrecarga para acelerar o adensamento. Como a proposta do projeto era atender os requerimentos impostos para linhas de trem de alta velocidade, algumas especificações foram requeridas.

Esta tese é baseada no projeto *No-Recess* apresentando as investigações de campo e laboratório e as cinco técnicas usadas no projeto. Foi utilizado um modelo de elementos finitos bidimensional para representar as condições *in-situ* e as propriedades locais do

solo comparando a viabilidade do caso do aterro sem nenhuma técnica de melhoramento de solo e dois casos das cinco técnicas de melhoramento de solo usados no projeto *No-Recess* com as mesmas características locais, parâmetros de solo e tensões de campo.

O objetivo deste trabalho foi avaliar as técnicas usadas no projeto onde demandou altos níveis de requerimentos de construção e com isso adquirir dados e informações para comparar a viabilidade de técnicas utilizadas de melhoramento de solo com a ajuda de um programa de elementos finitos Plaxis que proveu ferramentas para o desenvolvimento de várias análises como dissipação de poro-pressão, deslocamentos verticais e horizontais. Discussão e análise dos resultados obtidos serão apresentadas.

Este trabalho se iniciou com os dados e informações do trabalho de pesquisa da própria autora realizado no MIT (Massachusetts Institute of Technology) para obtenção do curso de “Master of Engineering” sob a orientação do professor Andrew J. Whittle. Nesta tese, o trabalho foi ampliado com a revisão bibliográfica ligada aos temas em questão, com mais informações das investigações de campo e laboratório, maior aprofundamento no conhecimento das soluções consideradas e na discussão dos resultados observados.

### **I.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

O presente trabalho consiste no estudo do projeto *No-Recess* onde trata do desempenho em campo de aterros ferroviários sobre solos moles usando técnicas de melhoramento de solo e a avaliação do comportamento da dissipação da poro-pressão, deslocamentos verticais e horizontais de três aterros. Basicamente, o capítulo I apresenta as considerações preliminares, objetivos do trabalho e estrutura da dissertação, onde explica brevemente o trabalho desenvolvido em cada capítulo.

O capítulo II contempla estudos bibliográficos referentes à análise de desempenho de aterros onde apresenta na primeira parte a previsão da poro-pressão comentando as teorias de adensamento. Depois apresenta o quesito dos drenos verticais contemplando a eficiência, o diâmetro equivalente, o espaçamento e a área de influência dos drenos

verticais como também a influência do amolgamento na instalação e o efeito da resistência hidráulica dos drenos verticais. Depois se refere à previsão de recalques unidimensionais (verticais) onde abrange o recalque elástico, adensamento primário que aborda a influência do amolgamento da amostra e o adensamento secundário como também os métodos utilizados para interpretação de dados de recalque em campo. Para completar apresenta a previsão dos deslocamentos horizontais comentando o comportamento da distribuição com a profundidade e a relação entre deslocamentos horizontais versus deslocamentos verticais máximos. Finalmente apresenta a previsão de recalque bidimensional tratando de um modelo de elementos finitos para análise em aterro sobre solos moles com o programa Plaxis.

O capítulo III mostra inicialmente as características gerais do projeto *No Recess*. Também apresenta e descreve as técnicas usadas no projeto, mostrando detalhadamente as opções de melhoramento de solo indicadas para compor o projeto e suas respectivas seções transversais para uma melhor visualização dos aterros e conseqüentemente a localização dos instrumentos em cada secção e por fim resume o programa de monitoramento do projeto.

O capítulo IV apresenta as campanhas geotécnicas na região *the Hoeksche Waard polder*. Mostra detalhadamente a investigação de campo e laboratório feita para o projeto resultando em perfis e obtenção de parâmetros distintos para cada aterro.

O capítulo V apresenta o perfil e os parâmetros adotados na análise. Refere-se à metodologia de análise considerada através do programa de elementos finitos Plaxis comparando os resultados obtidos através da instrumentação instalada e os resultados das análises por elementos finitos para o aterro sem técnica de melhoramento de solo e para duas técnicas usadas no projeto *No Recess*. Com isto, pode-se analisar individualmente e comparar o desempenho medido para os três aterros. As análise da poro-pressão, deslocamentos verticais e horizontais ilustram o comportamento encontrado pelos resultados em campo e os medidos pelo Plaxis. Análise geral comparativa entre as metodologias também foi efetuada.

No capítulo VI, finalmente encontram-se as conclusões das análises e sugestões para futuras pesquisas neste estudo de caso.

## **CAPÍTULO II**

### **ANÁLISE DE DESEMPENHO DE ATERROS**

#### **II.1. INTRODUÇÃO**

Para o caso de aterros sobre solos moles, surgem incertezas sobre o comportamento real da obra devido à variabilidade do perfil geotécnico e às dificuldades na previsão acurada da dissipação da poro-pressão como também dos deslocamentos que ocorrem na camada de argila. O objetivo da análise do desempenho dos aterros através de instrumentação e monitoramento é a verificação das proposições que servem de base para o sucesso na conclusão do projeto.

É importante a realização de medições de campo em obras de aterros sobre solos moles, como de deslocamentos verticais na interface aterro-fundação e em profundidade na camada de argila mole, de deslocamentos horizontais na camada de argila mole na região subjacente ao talude do aterro e de poro-pressão em diferentes pontos da camada de argila mole. Serão apresentados neste capítulo estudos bibliográficos referentes à análise e controle do comportamento de aterros, os métodos de interpretação e avaliação das medições de poro-pressão, deslocamentos verticais e deslocamentos horizontais.

#### **II.2. ANÁLISE DE PREVISÃO DE PORO-PRESSÃO**

Para a análise da poro-pressão no desempenho de aterros sobre solos moles, é comum a citação da análise tradicional pela teoria de TERZAGHI, onde as deformações são unidimensionais, considerando-se que no instante  $t=0$  de aplicação de carga, o excesso de poro-pressão gerado é igual à variação da tensão vertical total imposta,  $\Delta u = \Delta \sigma_v$ . Porém foi visto que isto não se aplica para todas as condições. LEROUEIL et al. (1980) apresentam dados de respostas de poro-pressão durante a construção de diversos aterros

sobre argilas levemente pré-adensadas onde podem ser observados diferentes comportamentos para o trecho de tensões pré-adensado e normalmente adensados.

### **II.2.1. MÉTODOS DE PREVISÃO DE PORO-PRESSÃO**

É muito comum encontrar variações de poro-pressões em obras de construção rápida de aterros sobre solos moles. COUTINHO (1986) descreve bem vários métodos de previsão de poro-pressões encontrados na literatura, onde com o entendimento deles se podem minimizar as dificuldades encontradas para a análise de acréscimo de poro-pressão nas obras de aterros. COUTINHO (1986) analisa que a maioria dos métodos disponíveis admite condições de drenagem impedida e adota uma função do tipo:

$$\Delta u = f(\Delta\sigma)$$

Onde  $\Delta\sigma$  é um acréscimo de pressão total em um ponto da camada argilosa, ignorando a dependência de  $\Delta u$  fundamentalmente da deformação específica,  $\epsilon$  (LO, 1969). Os métodos aplicáveis são os de previsão com condição não-drenada e o método de previsão com drenagem parcial. COUTINHO (1986) afirma que os métodos de previsão com condição não-drenada é o mais simples dos métodos e que são aplicáveis quando as condições de pressão impostas estão dentro dos limites de comportamento elástico do solo argiloso sendo baseado na aplicação direta da teoria de elasticidade. Admitindo-se que a argila é um material elástico e isotrópico e que está saturada com um fluido incompressível, a variação de volume será nula durante um carregamento não-drenado.

O método de previsão com drenagem parcial mostrado em TAVENAS e LEROUEIL (1980) propõe um método de previsão de acréscimo de poro-pressões para argilas pré-adensadas, com  $OCR < 2,5$ , baseado em inúmeras observações de campo e no modelo de comportamento de argilas moles denominado YLIGHT (TAVENAS E LEROUEIL, 1977). Segundo os autores, este método apenas é aplicado em área da fundação onde nenhuma rotação de tensões principais ocorre durante a construção, ou seja, sob a linha de centro do aterro.

COUTINHO (1986) explica que LEOURIEL et al. (1978) observaram através do estudo de diversos aterros sobre solos moles o desenvolvimento de adensamento (drenagem parcial) durante os primeiros estágios de carregamento, provocando uma importante dissipação na poro-pressão inicial. Este comportamento é indicado pelos autores que ocorre devido ao alto valor de  $C_v$  das argilas no estado pré-adensado. Quando as argilas tornam-se no estado normalmente adensada, a tendência do valor de  $C_v$  é reduzir, fazendo o processo de drenagem praticamente cessar. Conseqüentemente, o comportamento da fundação ao longo da construção corresponde a uma condição não-drenada. LEOURIEL (1978) também discute que para as argilas altamente pré-adensadas, o modelo de comportamento YLIGHT leva a uma correta interpretação do comportamento observado. A Figura II.1 mostra os valores de poro-pressão observados em fundações argilosas na fase inicial de construção de aterro, argilas com  $OCR < 2,5$ .

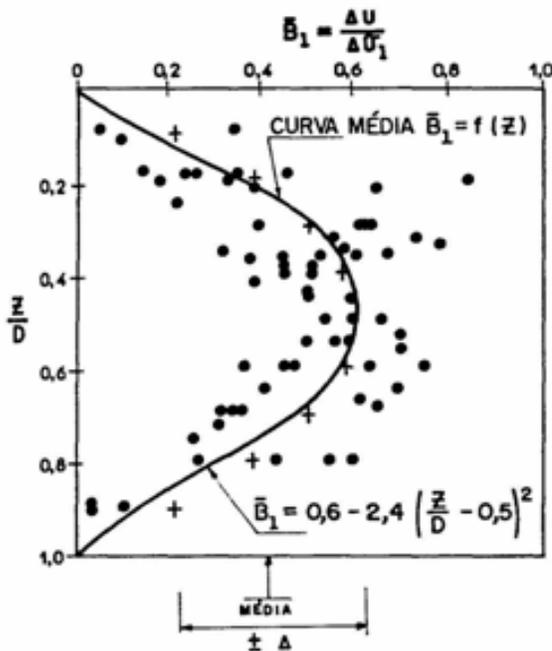


Figura II. 1 - - Valores de poro-pressão observados em fundações argilosas na fase inicial de construção de aterro, argilas com  $OCR < 2,5$  (TAVENAS E LEROUIEL, 1980) (a partir de COUTINHO, 1986).

## II.2.2. TEORIA DE ADENSAMENTO DE TERZAGHI E FROLICH (1936)

No caso de análise de adensamento, os dados de dissipação da poro-pressão podem ser interpretados de forma simples a partir de técnicas baseadas na Teoria de TERZAGHI (1936) para o caso de adensamento vertical e na Teoria de BARRON (1948) no caso de adensamento radial.

No caso de deformação unidimensional e fluxo vertical, a teoria de adensamento de Terzaghi explica como os solos saturados se comprimem com o tempo, baseado nas seguintes hipóteses como:

- o solo é homogêneo e saturado;
- o material granular e a água são incompressíveis;
- a existência da relação linear entre compressão e o crescimento da tensão efetiva inter-granular;
- o coeficiente de adensamento é constante durante todo o processo de adensamento;
- a compressão é menor em relação à espessura da camada.

Baseado nas hipóteses descritas acima a equação fundamental do adensamento desenvolvida por TERZAGHI e FROLICH (1936) é apresentada como:

$$\frac{\delta u}{\delta t} = c_v \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} \quad (\text{Eq. II 1})$$

onde:

$$c_v = \frac{K_v}{m_v \gamma_v} \quad (\text{Eq. II 2})$$

u = Excesso de poro-pressão (kPa)

t = tempo (seg)

$c_v$  = coeficiente de adensamento vertical ( $\text{m}^2/\text{dia}$ )

$z$  = coordenada na direção  $z$ , profundidade (m)

$k_v$  = coeficiente de permeabilidade vertical (m/s)

$m_v$  = coeficiente de deformação volumétrica (m<sup>2</sup>/dia)

$\gamma_w$  = peso específico da água (kN/m<sup>3</sup>)

A integração da equação desenvolvida por TERZAGHI e FROLICH (1936) apresenta a variável tempo vinculada ao coeficiente de adensamento e à maior distância de percolação da seguinte forma:

$$T = \frac{c_v \Delta t}{(H_d)^2} \quad (\text{Eq. II 3})$$

onde:

$T$  = fator tempo

$t$  = tempo

$H_d$  = distância de drenagem

A relação entre o grau de adensamento médio  $U$  e o fator tempo  $T$  pode ser expresso graficamente ou por expressões numéricas.

O fim do adensamento ocorre quando todo o excesso de poro-pressão foi totalmente dissipado, em teoria  $t = \infty$ . Para o fim do adensamento primário na prática, o grau de adensamento médio  $U = 90\%$  é muito usado. Portanto, o fim do adensamento primário pode ser calculado como:

$$t_p = \frac{0,848(H_d)^2}{C_v} \quad (\text{Eq. II 4})$$

onde:

$t_p$  = fim do tempo do adensamento primário

$c_v$  = coeficiente de adensamento vertical

O adensamento tridimensional é regido pela equação a seguir e representa o adensamento vertical e radial devido ao fluxo combinado vertical e radial.

$$\frac{\delta u}{\delta t} = C_h \left[ \frac{\delta^2 u}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 u}{\delta y^2} \right] + C_v \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} \quad (\text{Eq. II 5})$$

onde:

x,y,z são as coordenadas retangulares do ponto e  $C_h$  o coeficiente de permeabilidade horizontal e é descrito pela equação abaixo:

$$C_h = \frac{K_h(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} \quad (\text{Eq. II 6})$$

Onde:

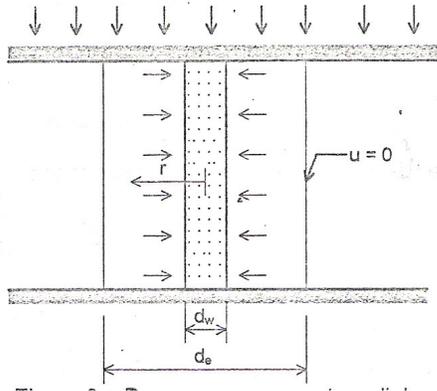
$K_h$  = coeficiente de permeabilidade horizontal

### **II.2.3. TEORIA DE ADENSAMENTO DE BARRON (1948)**

Como uma extensão da teoria de TERZAGHI, BARRON (1948) desenvolveu a teoria de adensamento para projetos utilizando drenos verticais de areia, onde desenvolveu soluções para o adensamento com drenagem radial para duas condições de deformações verticais:

- “Equal Strain” deformações verticais iguais
- “Free Strain” deformações verticais livres

A Figura II.2 mostra a drenagem puramente radial.



**Figura II. 2 - Drenagem puramente radial.**

Equacionando a teoria de BARRON (1948) para adensamento tridimensional a partir da equação a qual descreve o adensamento vertical e radial em coordenadas e ainda desprezando a drenagem vertical, temos a drenagem radial pura descrita como:

$$\frac{\delta u}{\delta t} = C_h \left[ \frac{1}{r} \frac{\delta u}{\delta r} + \frac{\delta^2 u}{\delta r^2} \right] \quad (\text{Eq. II 7})$$

Encontrando soluções muito próximas para a razão de espaçamento do dreno  $n > 5$  (que é o caso de drenos pré-fabricados) entre estas duas condições por BARRON (1948) e sendo as equações para a condição de deformações verticais iguais (“equal strain”) mais simples de serem utilizadas, portanto, estas equações são geralmente as mais utilizadas em projetos e nas interpretações das leituras de piezômetros de campo e recalques observados. Com esta solução simplificada se permite encontrar a estimativa do tempo de adensamento com drenagem radial pura.

$$U_h = 1 - e^{\left[ \frac{-8.T_h}{F.(n)} \right]} \quad (\text{Eq. II 8})$$

Sendo definido:

$$T_h = \frac{C_h \cdot t}{(d_e)^2} \quad (\text{Eq. II 9})$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \ln(n) - \frac{(3n)^2 - 1}{(4n)^2} \quad (\text{Eq. II 10})$$

$$F(n) = \ln(n) - 0,75 \quad (\text{Eq. II 11})$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (\text{Eq. II 12})$$

Onde:

$U_h$  = grau de adensamento devido ao fluxo radial

$T_h$  = fator tempo para adensamento radial;

$F(n)$  = função relativa ao diâmetro de influência de um dreno e ao seu diâmetro efetivo;

$C_h$  = coeficiente de adensamento radial;

$d_e$  = diâmetro efetivo;

$d_w$  = diâmetro equivalente.

Fazendo a substituição de  $F(n)$  e  $U_h$  em  $t$ , tem-se:

$$t = \frac{(d_e)^2 \cdot F(n) \cdot \ln(1 - U_h)}{8 \cdot C_h} \quad (\text{Eq. II 13})$$

Assumindo não existir a zona de amolgamento e uma deformação vertical igual em qualquer profundidade por todo o processo de adensamento, BARRON (1948) formulou a taxa de adensamento da camada compressível na situação que os drenos verticais estejam totalmente penetrados, como a seguir:

$$U = 1 - \exp\left[\frac{-2T_r}{Fn}\right] \quad (\text{Eq. II 14})$$

Onde,

U = grau de adensamento para apenas fluxo radial

$$Fn = \ln(n) - \frac{3}{4}n \quad (\text{Eq. II 15})$$

onde n é maior que 10

$$n = \frac{r_e}{r_w} \quad (\text{Eq. II 16})$$

$$T_r = \frac{C_h t}{r_e^2} \quad (\text{Eq. II 17})$$

Nas expressões para compressão vertical com fluxo radial nos drenos verticais para a zona de amolgamento, o fator de raio  $r_s = sr_w$  tem que ser levado em consideração.

#### **II.2.4. TEORIA DE ADENSAMENTO PARA DRENAGEM COMBINADA RADIAL E VERTICAL**

A teoria de adensamento vertical pode ser generalizada para um adensamento tridimensional correspondente ao caso de um elemento de solo ser submetido a uma compressão nas três direções dos eixos cartesianos originando uma redução de volume e fluxo de água nas três direções.

Desde que o excesso de poro-pressão, u, é função do tempo como também o fluxo radial e vertical, os mesmos resultados podem ser extraídos por superposição das soluções de adensamento vertical por fluxo vertical ou por fluxo radial. O grau de adensamento médio combinado pode ser calculado por:

$$(1 - U_{zr}) = 1 - (1 - U_z)(1 - U_r) \quad \text{(Eq. II 18)}$$

Onde,

$U_z$  e  $U_r$  são os graus de adensamento vertical e radial, respectivamente.

O excesso de poro-pressão pode ser definido, em qualquer tempo, como função dos fluxos vertical e radial.

$$u_{zr} = \frac{u_z u_r}{u_i} \quad \text{(Eq. II 19)}$$

Onde,

$u_z$  e  $u_r$  são as poro-pressões excessivas para o fluxo vertical apenas e para o fluxo radial apenas, respectivamente.

O fluxo vertical é normalmente ignorado em algumas situações quando a drenagem ocorre principalmente na direção horizontal. É necessário levar em conta a contribuição do fluxo vertical quando a altura dos drenos é pequena e o espaçamento é largo.

### **II.3. DRENOS VERTICAIS**

Os drenos verticais são usados para acelerar o recalque. Juntamente com a sobrecarga do aterro, eles reduzem muito o tempo necessário para que o processo de adensamento aconteça. Os drenos diminuem o caminho que a água tem que percorrer para escapar. SANDRONI (2006) cita que até cerca de 20 anos atrás, utilizavam-se drenos, com diâmetro entre 15 e 30 cm, constituído de areia, mas que este tipo de drenos está praticamente abandonado. Existem vários tipos de drenos verticais utilizados em aterros para aceleração de recalques. Os drenos verticais de areia são pouco utilizados atualmente devido a pouca disponibilidade de jazidas de areias e problemas causados pela constante extração de areia. Com isso, o uso dos drenos geossintéticos vem aumentando muito nos dias atuais, devido à rapidez de execução.

Os parâmetros envolvidos na análise das propriedades dos drenos verticais podem ser apresentados como:

- zona de influência dos drenos verticais;
- diâmetro equivalente dos drenos pré-fabricados;
- capacidade de descarga dos drenos verticais;
- eficiência dos drenos verticais;

amolçamento – efeito “smear”

tapete drenante

resistência hidráulica dos drenos.

### **II.3.1. ZONA DE INFLUÊNCIA DOS DRENOS VERTICAIS**

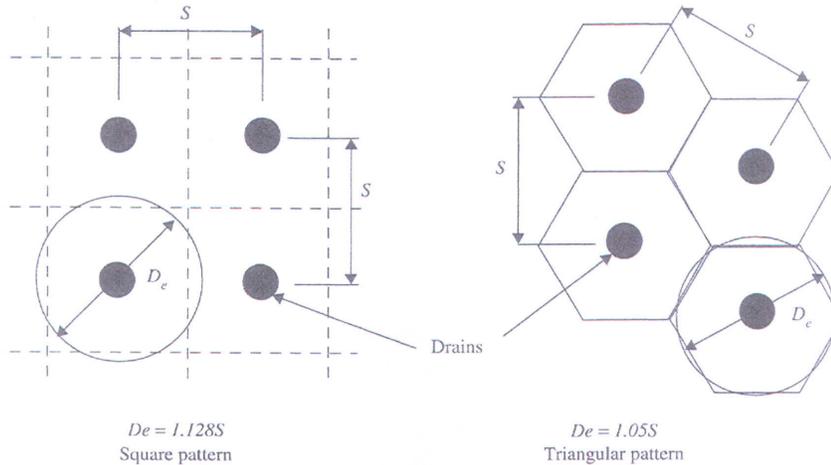
Os drenos verticais pré-fabricados podem ser dispostos em malhas quadradas ou triangulares, mas são frequentemente instalados em malha triangular num espaçamento,  $S$  de 1 a 5m. Os drenos circulares tem normalmente raio,  $r_w$  variando na ordem de 80 a 300 mm e o raio do cilindro do solo,  $r_e$  que descarrega água dentro do dreno vertical na ordem de  $0,525.S$ .

Assumindo que os drenos estejam dispostos em malha quadrada, igualando a área do círculo equivalente à área do quadrado, tem-se:

$$l^2 = \frac{\pi d_e^2}{4} \Rightarrow d_e = l \sqrt{\frac{4}{\pi}} \Rightarrow d_e = 1,13l \quad \text{(Eq. II 20)}$$

Caso a distribuição seja em malha triangular, a área de influência dos drenos possui a forma hexagonal (figura II.3). Assim sendo, igualando-se a área do círculo equivalente ao hexágono, tem-se:

$$\frac{\pi d_e^2}{4} = \frac{3}{2\sqrt{3}} l^2 \Rightarrow d_e^2 = \frac{6}{\pi\sqrt{3}} l^2 \Rightarrow d_e = 1,05l \quad (\text{Eq. II 21})$$



**Figura II. 3 - Modelos de instalação dos drenos verticais e seus diâmetros equivalentes (adaptado por Barron, 1948 e Hansbo 1981)**

### II.3.2. DIÂMETRO EQUIVALENTE DOS DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS

Para o caso de drenos pré-fabricados, é necessário que se obtenha o diâmetro equivalente ao dreno de areia. HANSBO (1979) demonstrou que o diâmetro equivalente ao dreno de areia  $d_w$  pode ser obtido admitindo um círculo de perímetro equivalente ao do retângulo do dreno real. Desta forma o diâmetro equivalente é demonstrado na Figura II.4 e é representado pela equação abaixo:

$$\pi \cdot d_w = 2(a + b) \Rightarrow d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} \quad (\text{Eq. II 22})$$

Onde  $a$  e  $b$  são dimensões do dreno vertical pré-fabricado ilustrado na figura II.4, normalmente  $a$  tem valores tipicamente entre 3,2 a 4,0 mm e  $b$  com valores tipicamente de 93 a 100 mm.

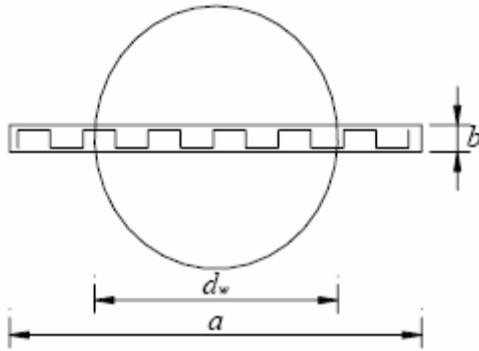


Figura II. 4 - Dimensões a e b do dreno pré-fabricado.

### II.3.3. CAPACIDADE DE DESCARGA DOS DRENOS

A capacidade de descarga dos drenos é limitada em muitos casos devido a algumas características do solo como também dos drenos. A capacidade de descarga dos drenos pode ser calculada a seguir:

$$q_w = \pi r_w^2 k_w \quad (\text{Eq. II 23})$$

Onde,

$q_w$  = capacidade de descarga

$k_w$  = permeabilidade dos drenos

$r_w$  = o raio equivalente

O valor de descarga, D foi criado para determinar quando a água pode fluir livremente ou quando existe alguma resistência no caminho a percorrer. Este fator depende da permeabilidade horizontal do solo adensado e do comprimento máximo de drenagem dos drenos (TERZAGHI et al., 1996).

O fator (D) pode ser calculado como:

$$D = \frac{q_w}{k_h l_w^2} \quad (\text{Eq. II 24})$$

Onde,

$q_w$  = capacidade de descarga dos drenos

$l_w$  = comprimento máximo de drenagem

$k_h$  = permeabilidade horizontal do solo adensado

No caso de depósitos de argila mole, a análise do desempenho de campo mostra que a resistência do poço não é mais um fator tão importante e a capacidade de descarga mínima dos drenos é calculada por:

$$q_w(\text{min}) = 5k_{ho} l_w^2 \quad (\text{Eq. II 25})$$

Onde,

$k_{ho}$  = permeabilidade horizontal inicial

Desde que a capacidade de descarga mínima é calculada pela permeabilidade horizontal inicial, a magnitude da capacidade de descarga muda quando a permeabilidade decresce durante o adensamento devido a quantidade menor de penetração de água nos drenos durante um certo tempo, portanto:  $q_{w(\text{min})}$  se torna menor quando a permeabilidade decresce.

#### **II.3.4. EFICIÊNCIA DOS DRENOS VERTICAIS**

A eficiência dos drenos é um dos parâmetros envolvidos na análise das propriedades dos drenos verticais. Os fatores que influenciam a eficiência dos drenos verticais são o amolgamento na instalação dos drenos “efeito smear”, o tapete drenante e a resistência hidráulica dos drenos.

### II.3.4.1. INFLUÊNCIA DO AMOLGAMENTO NA INSTALAÇÃO DO DRENO

A instalação dos drenos causa um efeito de amolgamento (“smear zone”). Este amolgamento deve ser incorporado nos cálculos sendo considerado através de um espaço anelar concêntrico ao dreno (HANSBO, 1981), onde o fator  $F(n)$  passa a ser igual ao fator  $F_s(n)$ . A Figura II.5 mostra o amolgamento causado pela cravação do dreno.

$$F_s(n) = \ln\left(\frac{n}{s}\right) - 0,75 + \frac{K_h}{K_s} \cdot \ln(s) \quad (\text{Eq. II 26})$$

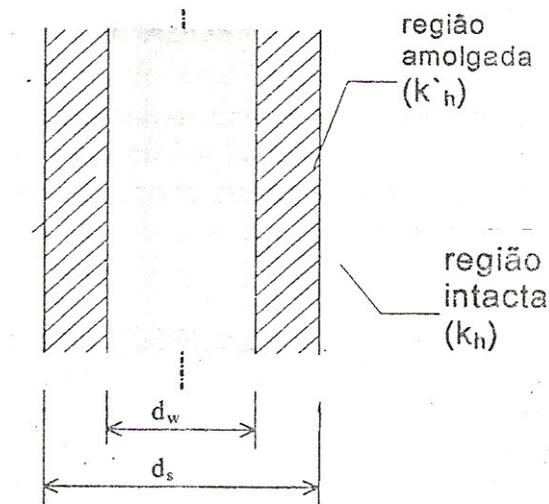
Onde:

$s = d_s/d_w =$  índice de zona amolgada, sendo 1,5 para drenos pré-fabricados, 1,0 para drenos de areia jateados e 2,0 para drenos de areia.

$d_s =$  diâmetro da área amolgada

$K_h =$  coeficiente de permeabilidade da região intacta

$K_s =$  coeficiente de permeabilidade da região amolgada



**Figura II. 5 - Amolgamento causado pela cravação do dreno**

COUTINHO et al. (2000) analisaram as propriedades das argilas moles de Recife com relação ao efeito de amolgamento. Segundo ALMEIDA (1996), a razão  $K_h/K_s$  varia geralmente entre 1,5 a 2,0 para argilas moles brasileiras, podendo atingir valores de até  $K_h/K_s=15$  para argilas fortemente estratificadas. Existem outros fatores que influenciam o

tempo para adensamento radial com efeito “smear”. Os fatores que mais influenciam o tempo para adensamento radial são o diâmetro equivalente  $d_e$  e o coeficiente de adensamento  $C_h$ . Este último é o parâmetro de maior influência, pois pode variar por um fator da ordem de até 10, devido a dificuldade de sua definição exata. Já as propriedades da zona amolgada têm pequena influência. Quando os drenos pré-fabricados não se comportam com a permeabilidade infinita como admitido por BARRON (1948), a equação proposta por ORLEACH (1983) a partir das equações de HANSBO (1981) pode ser utilizada para avaliar a resistência hidráulica dos drenos. A Figura II.6 mostra os drenos verticais, a zona de amolgamento e o cilindro do solo consolidado devido a instalação do dreno.

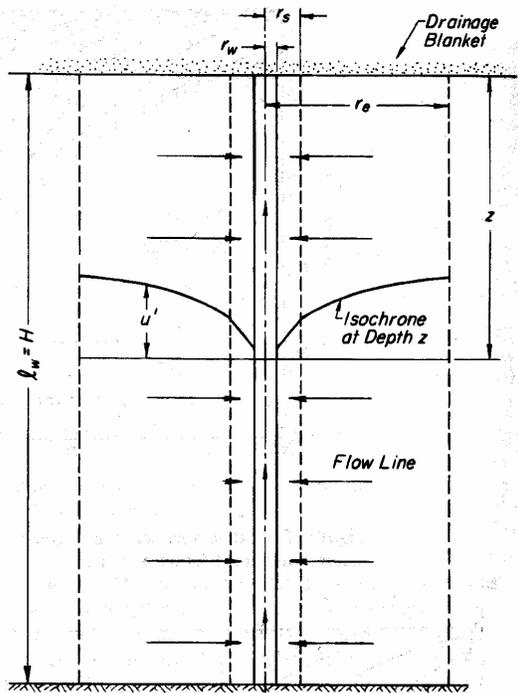


Figura II. 6 - Drenos verticais de raio  $r_w$ , zona de amolgamento de raio  $r_s$ , cilindro de solo consolidado de raio  $r_e$  (TERZAGHI et al., 1996)

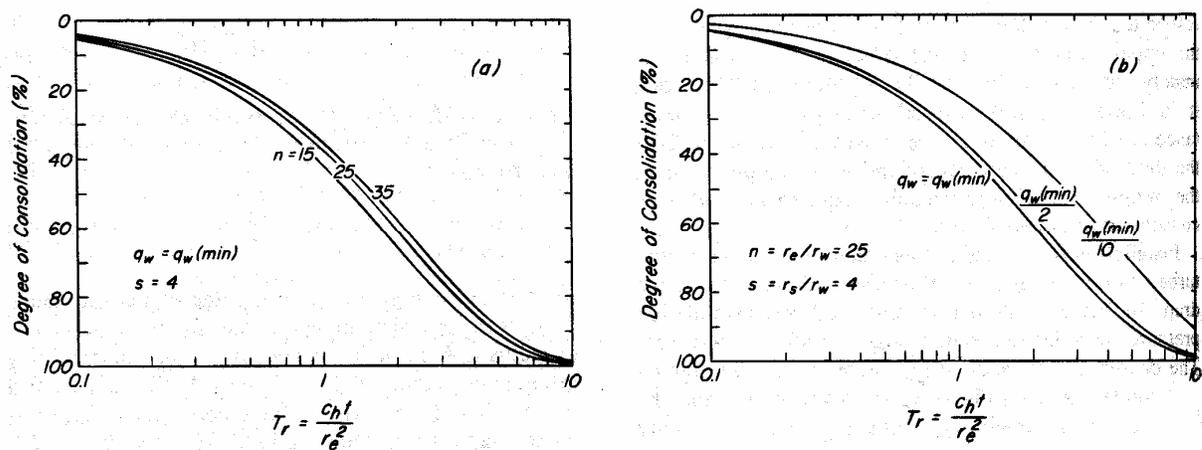
A zona de amolgamento ou o cilindro de solo deslocado é criado na ocasião em que os drenos são instalados (devido ao deslocamento do solo ao redor) no qual forma **um raio**

externo  $r_s$  ao redor dos drenos. Na zona de amolgamento, a compressibilidade **aumenta**, enquanto ocorre a diminuição da permeabilidade e da tensão pré-adensada.

Quando existe a influência do amolgamento, a permeabilidade é diferente da permeabilidade do solo que não teve distúrbio algum, enquanto a compressibilidade é a mesma para a relação entre  $U$  e  $T_r$ . A permeabilidade pode ser calculada pela seguinte equação:

$$k_s = \frac{k_h}{2} \quad (\text{Eq. II 27})$$

A Figura II.7 ilustra o pequeno efeito de  $n$  na relação entre  $U$  e  $T_r$ , enquanto para a taxa de adensamento,  $n$  tem grande importância devido a sua influência  $r_e = nr_w$  no fator do tempo  $T_r$ .



**Figura II. 7 - Relação entre grau de adensamento e fator tempo para fluxo radial dentro dos drenos verticais. O carregamento é assumido como instantâneo e a poropressão constante com a profundidade. (a) espaçamentos distintos dos drenos; (b) capacidade de descarga mobilizada distinta (TERZAGHI et al., 1996).**

### II.3.4.2. O EFEITO DO TAPETE DRENANTE

É importante avaliar a eficiência da utilização dos drenos verticais antes de utilizá-los. Quanto maior o volume de solo amolgado durante a cravação dos drenos, menor a eficiência do sistema de drenos. SANDRONI (2006) cita que igualmente importante, para garantir a eficiência do sistema de drenos, é que o escape da água captada pelo tapete drenante seja em direção a um ponto de saída com a menor carga hidráulica possível.

### II.3.4.3. A RESISTÊNCIA HIDRÁULICA DOS DRENOS VERTICAIS

ORLEACH (1983) a partir das equações de HANSBO et al. (1981) propôs, nos casos dos drenos não se comportarem com permeabilidade infinita, a seguinte equação para avaliar a resistência hidráulica dos drenos:

$$Wr = 2 \left( \frac{K_h}{K_w} \right) \left( \frac{1}{r_w} \right)^2 \Rightarrow Wr = 2\pi \left( \frac{K_h}{q_w} \right) l^2 \quad (\text{Eq. II 28})$$

Para valores de  $Wr < 0,1$  o efeito da resistência hidráulica pode ser desprezado. Caso contrário, segundo HANSBO et al. (1981) recomenda-se substituir  $F(n)$  por  $F_q(n)$ . De acordo com ALMEIDA (1992)  $F_q(n)$  é função de  $z$ , sendo  $U_h = f(z)$  adotando-se um valor médio de  $U_h$ .

$$F_q(n) = F(n) + \pi z(2l - z) \frac{k_h}{q_w} \quad (\text{Eq. II 29})$$

## II.4. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS

É necessário considerar duas fases importantes no comportamento da fundação no projeto de aterros sobre solos moles. A fase que prevalece a resposta não drenada, que seria durante a construção devido à rápida velocidade de aplicação de carga e à baixa permeabilidade das argilas e também a fase após o final da construção, onde ocorre o

adensamento com variações relacionadas a poro-pressões, tensões efetivas, deslocamentos e aumento de resistência.

Através de estudos de diversos aterros sobre solos moles, LEOURIEL et al.(1978) observaram a ocorrência de adensamento durante os primeiros estágios de carregamento. Esta drenagem parcial durante a construção influenciaria os métodos de análise de deslocamentos, acréscimo de poro-pressão e a análise da estabilidade. COUTINHO (1986) explica que baseados na revisão de casos históricos e num modelo de comportamento de argilas moles YLIGHT (TAVENAS e LEOURIEL, 1977), que utiliza os conceitos de estado limite e estado crítico, os próprios autores recomendam uma abordagem do comportamento de fundações argilosas durante e após a fase de construção dos aterros. Mais detalhes sobre o modelo de comportamento de argilas moles YLIGTH pode ser encontrado em TAVENAS e LEOURIEL, 1977.

#### **II.4.1. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS (RECALQUES)**

Duas propostas básicas são existentes na bibliografia para a previsão do deslocamento vertical sob a linha do centro do aterro experimental durante a fase de construção. A proposta do recalque imediato, comportamento não drenado, é o tipo de recalque considerado como uma resposta instantânea para a carga aplicada, conseqüentemente, ocorrendo sob condições não-drenadas e conhecido como recalque inicial ou imediato. Este caso ocorre normalmente quando a carga é aplicada rapidamente em uma certa área sobre um depósito de argila, as tensões cisalhantes induzidas na argila causam deformação lateral do solo resultando em recalque.

A teoria de elasticidade é normalmente utilizada para a previsão do recalque inicial. O comportamento no início da construção normalmente se apresenta elástico linear, todavia ao longo que as cargas forem aplicadas e o material se aproximar da ruptura irá acontecer o efeito da não-lineariedade da curva tensão-deformação sendo assim interferindo no valor do recalque. Quando ocorre este comportamento é sugerido um método de correção dos recalques calculados elasticamente obtida através de estudos utilizando o Método de Elementos Finitos.

Outra proposta para a previsão de deslocamento vertical é o recalque de construção chamada drenagem parcial de TAVENAS e LEOURIEL (1978). Os autores apresentaram um método empírico para avaliação do recalque de construção em fundação de argila pré-adensada, com  $OCR < 2,5$ , onde é considerada a ocorrência de adensamento parcial da fundação durante a construção. COUTINHO (1986) explica que segundo LEOURIEL e TAVENAS (1978), o recalque de construção se iniciaria com um adensamento parcial da fundação pré-adensada. Quando uma certa parte da fundação estivesse na condição normalmente adensada, existiria um acréscimo na velocidade de ocorrência do recalque e deformaria por distorção cisalhante não-drenada.

#### **II.4.2. PREVISÃO DOS DESLOCAMENTOS UNIDIMENSIONAIS (VERTICAIS)**

A previsão dos recalques inicial e em longo prazo assim como a variação com o tempo são os requisitos importantes na análise de deslocamento de um aterro. Em geral o recalque por adensamento primário é o de maior importância na prática. COUTINHO e BELLO (2005) referem-se aos requerimentos adequados para a realização de uma análise global de recalques como a determinação do perfil do subsolo, análise das pressões, seleção dos parâmetros de solo ( $M_v$ ,  $C_c$ ,  $C_\alpha$ ,  $\sigma'_{vo}$ ,  $\sigma'_p$ ,  $K$ ,  $E_u$ ,  $K_o$ ,  $A$ ,  $C_v$  e  $C_h$ ) e por fim estimativa do recalque e da poro-pressão. A Tabela II.1 apresenta as equações usualmente utilizadas no cálculo dos recalques.

Recalques	Equações	Observações
<b>Recalque imediato (não drenado)</b>	$\rho_i = \rho_c = qB \frac{(1 - \nu^2)}{E_u} I_p$ <p>q – Pressão aplicada para a fundação; B – Largura ou diâmetro da área carregada; <math>\nu</math> – Coeficiente de Poisson; <math>I_p</math> – Fator de influência, o qual depende da geometria do problema; <math>E_u</math> – Módulo de elasticidade da fundação.</p>	Previsão do <i>recalque inicial</i> é geralmente realizada utilizando-se a <i>teoria da elasticidade</i> .
Recalque a longo prazo	<p><b>adensamento primário</b></p> $S_c := \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot h$ <p><math>S_c = \sum_{i=1}^n \left[ \frac{C_s}{1 + e_0} \times h \times \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} + \frac{C_c}{1 + e_0} \times h \times \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right] \times i</math> <p>h – espessura inicial de cada camada; <math>C_c</math> e <math>C_s</math> – índices de expansão (ou recompressão) e de compressão; <math>\sigma'_{vo}</math> e <math>\sigma'_{vf}</math> – pressões verticais efetivas, inicial e final; <math>\sigma'_{vm}</math> – pressão de pré-adensamento; <math>e_0</math> – índice de vazios inicial.</p> </p>	Utiliza diretamente uma curva e x log p, do ensaio de adensamento.
	<p><b>Compressão secundária</b></p> $S_s = \sum_{i=1}^n \frac{h}{1 + e_0} \times C_{\alpha\epsilon} \times \log \frac{T_s}{T_p}$ <p><math>C_{\alpha\epsilon}</math> - medido em ensaios de adensamento endométrico, é definido; como: <math>C_{\alpha\epsilon} = \Delta e / \Delta \log t</math> (ou <math>C_{\alpha\epsilon} = \Delta e / \Delta \log t</math>); <math>T_p</math> - tempo para o fim do adensamento primário; <math>T_s</math> - tempo para qual o recalque deve ser calculado.</p>	A prática convencional considera que ocorre essencialmente após a completa dissipação de $\Delta U$ .
<b>Recalque com o tempo</b>	$U_s = \frac{S_c(t)}{S_c}; \quad S_c(t) = S_c \times U_s$ <p><math>U_s</math> - grau de adensamento médio de recalque</p> $T = \left( \frac{\pi}{4} \right) \times U^2; \text{ para } U \leq 0,6$ $T = -0,933x \quad 35; \text{ para } U > 0,6$ $T_v = \frac{C_v \cdot t}{h^2}$ <p><math>C_v</math> – coeficiente de adensamento unidimensional (determinado através do ensaio de adensamento endométrico para a faixa de pressões correspondente a carga do aterro e é considerado ser constante); t - tempo; h – comprimento do caminho de drenagem.</p>	<p>Procedimento padrão utiliza a teoria de Terzaghi.</p> <p>TERZAGHI-GILBOY propôs uma correção da curva tempo vs. recalque para considerar a carga não instantânea (tc - tempo de construção).</p>

**Tabela II. 1 - Equações utilizadas no cálculo de recalques (COUTINHO e BELLO, 2005).**

#### II.4.2.1. DESLOCAMENTOS INICIAIS NÃO-DRENADOS-RECALQUE ELÁSTICO (IMEDIATO)

Os recalques elásticos são normalmente pequenos em relação aos recalques por adensamento, portanto não é frequentemente obrigatório a prática de previsão de recalque inicial durante o projeto. Este recalque é a resposta instantânea à carga aplicada e ocorre sob condições não-drenadas, ou seja, quando uma carga é aplicada rapidamente em uma área de solo mole, as tensões cisalhantes induzidas no solo causam deformações. É

comum que o recalque elástico seja pequeno em comparação ao recalque por adensamento quando a base da área carregada é várias vezes maior que a espessura da camada de solo mole.

Os cálculos usados para a análise do recalque elástico são baseados na teoria da elasticidade de JANBU et al.(1950) e corrigido por CHRISTIAN & CARRIER (1978). No caso de deformações multidimensionais e recalques em camadas estruturais mais complexas e/ou configurações de cargas mais complicadas, os programas de elementos finitos empregam relações simulando situações realistas de tensão-deformação. Neste caso, os recalques elásticos foram calculados pela equação abaixo:

$$\rho_e = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E_u} \quad \text{(Eq. II 30)}$$

Onde:

$\rho_e$  = recalque elástico

$\mu_0$  e  $\mu_1$  são os fatores que levam em conta a profundidade da fundação do aterro e a espessura da camada compressível, respectivamente.

$q$  = carga aplicada (considerando a crista do aterro alto)

$B$  = largura da fundação

O módulo de Young não-drenado,  $E_u$ , pode ser estimado aproximadamente pelo módulo drenado assumindo  $\nu_u = 0,5$ .

#### **II.4.2.2. RECALQUE POR ADENSAMENTO – ADENSAMENTO PRIMÁRIO**

A análise do recalque por adensamento primário pode ser prevista a partir da curva tensão-deformação obtida através de ensaios oedométricos convencionais em laboratório. A magnitude do recalque por adensamento pode ser conhecida pelos métodos analíticos e gráficos, sendo os métodos analíticos, o procedimento mais utilizado na prática. Os métodos analíticos quantificam o recalque por adensamento através da utilização dos

parâmetros geotécnicos de compressibilidade e os métodos gráficos utilizam diretamente a curva tensão-deformação através das seguintes equações:

- A partir de  $e_o$ :

$$\rho_p = D \cdot \left( \frac{e_o - e_{\sigma'_{vf}}}{1 + e_o} \right) \quad \text{(Eq. II 31)}$$

- A partir de  $e_{\sigma'_{vo}}$ :

$$\rho_p = D \cdot \left( \frac{e_{\sigma'_{vo}} - e_{\sigma'_{vf}}}{1 + e_{\sigma'_{vo}}} \right) \quad \text{(Eq. II 32)}$$

Os cálculos de recalque por adensamento primário foram baseados no método analítico através das seguintes equações abaixo:

- $\sigma'_{vf} < \sigma'_{vm}$ :

$$\rho_p = D \cdot \left[ RR \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}} \right) \right] \quad \text{(Eq. II 33)}$$

- $\sigma'_{vf} > \sigma'_{vm}$ :

$$\rho_p = D \cdot \left( RR \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} + CR \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right) \quad \text{(Eq. II 34)}$$

Onde:

$\rho_p$  = recalque por adensamento primário

D = espessura da camada

$\sigma'_{vo}$  = tensão efetiva vertical inicial

$\sigma'_{vf}$  = tensão efetiva vertical final

$\sigma'_{vm}$  = tensão de pré-adensamento

RR = razão de recompressão =  $C_r/(1+e_o)$

$C_r$  = índice de recompressão

CR = razão de compressão =  $C_c/(1+e_o)$

$C_c$  = índice de compressão

A partir do ponto da tensão de pré-adensamento as deformações se tornam bem maiores e a compressibilidade não é apenas representada pelo coeficiente de descompressão SR mais sim também pelo coeficiente compressão CR. A relação entre a razão CR/SR normalmente usada é em torno de 10.

#### **II.4.2.2.1. INFLUÊNCIA DO AMOLGAMENTO DA AMOSTRA**

A qualidade da amostra utilizada no ensaio de adensamento é um fator importante, pois o amolgamento das amostras pode fornecer parâmetros inconsistentes com a realidade. É evidente a diminuição da tensão de pré-adensamento e da razão de compressão em relação a má qualidade da amostra, existindo um aumento no valor da deformação específica. É importante salientar que nas amostras de boa qualidade o parâmetro  $SR(=C_s/(1+e_o))$  obtido na fase de descarregamento do ensaio oedométrico em relação ao de recompressão  $RR(=C_r/(1+e_o))$  apresenta valores bem similares onde no caso de amostras de qualidade inferior o índice de descompressão tem menos influência que o de recompressão.

COUTINHO, 1976, COUTINHO, 1986 e OLIVEIRA et al., 2000, apresentam resultados de argila estruturada onde pode garantir que mesmo utilizando amostras de boa qualidade pode-se encontrar valores diferentes do índice de descompressão como também do índice de recompressão, com isto, existem valores que chegam até 3 na razão  $C_s/C_r$  devido a desestruturação da amostra na fase de descarregamento do ensaio. COUTINHO et al., 2001, apresentam correlações estatísticas obtidas para as argilas moles do Recife/PE, onde através das quais se podem estimar os parâmetros de compressibilidade  $C_c$ ,  $C_s$  e  $e_o$  a partir da umidade natural do solo  $W(\%)$ .

- Para  $W < 200\%$

$$e_o = 0,141 + 0,024 \cdot W(\%) \pm 0,14 \quad \text{(Eq. II 35)}$$

- Para  $W < 200\%$

$$C_c = -0,094 + 0,014 \cdot W(\%) \pm 0,26 \quad \text{(Eq. II 36)}$$

- Para  $W < 200\%$

$$C_c = -0,0043 + 0,0019 \cdot W(\%) \pm 0,04 \quad \text{(Eq. II 37)}$$

Existem também decorrente da influência do amolgamento das amostras, quantificações subestimadas ou superestimadas de recalques primários tanto no método gráfico quanto no analítico. COUTINHO, 1986 mostra na Figura II.8 o exemplo da curva de adensamento para amostras de boa e má qualidade de uma argila de Recife. A Figura II.9 apresenta exemplos da estimativa dos recalques primários de uma argila pré-adensada considerando amostras de boa e má qualidade da figura anterior, estimados através dos métodos: (a) analítico; (b) gráfico a partir de  $e_o$ ; e (c) gráfico a partir de  $e_{\sigma'_{vo}}$ . E na Figura II.10 se apresenta o exemplo de estimativa dos recalques primários em percentual no caso de uma argila normalmente adensada, para as mesmas amostras de boa e má qualidade da Figura II.8, considerando  $\sigma'_{vo} = \sigma'_{vm}$ , estimados através dos métodos: (a) analítico; (b) gráfico a partir de  $e_o$ ; e (c) gráfico a partir de  $e_{\sigma'_{vo}}$ .

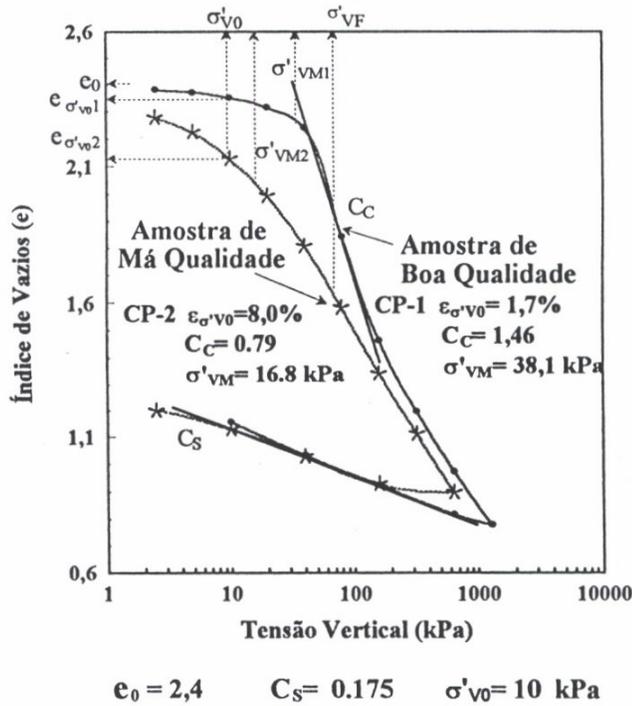


Figura II. 8 - Exemplo da curva de adensamento para amostras de boa e má qualidade (COUTINHO, 1986).

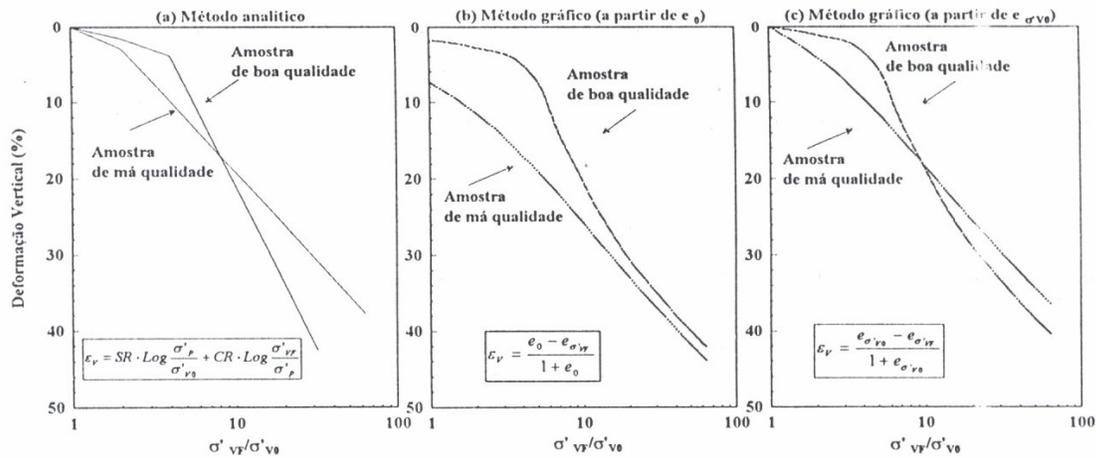
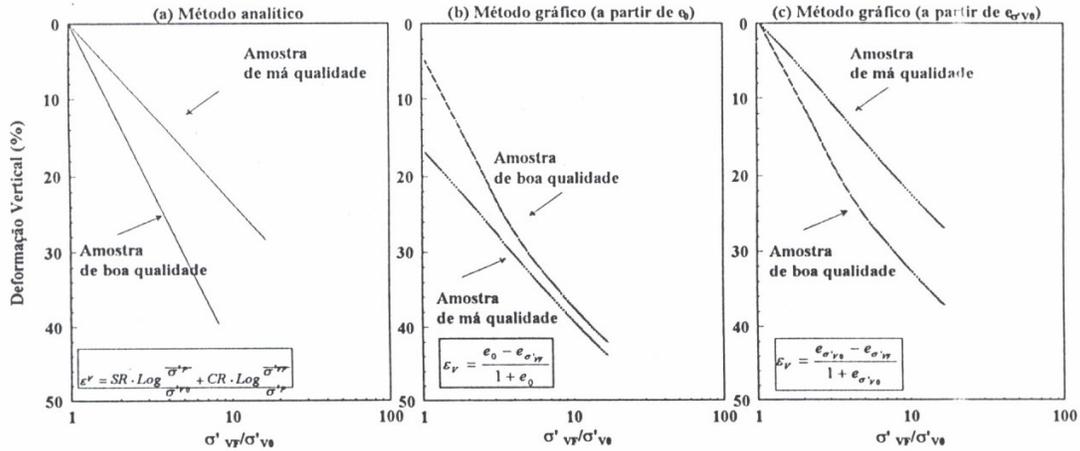


Figura II. 9 - Exemplo da estimativa de recalques primários de uma argila pré-adensada, considerando amostras de boa e má qualidade da figura II.8., estimados através dos métodos: (a) analítico; (b) gráfico a partir de  $e_0$ ; e (c) gráfico a partir de  $e_{\sigma'v0}$  (COUTINHO, 1986).



**Figura II. 10 - Exemplo da estimativa de recalques primários (%) no caso de uma argila normalmente adensada, para amostras de boa e má qualidade da figura II.8. considerando  $\sigma'_{v0} = \sigma'_{vm2}$ , estimados através dos métodos: (a) analítico; (b) gráfico a partir de  $e_0$ ; e (c) gráfico a partir de  $e_{\sigma'_{v0}}$  (COUTINHO, 1986).**

COUTINHO, 1986 analisa que apesar de existir uma boa concordância entre os dois métodos, o analítico e o gráfico a partir de  $e_{\sigma'_{v0}}$ , existe uma superestimativa no caso do método gráfico a partir de  $e_0$  em relação aos outros métodos devido a diferença entre  $e_0$  e  $e_{\sigma'_{v0}}$ , sendo ainda maior para amostras de má qualidade. Para solos normalmente adensados, existe uma subestimativa para os recalques pelos métodos analítico e gráfico a partir de  $e_{\sigma'_{v0}}$  e uma superestimativa para o método gráfico a partir de  $e_0$ . Para solos pré-adensados com amostras de má qualidade, os recalques são superestimados para  $\sigma'_{vf}/\sigma'_{v0}$  menores e subestimados para  $\sigma'_{vf}/\sigma'_{v0}$  maiores através do método analítico e do método gráfico a partir de  $e_{\sigma'_{v0}}$ , enquanto através do método gráfico a partir de  $e_0$ , o recalque primário é superestimado.

### **II.4.2.3. RECALQUE POR ADENSAMENTO SECUNDÁRIO**

Os cálculos de recalque por adensamento secundário foram baseados nas seguintes equações:

$$\rho_s = \sum \frac{h}{1 + e_0} \cdot c_{\alpha} \cdot \log \frac{t}{t_p} \quad (\text{Eq. II 38})$$

onde:

$c_{\alpha}$  = coeficiente de compressão secundária

t = duração da carga

$t_p$  = fim do adensamento primário

### **II.4.3. ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS**

Para o caso dos métodos de previsão dos deslocamentos horizontais, baseado nas observações de campo foi proposto um método empírico por BOURGES e MIEUSSENS (1979), onde TAVENAS et al (1979) apresenta uma extensão deste método com suporte do modelo de comportamento YLIGHT (TAVENAS e LEOURIEL, 1977). Este método correlaciona o recalque sob a linha do centro do aterro com o deslocamento horizontal máximo. Após estudos de vários aterros, TAVENAS et al (1979) mostra que para as argila pré-adensadas,  $OCR < 2,5$ , o deslocamento horizontal durante a construção ocorre em dois estágios, inicialmente pequeno correspondente ao comportamento com drenagem parcial da fundação de argila inicialmente pré-adensada. No caso do final da construção é essencialmente uma função da espessura de argila normalmente adensada. COUTINHO (1986) explica que TAVENAS et al (1979) observaram que em um determinado ponto o deslocamento horizontal e o recalque aumentavam em cerca da mesma velocidade até o final da construção. Os estudos mostraram que este ponto correspondia à passagem da fundação de argila para o estado normalmente adensado. COUTINHO (1986) também mostra que a distribuição do deslocamento horizontal com a profundidade no final da construção é essencialmente uma função da espessura da argila normalmente adensada naquele instante. Pode-se concluir que se a fundação inteira estiver normalmente adensada, a distribuição pode ser observada similar à solução elástica.

## **II.4.4. PREVISÃO DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS**

O deslocamento horizontal pode se tornar bem significativo, dependendo da magnitude da situação do aterro podendo até vir a interferir nas estruturas adjacentes aos mesmos. LEROUEIL et al. (1990) mostram através de casos de aterros instrumentados que dependendo do período de construção, os deslocamentos horizontais podem se tornar muito importantes na previsão do comportamento dos aterros.

### **II.4.4.1. DISTRIBUIÇÃO COM A PROFUNDIDADE**

A partir de medidas de inclinômetros efetuadas em 32 aterros instrumentados, BOURGES & MIEUSSENS (1979) estudaram a forma do perfil de deslocamento horizontal versus profundidade. Através de uma análise estatística, propuseram três principais tipos de perfis de deslocamento horizontal normalizado ( $Y/Y_{\text{máx}}$ ) versus a profundidade normalizada ( $Z/D$ ), definindo-as em função da deformabilidade do perfil geotécnico. Segundo este modelo a curva, 1, indica a média geral com forte dispersão, a curva 2 define a camada com deformabilidade uniforme sendo o solo normalmente adensado e finalmente a curva tipo 3 se refere a camada superior com deformabilidade menor que a da camada inferior onde tem-se o solo de maior pré-adensamento na camada superior. A Figura II.11 mostra a distribuição do deslocamento horizontal com a profundidade na posição pé do aterro (COUTINHO, 1986).

Curvas:

- Tipo I:  $Y=1,83.Z^3 - 4,69.Z^2 + 2,13.Z + 0,73$  **(Eq. II 39)**
- Tipo II:  $Y=3,42.Z^3 - 6,37.Z^2 + 2,14.Z + 0,81$  **(Eq. II 40)**
- Tipo III:  $Y=-2,00.Z^3 + 1,50.Z + 0,50$  **(Eq. II 41)**

Onde: Z = profundidade a partir do início da camada de argila

D = espessura da camada de argila.

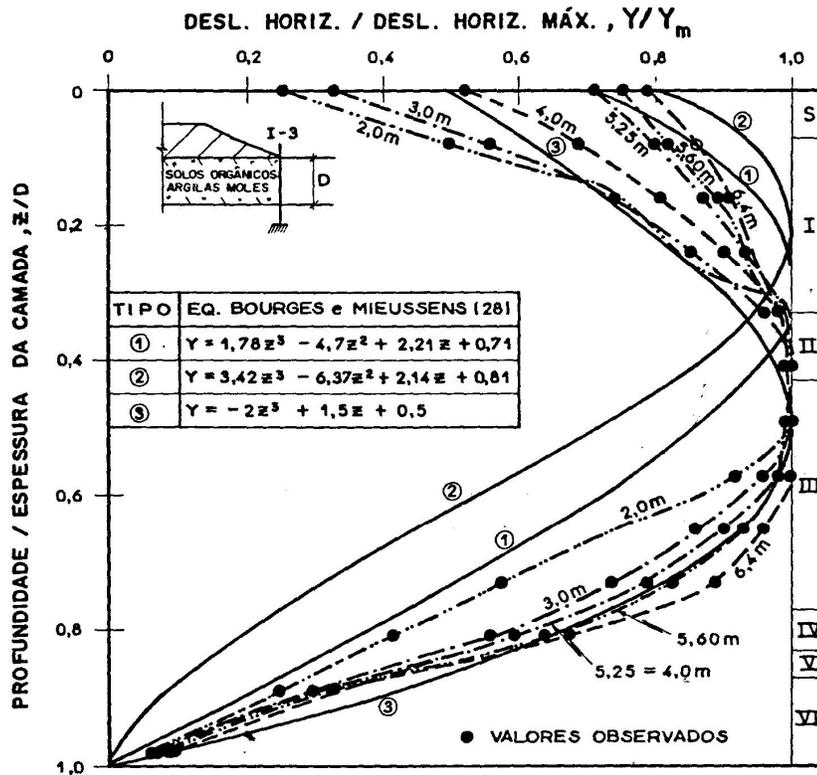
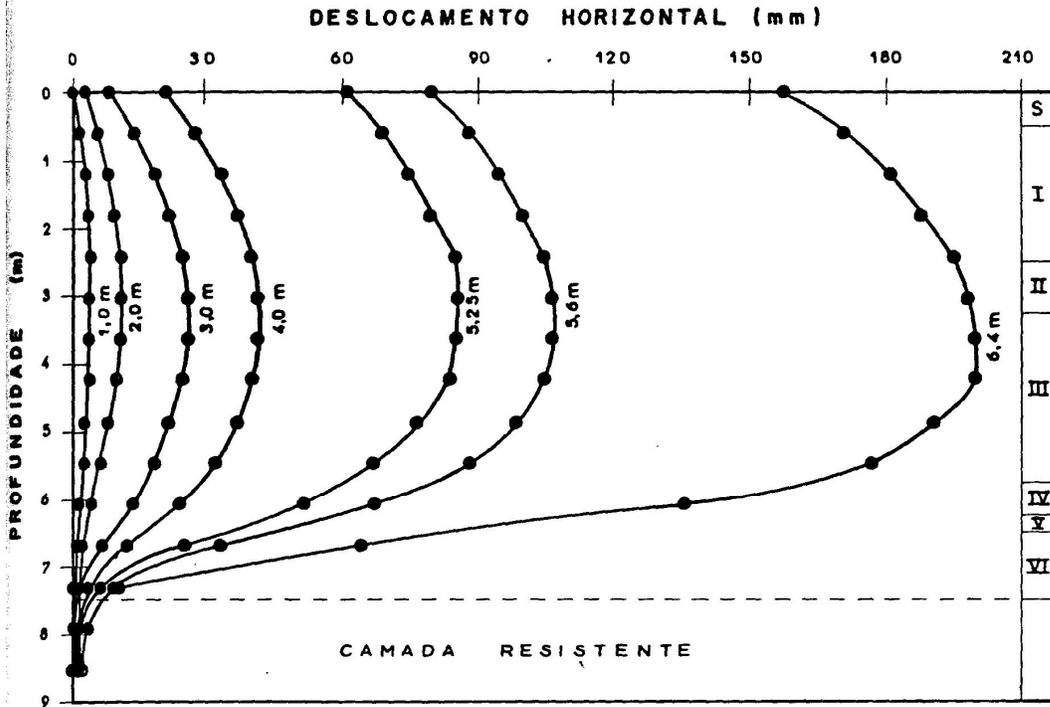
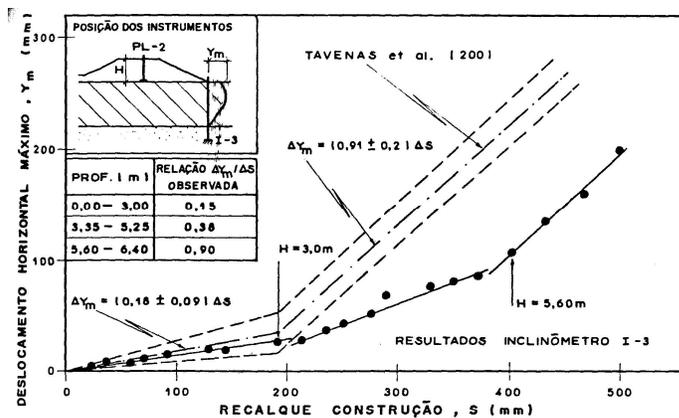


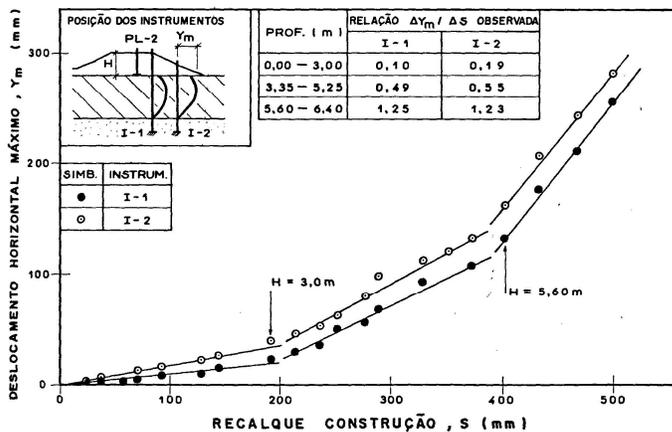
Figura II. 11 - Distribuição do deslocamento horizontal com a profundidade – Posição pé do aterro (COUTINHO, 1986).

### II.4.4.2. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS X DESLOCAMENTOS VERTICAIS

TAVENAS et al. (1979) demonstrou que correlações entre deslocamentos horizontais máximos medidos na vertical sob o pé do aterro e os deslocamentos verticais máximos medidos no centro do aterro podem ser de grande importância relativa às deformações drenadas e não-drenadas em fundações de aterros. A Figura II.12 apresenta o deslocamento horizontal máximo versus o recalque de construção no centro do aterro (COUTINHO, 1986).



a) INCLINÔMETRO SITUADO NO PÉ DO ATERRO



b) INCLINÔMETROS SITUADOS NO INTERIOR DO ATERRO

Figura II. 12 - Deslocamento horizontal máximo vs. recalque de construção no centro do aterro (COUTINHO, 1986).

LADD (1986) mostrou na Figura II.13 que em 21 casos envolvendo simples geometrias de aterros foram analisados a relação entre deslocamento horizontal no pé do aterro ( $h_m$ ) medido por inclinômetros e deslocamento vertical no centro do aterro. Em particular, foram avaliadas mudanças em  $h_m$  versus  $s$  (chamada de razão de deformação, DR) observado durante e depois da construção como também a forma das curvas dos deslocamentos horizontais versus profundidade, chegando assim a importantes conclusões. LADD (1986) resume as principais conclusões de TAVENAS et al. (1979) para 15 aterros sem drenos verticais em depósitos pré-adensados, durante a etapa de construção.

- Durante a fase inicial de carregamento, uma drenagem significativa causa um deslocamento horizontal bem menor que o previsto para análise não-drenada, resultando  $DR=0,18\pm0,09$ .
- Quando o solo passa para a condição normalmente adensada acontece um crescimento rápido de deslocamento horizontal como que deformações não-drenadas agora dominassem o comportamento.
- O deslocamento máximo da curva  $h$  versus  $z$  quase coincide com a resistência não-drenada mínima na fundação.

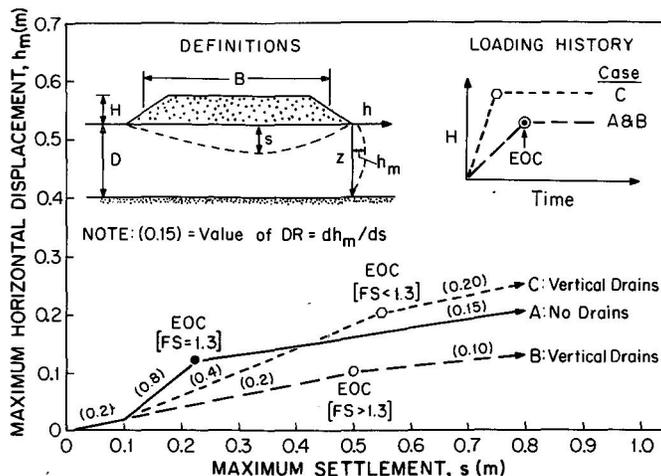


Figura II. 13 - Relação esquemática entre deslocamento horizontal máximo e deslocamentos verticais máximos na primeira fase de construção do aterro (Ladd, 1986).

LADD (1986) continua analisando que após adensamento de muitos anos, 12 aterros tiveram B/D variando de 0,9 a 10.

- O deslocamento máximo horizontal continua crescendo linearmente com o recalque;  $DR=0,16\pm 0,07$  e pode ser afetado por pequenas mudanças de inclinação na geometria.
- A relação de h versus z continua aproximadamente constante, a menos que a espessura do solo normalmente adensado cresça com o tempo.

Este comportamento tem produzido deslocamentos laterais em longo prazo bem maior que o medido no fim da construção. Embora este mecanismo cause um fenômeno sem muita clareza, LADD (1986) entende que distorções devido ao adensamento secundário é um fator importante. Como construções por etapas sempre requisita os drenos para acelerar o ganho de resistência por adensamento, é necessário analisar os possíveis efeitos na correlação de  $h_m$  versus s.

LADD (1986) criou esta relação esquemática apresentada na Figura II.13 baseado em TAVENAS et al. (1979) e vários casos de projetos com drenos e também seu particular julgamento. Onde o caso A representa a construção sem drenos com o comportamento parcialmente drenado e não-drenado durante as etapas e com  $DR=0,15$ . No caso B tem a mesma história de carregamento que o caso A, mas o uso dos drenos causou um grande escoamento, causando um comportamento no fim da construção de um grande s e um pequeno  $h_m$ , tendo um DR reduzido devido o adensamento mais rápido. No caso C se colocou mais aterro em menos tempo resultando em um grande  $DR=0,4$  durante a fase de construção, alcançando também uma razão de deformação alta durante a fase de adensamento.

Segundo LADD (1986), os resultados podem ter desvios significativos por serem baseados em evidências de campo limitadas por simples geometrias de aterro, onde os comportamentos do adensamento primário e secundário não estão bem explicados especialmente em fundações nas regiões de escoamento plástico, mas se conclui que a

interpretação das informações das deformações de campo é necessária para alertar na análise de estabilidade das fundações.

## **II.5. INTRODUÇÃO AO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)**

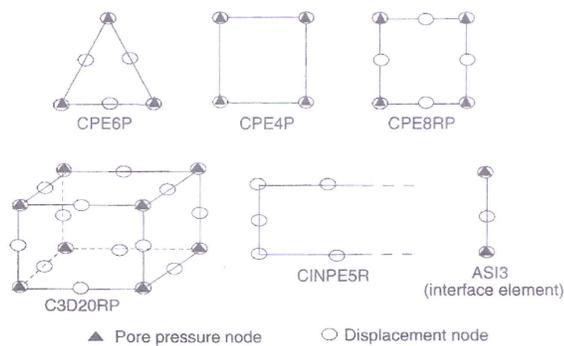
Alguns fenômenos que ocorrem em problemas de engenharia podem ser modelados através de equações diferenciais parciais, nas quais se dividem em dois tipos como problemas de valores de contorno e problemas de valor inicial. A solução analítica destas equações diferenciais é quase sempre impossibilitada pela grande dispersão das propriedades dos materiais, da geometria complexas entre outros fatores. Evidenciando assim, a grande utilização dos métodos numéricos, no qual se tem a substituição da solução exata analítica por uma solução aproximada.

Nas modelagens numéricas a solução obtida é definida por um procedimento aproximado, que em muitas situações se aproximam de forma significativa do resultado real esperado. Nestas modelagens, pode-se citar a utilização dos métodos das diferenças finitas e dos elementos finitos. Cada um destes métodos apresenta vantagens e desvantagens, cabendo ao usuário a definição da modelagem a ser utilizada.

Existem várias limitações à utilização dos métodos analíticos, tendo em vista a grande variabilidade dos parâmetros, das propriedades dos materiais, das condições de contorno e de condições iniciais extremamente variáveis. Por sua vez, os métodos numéricos permitem a solução das equações diferenciais em qualquer distribuição espacial, com propriedades dos materiais bastante variáveis, em qualquer geometria e variando com o tempo.

Os principais grupos de métodos numéricos utilizados em engenharia civil são o método das diferenças finitas, o método dos elementos finitos e por fim, o método dos elementos de contorno. Todos estes métodos numéricos envolvem a representação do domínio por um número limitado de pontos discretos chamados de nós. Um sistema de equações algébricas é obtido com relação a estes pontos nodais, os quais representam os valores

das variáveis dependentes, de acordo com o tipo de equação diferencial parcial que modela o fenômeno em estudo. Grupos de nós juntos por segmentos de linhas são chamados de elementos. Coletivamente os nós e os elementos formam a malha de elementos finitos, que é extremamente importante no MEF. A acurácia da solução é diretamente relacionada com o projeto da malha, onde boas malhas produzem melhores e mais rápidos resultados. A Figura II.14 apresenta os tipos de malhas usados na análise de adensamento (Hibbitt, K & Sorensen, 2004).



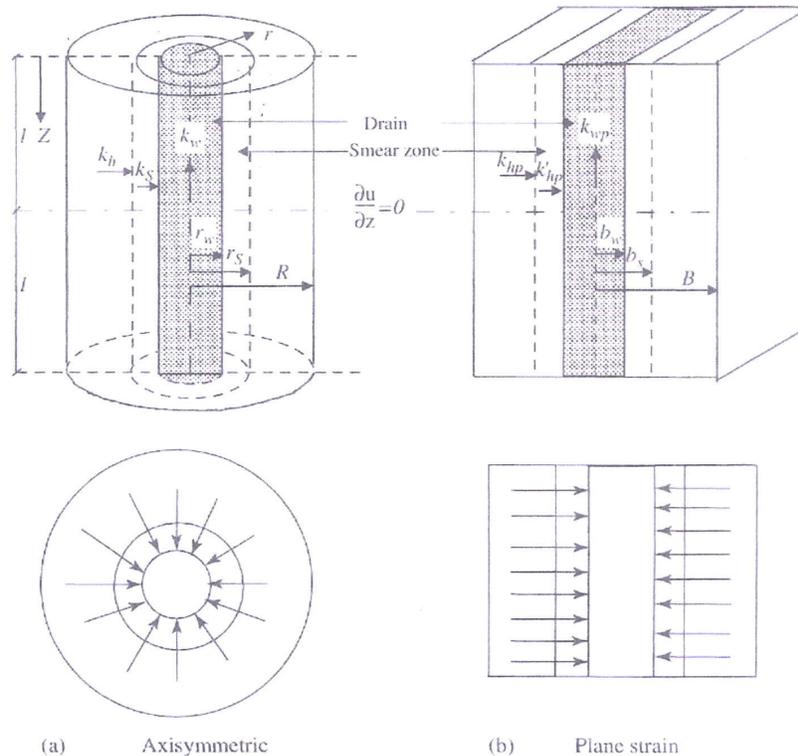
**Figura II. 14 - Tipos de elementos usados na análise de adensamento (Hibbitt, K & Sorensen, 2004).**

As tabelas e os gráficos baseados nas equações diferenciais usualmente prognosticam o comportamento do adensamento embaixo da área de aterro como uma função de tempo. Os problemas de adensamento unidimensional podem ser resolvidos usando os cálculos gerais, mas programas de computador são necessários no caso de problemas de adensamento bidimensionais.

Embora os cálculos para adensamento unidimensional possam ser analisados numericamente, os cálculos para o processo de adensamento bidimensional requer uma análise mais complexa que necessita de um programa de computador como ferramenta para facilitar esta análise. O programa de elementos finitos tem a habilidade de dar uma solução para o problema de adensamento de deformação plana, simulação para estrutura de solo não homogênea, força, cálculo do deslocamento junto com a taxa de fluxo e a pressão da água.

## II.6. MODELAGEM DOS DRENOS VERTICAIS

Normalmente análises com elementos finitos de aterros com drenos verticais são conduzidos sob condições de deformação plana para aperfeiçoar a eficiência computacional. Indraratna et al. (2005), explica que para simular uma situação realística 2-D em uma análise de deformação plana para drenos verticais, é preciso ser estabelecido uma equivalência entre o estado de deformação plana e a simetria dos eixos em termos de adensamento. Existem vários caminhos para mostrar a equivalência dos drenos verticais com as paredes drenantes, por exemplo, mantendo o mesmo coeficiente de permeabilidade e mudando o espaçamento dos drenos ou vice-versa, e até mesmo uma combinação entre as duas situações anteriores. A Figura II.15 mostra a conversão para a condição plana (adaptado por Indraratna e Redana, 1997).



**Figura II. 15 - Conversão para a condição plana (adaptado por Indraratna e Redana, 1997).**

## **II.7. PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS PLAXIS**

As análises de recalque bidimensional de um aterro podem ser estudadas usando o programa de elementos finitos Plaxis. O Plaxis pode também levar em conta o adensamento real ocorrido durante as fases de construção do aterro. Durante o processo de dissipação do excesso de poro-pressão, o solo obtém a resistência necessária para continuar o processo de construção por etapas.

O programa de elementos finitos Plaxis analisa deformações, estabilidade e fluxo d'água em aplicações da engenharia geotécnica. Muitas aplicações da engenharia geotécnica requerem modelos avançados para simular o comportamento não-linear e anisotrópico do solo. Como o solo é constituído de material multifásico, alguns procedimentos são exigidos para conseguir lidar com as poro-pressões do solo. O Plaxis é um programa de elementos finitos equipado com especiais aspectos para lidar com inúmeras situações complexas da engenharia geotécnica.

O programa de elementos finitos Plaxis inicia-se normalmente pela implantação dos dados e formas do projeto, seguido da implantação do comportamento do solo e os cálculos e então, depois com as análises dos resultados. Normalmente são usados elementos triangulares para modelar as deformações e tensões no solo. Em complemento ao modelo de Mohr-Coulomb, o Plaxis também oferece uma variedade de modelos avançados de solo como o modelo hiperbólico do tipo elastoplástico e o modelo de fluência oferecido para modelar solos moles normalmente consolidados, como também modelos especiais para analisar o comportamento anisotrópico das rochas fraturadas.

Ainda na fase do comportamento do solo, parâmetros como a distribuição da poro-pressão é gerada com bases na combinação de níveis freáticos ou na implantação direta das pressões d'água. Para mais complexa distribuição das poro-pressões que são geradas no caso de fluxo bidimensional, drenos e poços devem ser modelados como elementos especiais e as cargas hidráulicas sendo parâmetros que entram como nível freático. O Plaxis também tem o poder de distinguir entre solos com comportamento drenado ou

não-drenado para modelar tanto as areias como solos permeáveis e solos não-permeáveis como as argilas. O excesso de poro-pressão é computado durante os cálculos na fase plástica quando camadas de solo não-drenadas são sujeitas ao carregamento. As situações de carregamento não-drenado são frequentemente decisivas para a estabilidade da obra.

Na fase dos cálculos, o programa considera apenas análises de deformações e distingue entre cálculos na fase plástica, análises de consolidação e análises de segurança. Para cada projeto, as fases podem ser especificadas anteriormente aos cálculos. Existem alguns aspectos que caracterizam os cálculos simulando situações reais de processos de construção como aplicação de carga, mudança de nível d'água e outros. A dissipação do excesso de poro-pressão pode ser computada usando a análise de adensamento, onde requer o coeficiente de permeabilidade em várias camadas de solo. Para análise de segurança de aterros é apropriado usar a definição de mecânica dos solos para o fator de segurança onde é a relação entre a razão da resistência ao cisalhamento disponível para o projeto sobre a de equilíbrio. A última fase do Plaxis consiste na análise dos resultados onde através de tabelas e gráficos avançados apresentam os resultados computacionais como deslocamentos, tensões totais e efetivas, poro-pressão e excesso de poro-pressão, deformações e forças estruturais.

## CAPÍTULO III

### AS CARACTERÍSTICAS DA OBRA E AS TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLO

#### III.1. CARACTERÍSTICAS DA OBRA

O projeto formalmente entitulado “*New Options for Rapid and Easy Construction of Embankments on Soft Soils*” (*No-Recess*), consiste em uma série de aterros experimentais construídos em uma região chamado *the Hoeksche Waard polder* perto de *Gravendeel* na Holanda. Cinco técnicas de melhoramento de solo foram selecionadas durante um encontro em 1997 em *Delft* baseado no conhecimento de uma banca de especialistas internacionais. Foram feitas comparações diretas do desempenho dos aterros em campo para demonstrar a viabilidade dos métodos de construção para aterros ferroviários em linhas de alta velocidade. Por não existirem experiências anteriores destes novos métodos na Holanda, os aterros experimentais foram monitorados por dois anos após o término da construção.

A região dos aterros experimentais foi escolhida para ser construída numa área de 400x125 m, com o nível do terreno na cota -0,75 m + NAP (*datum*). Os cinco aterros experimentais foram projetados por engenheiros com alto grau de experiência. A geometria final dos aterros foi especificada para ter uma parte alta e uma parte baixa e um talude de 1:2 (v:h). A altura da parte alta do aterro foi de 5,0 m e da parte baixa foi de 1,0 m. A altura da sobrecarga variou de acordo com a técnica utilizada. No final da parte alta se situava uma ponte com uma zona de transição de 10m com o recalque residual começando de 0 a 30 mm. O início do tempo de construção foi marcado quando a plataforma de trabalho foi feita. Após 18 meses, os aterros tiveram suas formas finais. Um período de seis meses foi necessário para a construção da superfície dos trilhos. Após este período ou 24 meses a partir do começo da construção, os recalques residuais deveriam ser menores que 30 mm em 30 anos. A Figura III.1 ilustra a região *The*

*Hoeksche Waard polder* onde mostram os cinco aterros experimentais e alguns detalhes do projeto *No Recess*.

O objetivo do projeto “*No-Recess*” foi analisar algumas recentes alternativas para construção de aterros sobre solos moles, no qual proveria novos métodos com maior custo/benefício. As técnicas usadas no projeto foram comparadas com técnicas de referência na construção de aterros como os tradicionais drenos verticais de areia e os pré-fabricados em conjunto com o uso da sobrecarga para acelerar o adensamento. Como a proposta do projeto era atender os requerimentos impostos para linhas de trem de alta velocidade, as seguintes especificações foram necessárias:

- Curto tempo de construção (menos de 18 meses);
- Recalques pós-construtivos baixos (menor que 30 mm em 30 anos após 24 meses do início da construção);
- Risco mínimo de construção;
- O mínimo de volume de solo mobilizado;
- Comportamento suficientemente rígido da construção sob carregamento dinâmico de trens de alta velocidade (diminuir os problemas associados a ondas de superfície no aterro);
- O mínimo possível de impacto causado por alargamento de ruas antigas ou construções de estradas;

As avaliações foram divididas na parte alta e na parte baixa do aterro. Foram avaliados os resultados para a parte baixa do aterro após seis meses do início da construção e para a parte alta do aterro, com 12 meses após o início da construção:

- Ter o recalque total menor que 100 mm (apenas para alargamento das ruas existentes);
- Ter o recalque residual nos próximos 30 anos menor que 100 mm;

O propósito de selecionar novas técnicas foi satisfazer os requisitos para atender as especificações acima. Os cinco aterros experimentais foram construídos em *Hoeksche Waard* na Holanda, descrito a seguir com as iniciais da região e numerados de 1 a 5 para identificar cada técnica usada no projeto:

- HW1: Aterro convencional com drenos pré-fabricados
- HW2: Colunas de solo estabilizadas com cal
- HW3: Paredes de solo estabilizadas
- HW4: Colunas de areia encamisadas com geotêxtil
- HW5: Estabilização do aterro com estacas

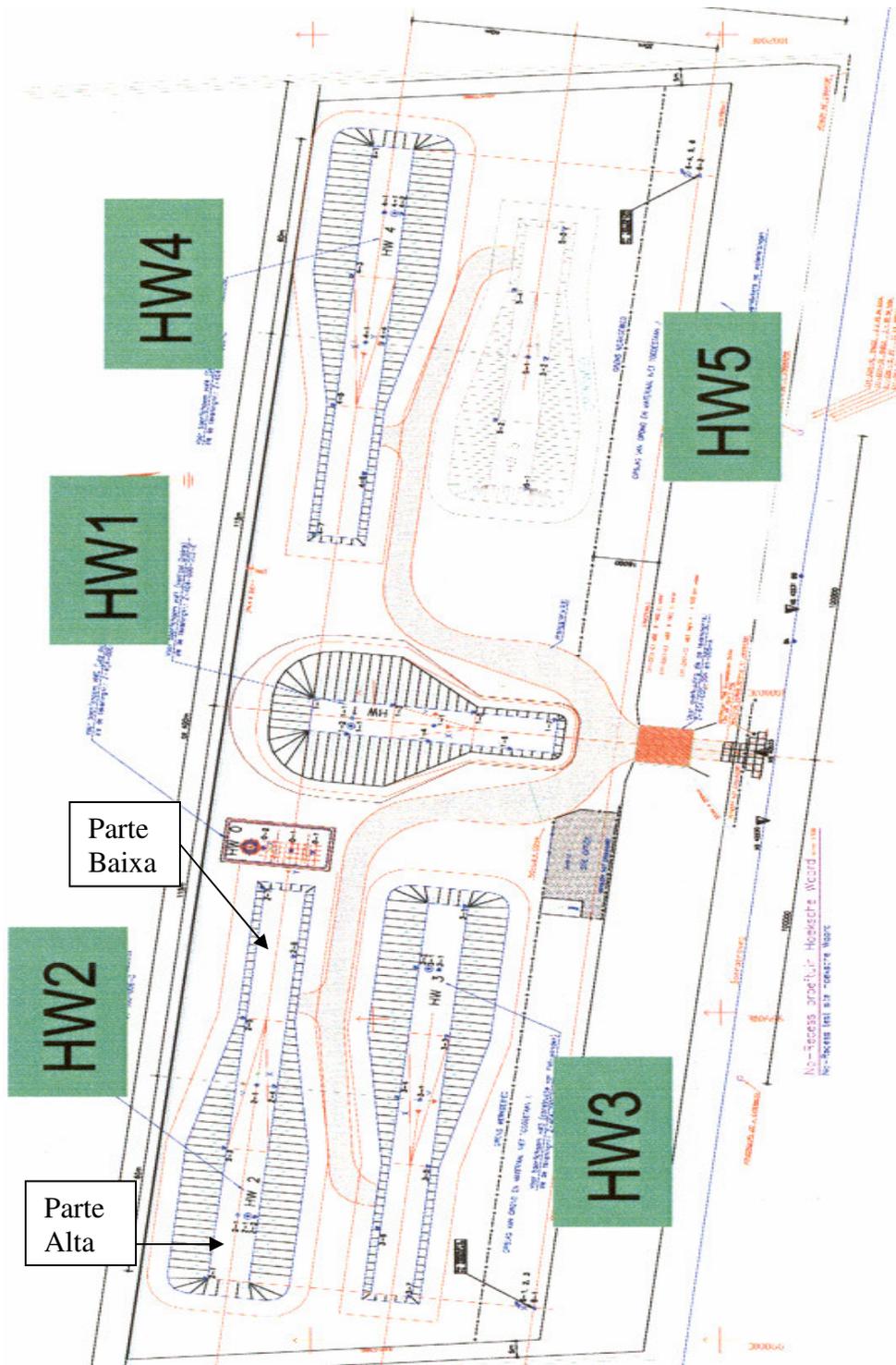
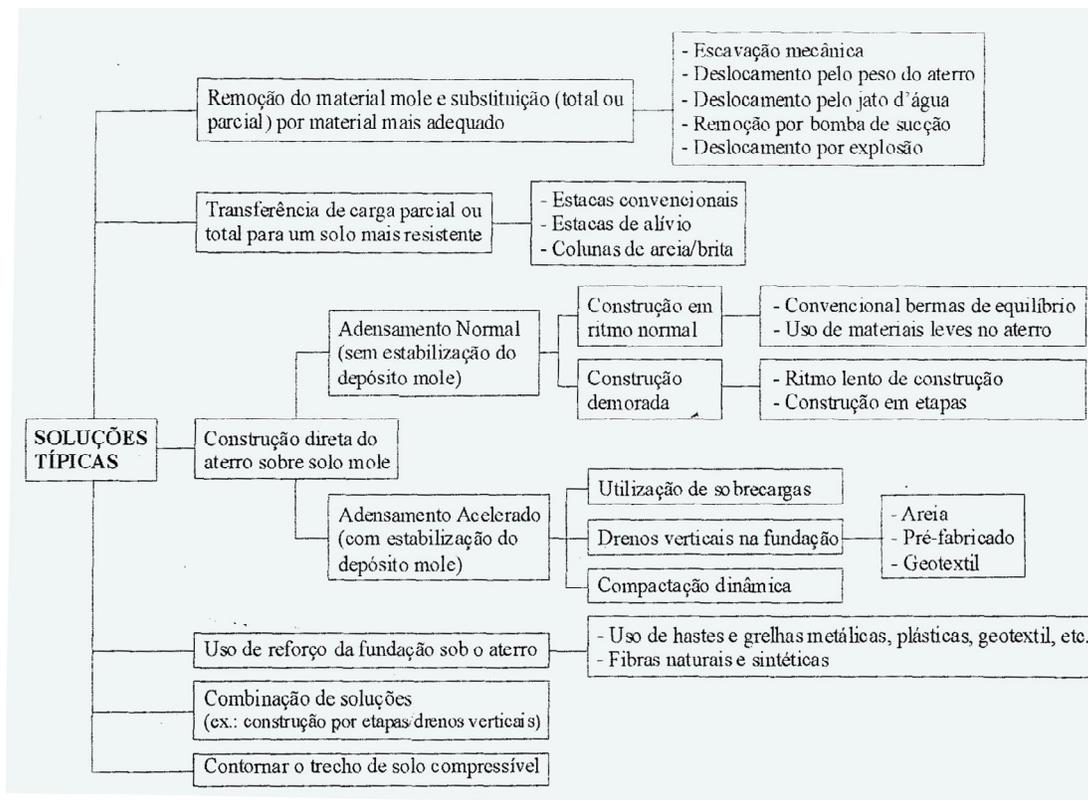


Figura III. 1- A região dos aterros experimentais *The Hoeksche Waard* (HW) (Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, 1999)

## III.2. TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLO

### III.2.1. INTRODUÇÃO

Vários fatores são analisados para se fazer a escolha da solução correta a ser adotada em uma obra, tais como: dimensões do aterro, características do material da fundação (perfil geotécnico, parâmetros geotécnicos e etc), materiais e técnicas disponíveis para a construção, programa de construção, localização e finalidade do aterro. COUTINHO e BELLO (2005) apresentam através da Figura III.2 as soluções típicas que tem sido utilizada ao planejar a construção de um aterro. SANDRONI (2006) cita em seu trabalho algumas técnicas usadas em aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles. Mais informações sobre algumas das alternativas da Figura III.2 podem ser encontradas em COUTINHO (1986), COUTINHO et al. (1994), MAGNAN (1994), ALMEIDA (1996) e ALMEIDA e MARQUES (2004).



**Figura III. 2- Fluxograma das soluções típicas em construções de aterros sobre solos moles (COUTINHO e BELLO, 2005).**

ALMEIDA (2007) apresenta o aterro estruturado com plataforma de geogrelha como uma alternativa com vantagens técnicas, econômicas e de prazo, comparativamente à solução convencional de aterro com drenos, bermas e reforço. Para casos de argila de grande espessura (maior que 10 m) e alta compressibilidade, ALMEIDA (2007) indica o aterro estruturado como uma solução com muitas vantagens.

Isto tudo leva em consideração as limitações encontradas nos aterros convencionais como elevado volume de aterro e quantidade de drenos necessários para alcançar a cota desejada. O aterro estruturado requer menor tempo construtivo. O impacto ambiental também é menor devido a mobilizar menores volumes de terraplenagem que os aterros com solução convencional.

SANDRONI (2006) apresenta alternativas de projeto e algumas de suas particularidades práticas. As alternativas enfocadas neste trabalho são as seguintes: aterros sobre o terreno (com ou sem drenos verticais aceleradores, com e sem sobrecargas), aterros leves (com isopor e outros materiais) e aterros estruturados sobre estacas (com plataforma flexível e com plataforma rígida). Vantagens e limitações das soluções são discutidas no trabalho.

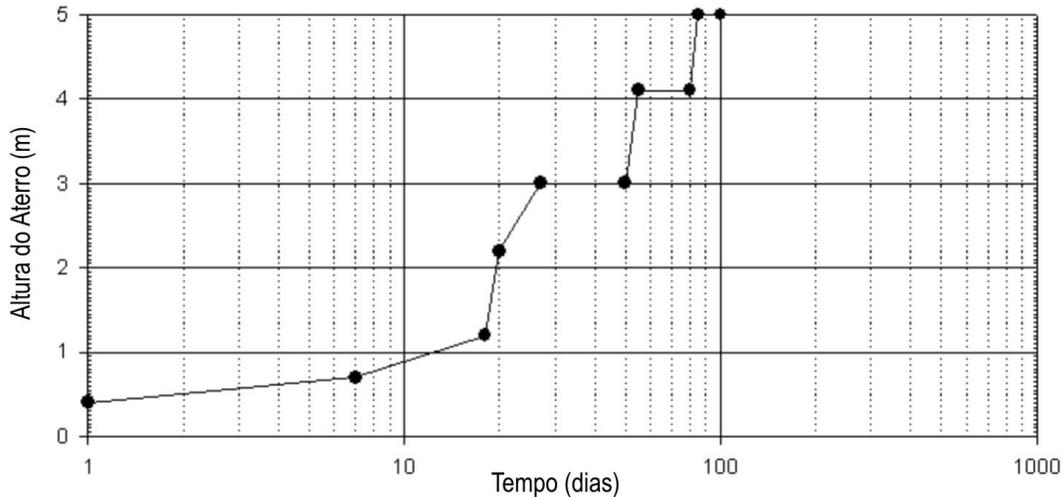
SANTOS (2007) apresenta uma solução de melhoramento de solos moles. As colunas granulares confinadas em geotêxteis são indicadas para solos de baixa capacidade de suporte. É discutido no trabalho vantagens e limitações do emprego desta técnica em relação às técnicas similares como colunas puramente granulares (“estacas de areia” e as “estacas de brita”).

### **III.3. AS CINCO TÉCNICAS RELACIONADAS AO PROJETO NO RECESS**

#### **III.3.1. ATERRO COM DRENOS VERTICAIS (HW1)**

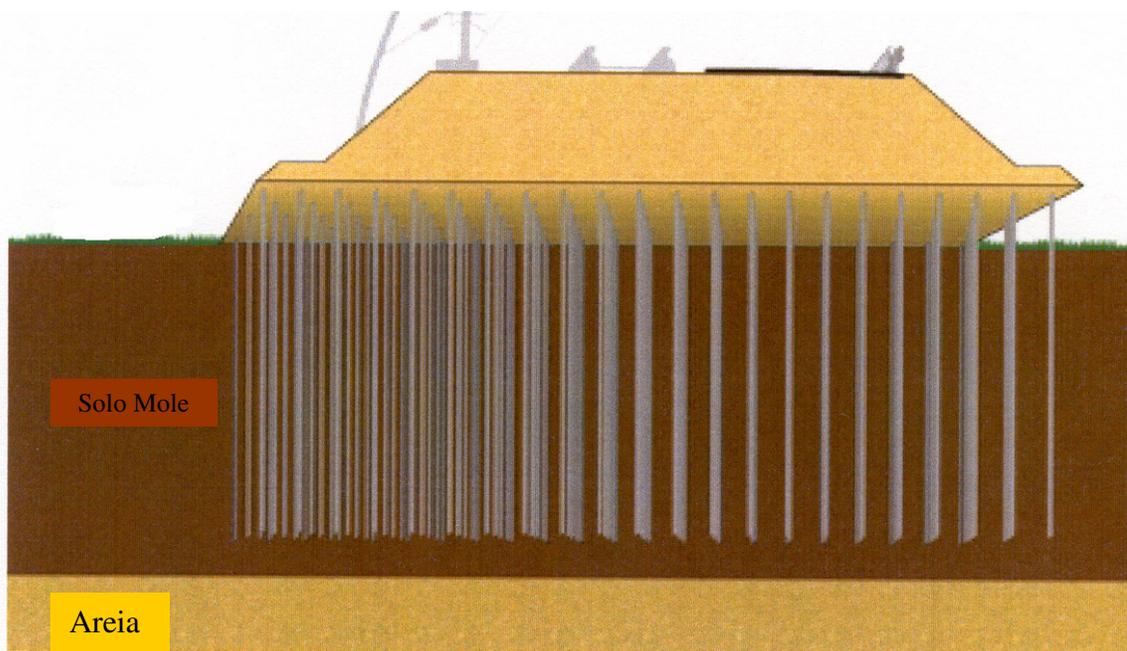
O aterro com drenos pré-fabricados verticais serviu como referência de comparação em campo com os outros exemplos de aterros experimentais do projeto No Recess. O aterro de referência foi construído em etapas e levou um período de seis meses para serem

concluídas as suas fases de construção. A sobrecarga da parte baixa do aterro foi de 1,8m de areia enquanto na parte alta foi de 2,5m de areia. A Figura III.3 mostra a seqüência da sobrecarga usada na construção do aterro experimental com drenos verticais.



**Figura III. 3 - Seqüência de sobrecarga para a construção da seção alta do aterro experimental HW1.**

Na obra do HW1 (com drenos verticais pré-fabricados), tanto para a parte baixa do aterro quanto para a alta, os drenos verticais foram instalados a uma profundidade de 1m acima da camada de areia (aproximadamente na cota -8,7m) e foram projetados em uma malha triangular de 1m. Os drenos verticais pré-fabricados não puderam ser instalados na camada de areia devido à pressão artesianas que existia nesta camada, então os drenos ficaram ainda na camada de turfa, localizada acima da camada de areia. A razão de não penetrar totalmente na camada de adensamento para atingir a camada permeável é que a camada de areia é uma camada artesianas, ou seja, a carga total na camada de areia é maior que a da camada compressível. A Figura III.4 ilustra o perfil do aterro com drenos pré-fabricados.



**Figura III. 4 - Aterro com drenos pré-fabricados.**

As Figuras III.5, III.6 e III.7 ilustram os detalhes do aterro da planta baixa e de duas secções transversais como também mostram as localizações dos importantes instrumentos que fizeram parte da campanha de investigação, e que muitos serão detalhados no próximo capítulo.

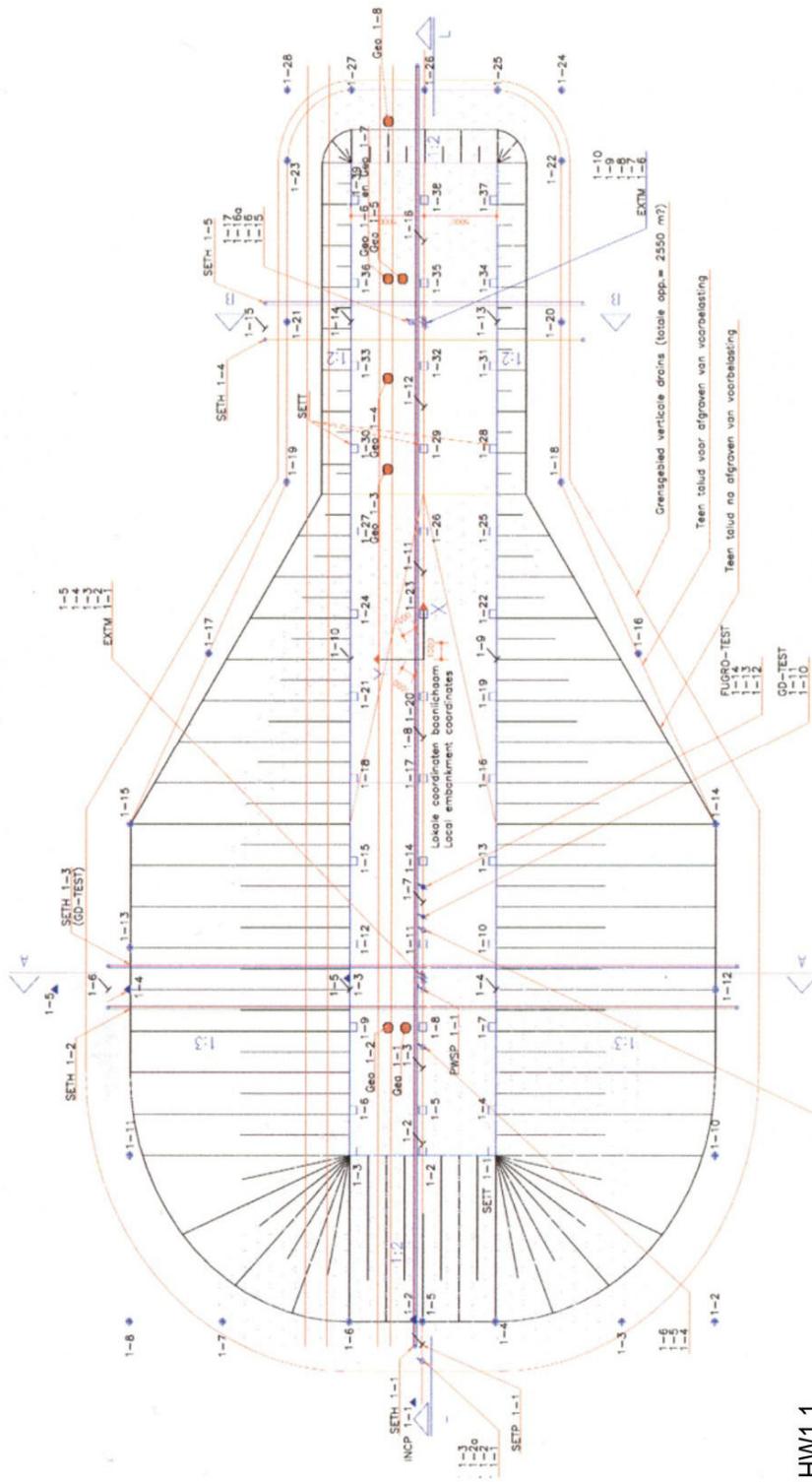
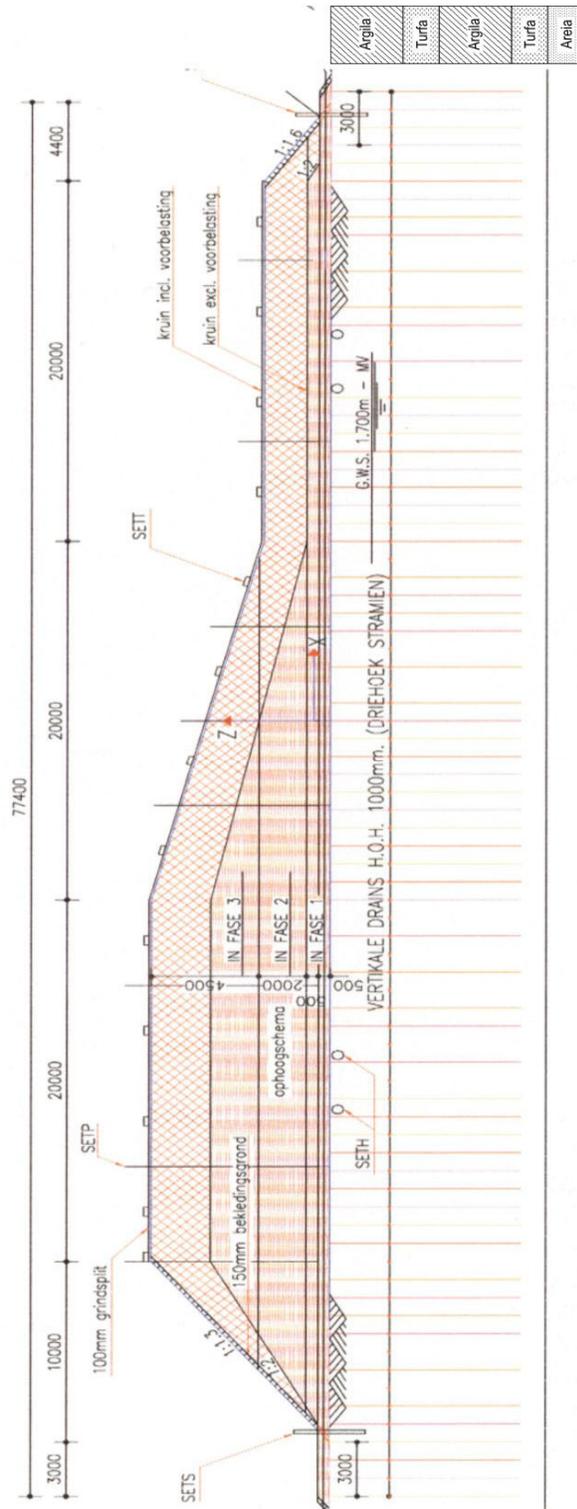
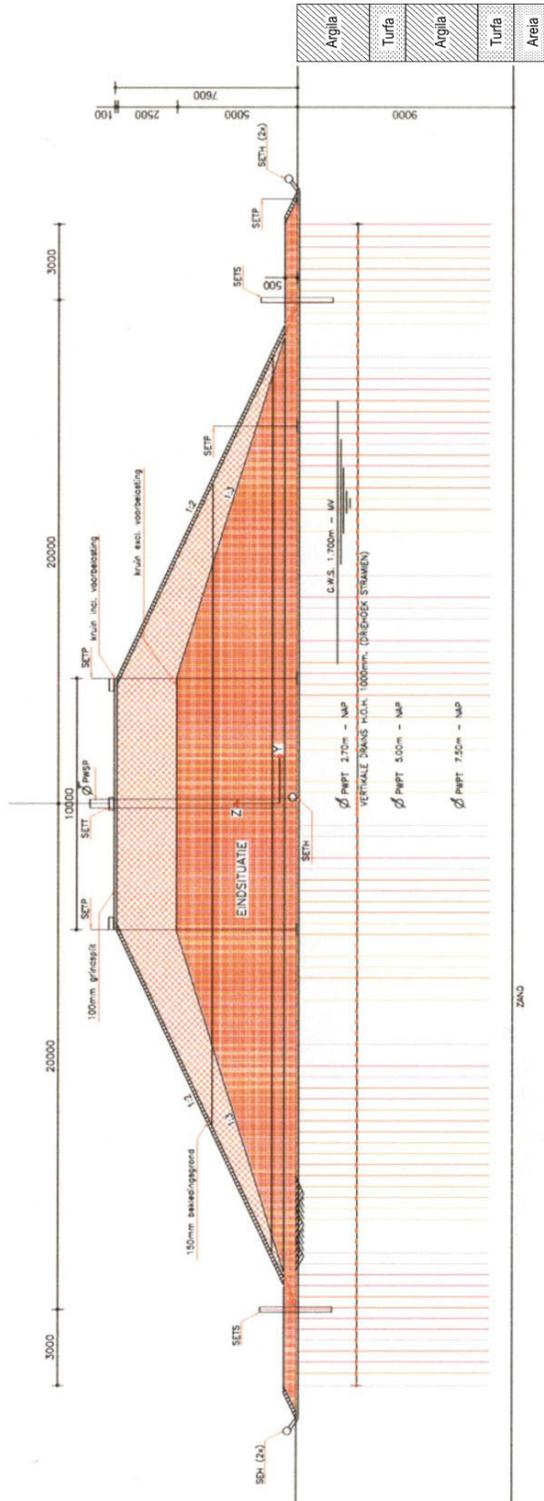


Figura III. 5 - Planta baixa do aterro experimental HW1.



HW1.2

Figura III. 6 - Seção transversal LL do aterro experimental HW1.



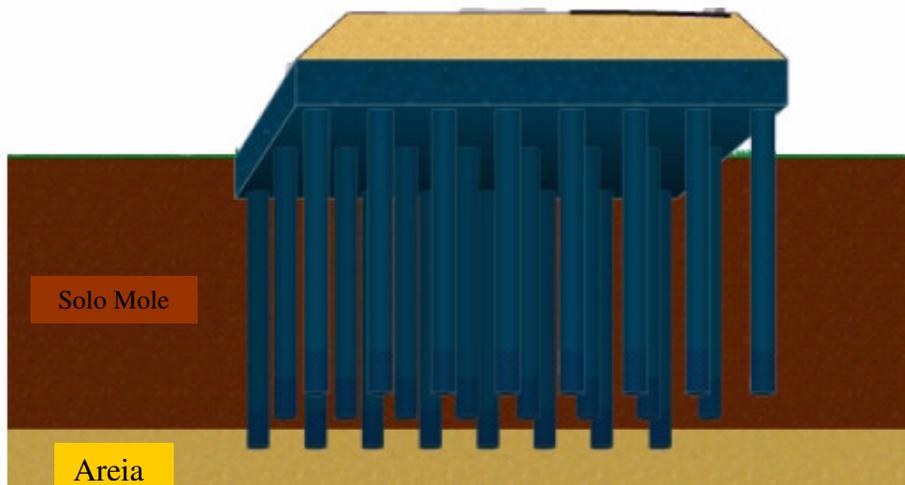
HW1.3

Figura III. 7- Seção transversal AA da seção alta do aterro experimental HW1.

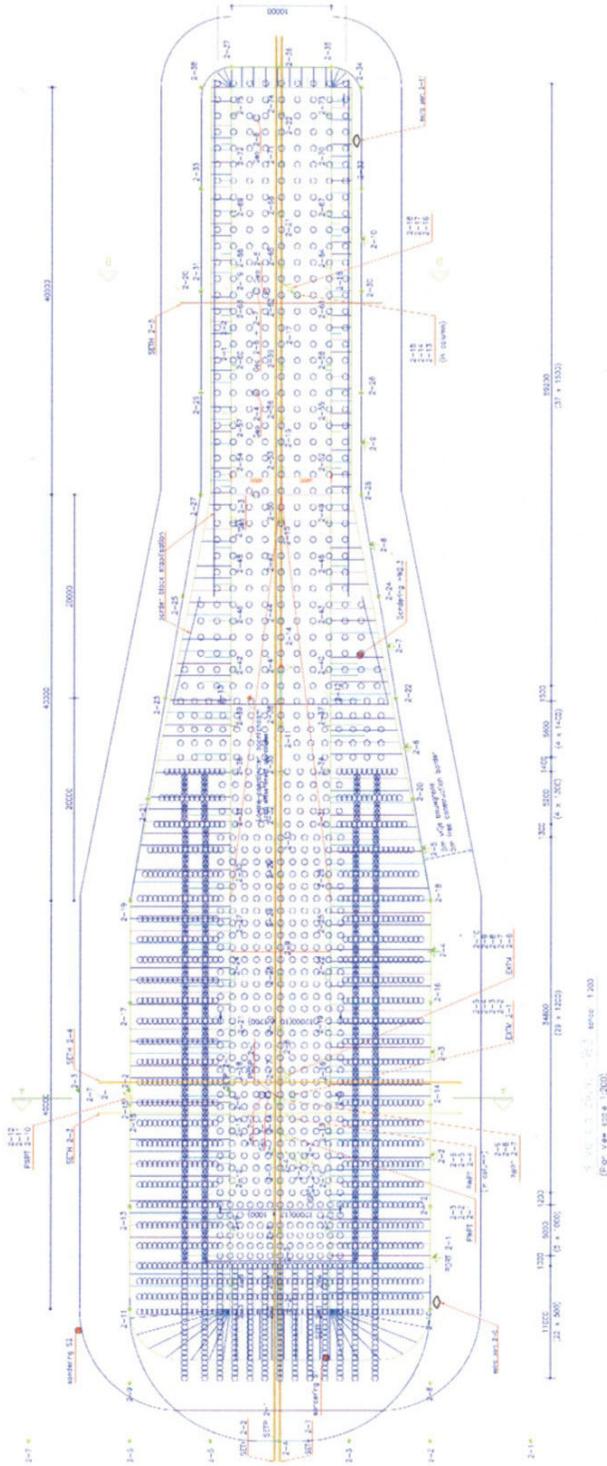
### III.3.2. COLUNAS DE SOLO ESTABILIZADAS (HW2)

O método das colunas de solos estabilizadas com cal usado no HW2 é um método Escandinavo que mistura cal/cimento. Este método serve para estabilizar solos moles tendo como princípio o processo de misturar 200kg/m<sup>3</sup> de aglomerante que consiste de 80% de escória de alto forno e 20% de anidrito (invés de cimento Portland e cal que seria usado na Escandinávia). Esta técnica de estabilização de mistura seca utiliza ar seco para transportar a mistura. A razão para esta mudança de mistura se consiste no sentido de obter um desempenho melhor no solo mole da Holanda.

Este aterro experimental foi construído no período de 1 mês. Para ambas as partes, alta e baixa do aterro, a sobrecarga necessária para acelerar o processo de adensamento foi 1,0m e 1,5m respectivamente por um período de 1 ano. As colunas de cal tiveram um diâmetro de 600mm e foram feitas em uma malha quadrada de 1,6m para a parte baixa do aterro enquanto para a parte alta foi feita uma malha quadrada com intervalo de 1m a 1,2m. Para os dois casos, as colunas se estenderam até 0,5m dentro da camada de areia. A parte baixa do aterro usou blocos estabilizados (pequenas colunas sobrepostas) de 1,5m, no qual teve uma produção de 500m linear por dia. A Figura III.8 ilustra o perfil do aterro com colunas de solo estabilizadas. Maiores detalhes e localização dos instrumentos podem ser vistos nas figuras III.9, III.10 e III.11, onde representam a planta baixa e as duas secções do aterro HW2.

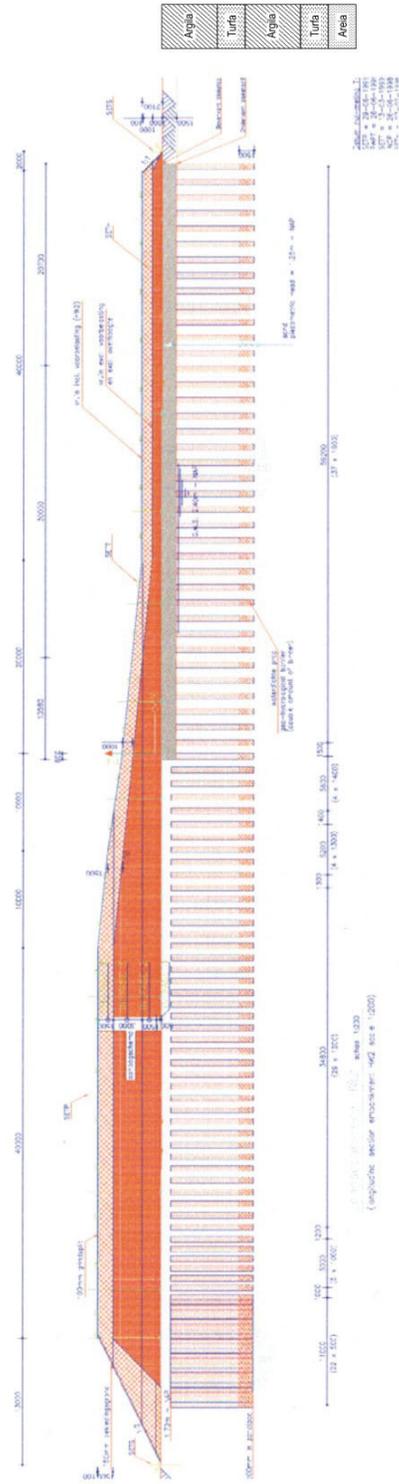


**Figura III. 8- Aterro com colunas de solo estabilizadas**



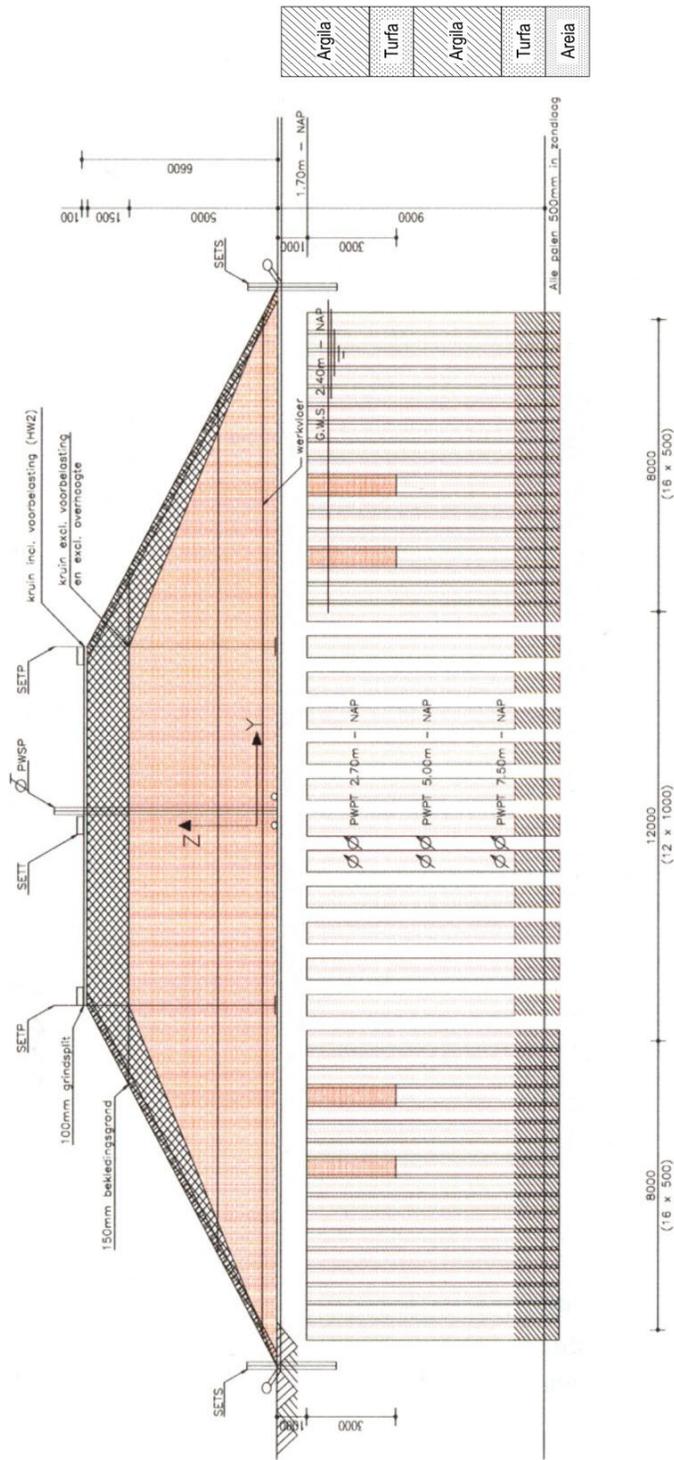
HW2.1

Figura III. 9– Planta baixa do aterro experimental HW2.



HW2.2

Figura III. 10 – Seção transversal LL do aterro experimental HW2.



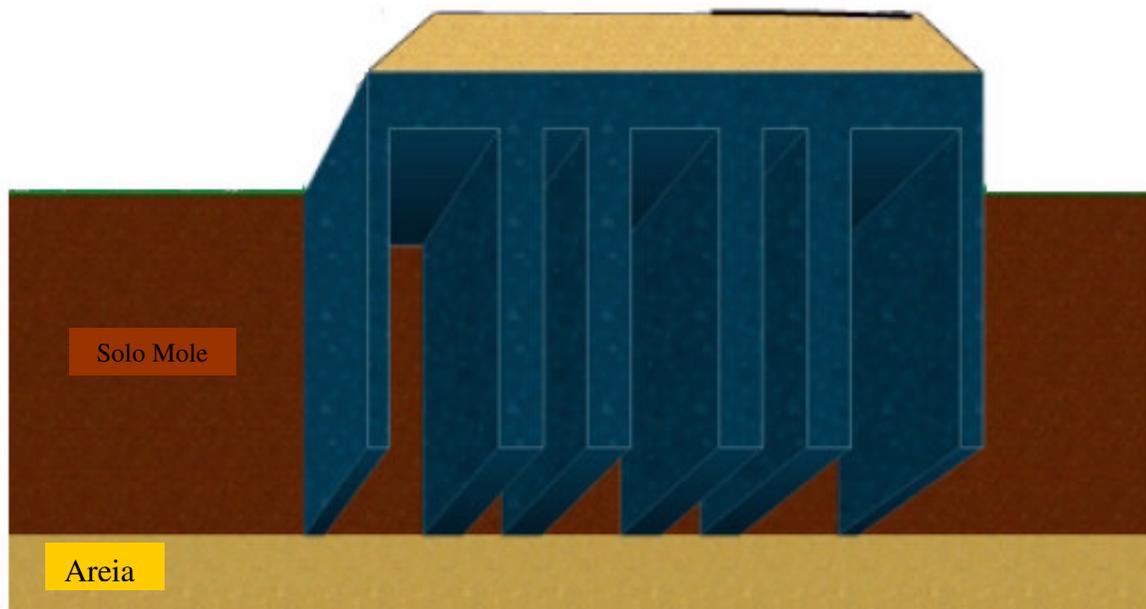
HW2.3

Figura III. 11 – Seção transversal AA do aterro experimental HW2.

### III.3.3. PAREDES DE SOLO ESTABILIZADAS (HW3)

A técnica usada no aterro experimental HW3 consiste em paredes de solo estabilizadas instaladas pelo processo FMI (BARENDS et al., 1999), no qual estabiliza o solo do local com um equipamento especializado. Este equipamento de cortar é inclinado a 80 graus e é anexado atrás da máquina de FMI. Devido a especiais feições do equipamento como as hélices serem rotacionadas por dois sistemas de corrente, o solo não é escavado e sim misturado no local com a nata do cimento. A velocidade de translação deste equipamento é cerca de 1m/min com uma profundidade máxima de 9m e largura de 500 mm.

O aterro experimental foi construído em duas semanas. A parte baixa do aterro consiste em 1m de areia enquanto a parte alta teve uma altura de 5m. Na parte alta do aterro, a plataforma de transferência de carga foi usada, com altura de 0,5m e foram instalados 3 geotêxtis tipo geogrid tensor tipo SS20, SS30 e 80 RE. A Figura III.12 ilustra o perfil do aterro com paredes de solo estabilizadas.

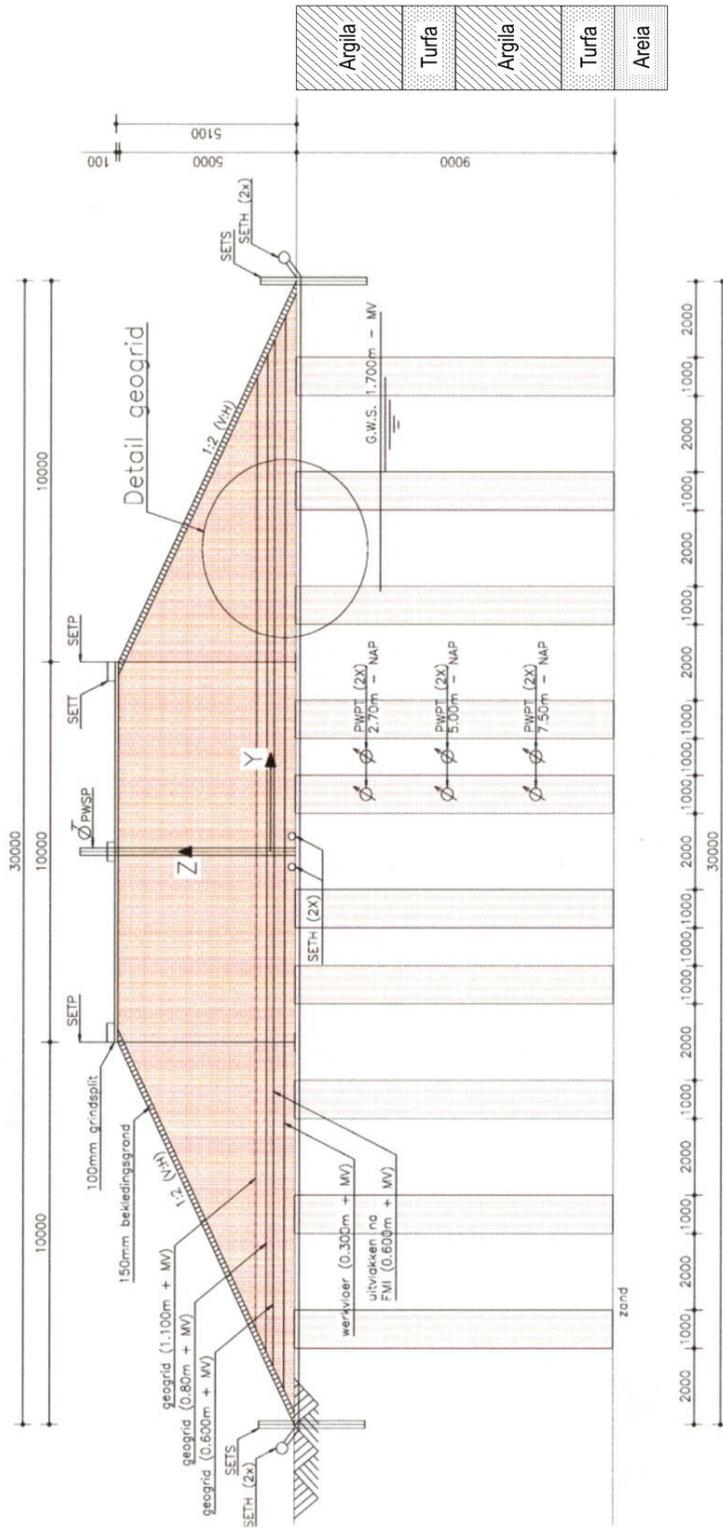


**Figura III. 12– Aterro com paredes de solo estabilizadas.**

As paredes de solo estabilizadas, na qual a largura é de 500 mm, foram instaladas a uma distância de 1m a 2,5m nos dois aterros e uma profundidade de 9m abaixo do nível do terreno, mas no caso de blocos estabilizados, o geotêxtil foi instalado a uma profundidade de 1,5m apenas na parte baixa para uma largura de 1000 mm. A dosagem obtida tanto para as paredes como para os blocos foi de 150 Kg/m<sup>3</sup>, onde 80% é de cimento e 20% de anidrito. As Figuras III.13., III.14. e III.15 mostram os detalhes da planta baixa e de duas secções do aterro HW3 e as localizações de alguns instrumentos que serão citados no próximo capítulo.





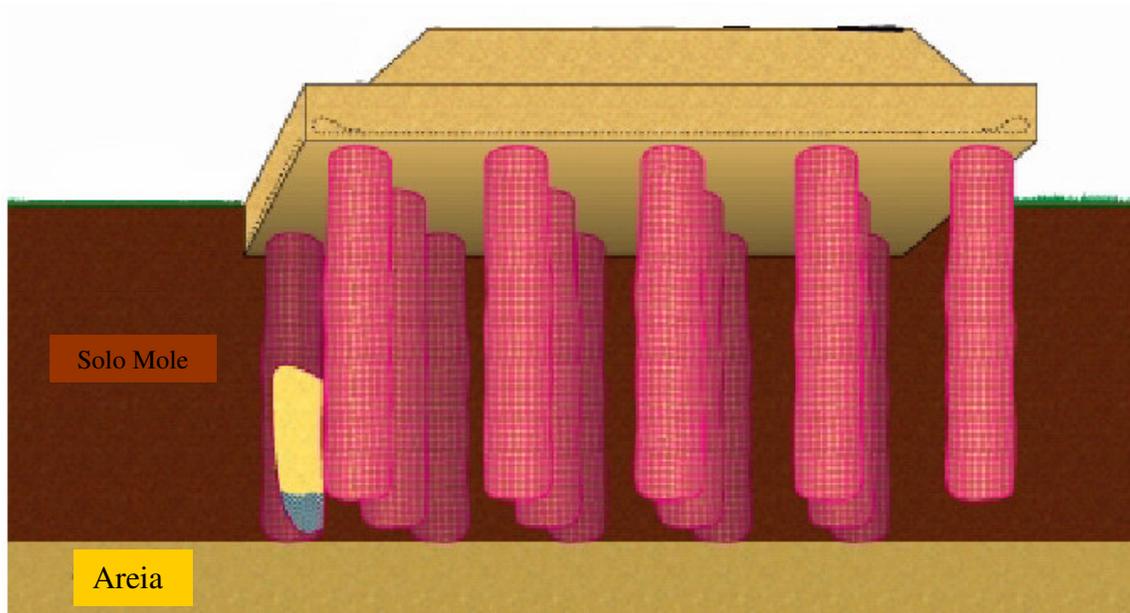


HW3.3

Figura III. 15. – Seção transversal AA do aterro experimental HW3.

### **III.3.4. COLUNAS DE AREIA ENCAMISADAS (CONFINADAS) COM GEOTÉXTIL (HW4)**

A técnica das colunas de areia encamisadas por geotêxtil consiste em colunas verticais de areia com largo diâmetro e pequeno espaçamento instalada na camada compressível. Esta técnica foi usada no projeto No-Recess (HW4) no sentido de estabilizar o solo mole compressível e minimizar recalques em longo prazo. O geotêxtil confina a areia e atua como um filtro para prevenir que a areia se misture com a argila adjacente. O geotêxtil também fornece um efeito rijo para garantir a integridade das estacas de areia. Estas características permitem que as colunas ajam como estacas, diminuindo consideravelmente o recalque e as deformações devido a cargas dinâmicas. Outra vantagem da técnica das colunas de areia é o seu curto tempo de construção. A Figura III.16 ilustra o perfil do aterro com colunas de areia encamisadas com geotêxtil.



**Figura III. 16– Aterro com colunas de areia encamisadas com geotêxtil.**

Muitos benefícios foram encontrados com o uso das colunas de areia em solos moles como o aumento da capacidade de carga para estruturas de revestimento ou aterros, acelerando o processo de adensamento da camada ao redor das colunas granulares, e melhorando as características de carga-recalque das fundações (DAVIES, 1997). A inclusão das colunas reduz o comprimento do caminho de drenagem do solo, e conseqüentemente aumenta a taxa de dissipação do excesso de poro-pressão. A instalação das colunas de areia por técnica de deslocamento pode reduzir a permeabilidade do solo devido à formação da zona de amolgamento ao longo da fronteira da coluna. Mesmo que as colunas sejam pouco espaçadas, a dissipação da poro-pressão ainda pode ocorrer rapidamente (BREDENBERG, 1999). Um fator importante para ser considerado quando o melhoramento de solo é previamente projetado é a rigidez da coluna de areia em relação à rigidez do solo onde ela está instalada.

O método de instalação consiste em vibrar um tubo de ferro dentro do solo até a camada prevista para a obtenção da carga. O tubo tem duas abas no final, no qual é forçado durante a cravação, deslocando o solo. O geotêxtil é conectado ao funil, no qual é colocado no topo do tubo. O tubo é preenchido com areia pelo funil e vibrado, causando compactação inicial da areia e tencionando o geotêxtil (NODS, 2002).

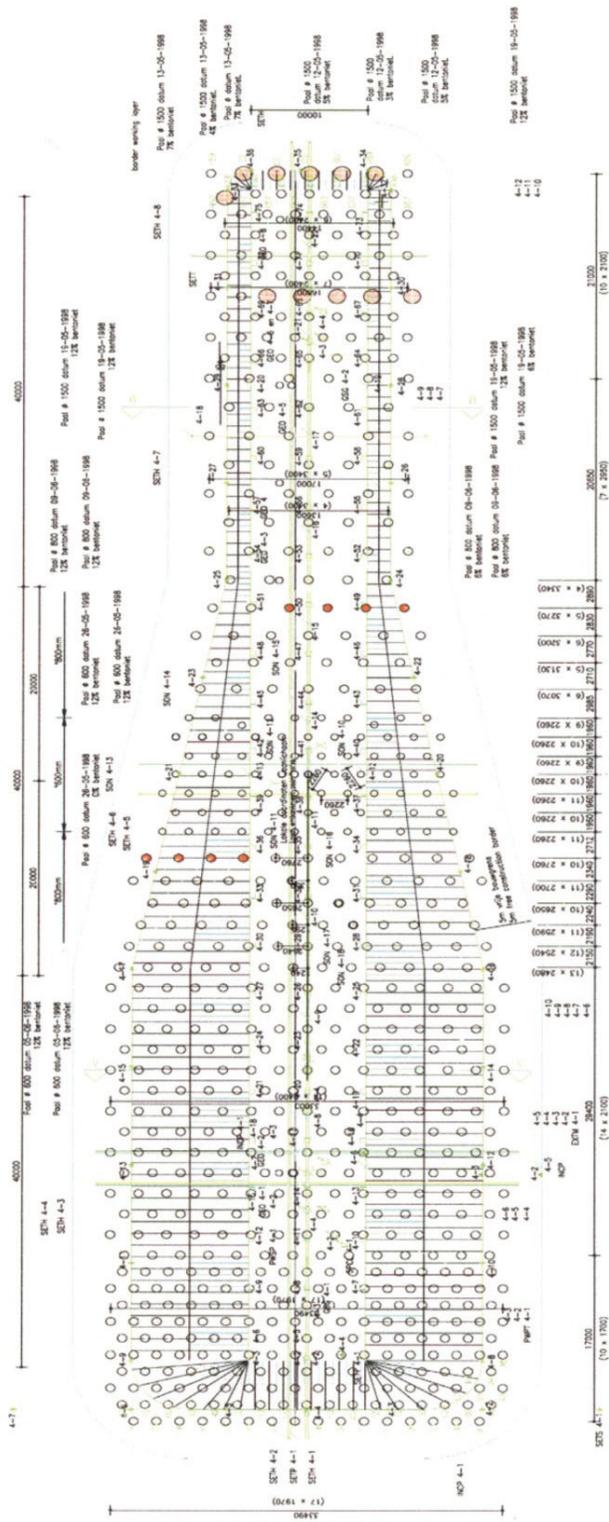
Estas colunas de areia têm geralmente um diâmetro de 0,8m, e são normalmente instaladas numa malha triangular com espaçamento de 1,7m a 3,4m. No caso do projeto No-Recess (HW4), as colunas tiveram um diâmetro de 0,8m e foram instalados numa malha triangular com distância entre as colunas de 2,4 metros a 3,4 metros para a parte baixa do aterro e um intervalo de 2,0 a 2,4 metros para a parte alta. O geotêxtil foi colocado sobre as colunas na plataforma de transferência de carga em ordem de prover uma maior estabilidade horizontal e ajudar na transferência de cargas horizontais. Para evitar os recalques em longo prazo, as sobrecargas foram utilizadas para acelerar o processo de adensamento (NODS, 2002). A Figura III.17 ilustra o processo executivo do aterro com colunas de areia encamisadas com geotêxtil.



**Figura III. 17– Processo de instalação do geotéxtil nas colunas de areia encamisadas.**

O sistema de colunas de areia encamisadas com geotéxtil é a técnica usada no HW4. Este processo consiste em vibrar a fôrma com duas válvulas localizadas no fundo da mesma até atingir a camada de areia. A camada de areia de 40cm é feita e a camisa de geotéxtil é instalada e preenchida com 1m da mistura de bentonita e areia para criar uma barreira geo-hidrológica. O resto dos 800mm de diâmetro é preenchido com areia até o topo da forma, na qual é vibrada e empurrada compactando a areia. Este sistema tem uma produção média por dia de 40 colunas. O aterro com a plataforma de transferência de geotéxtil no HW4 foi construído em seis semanas.

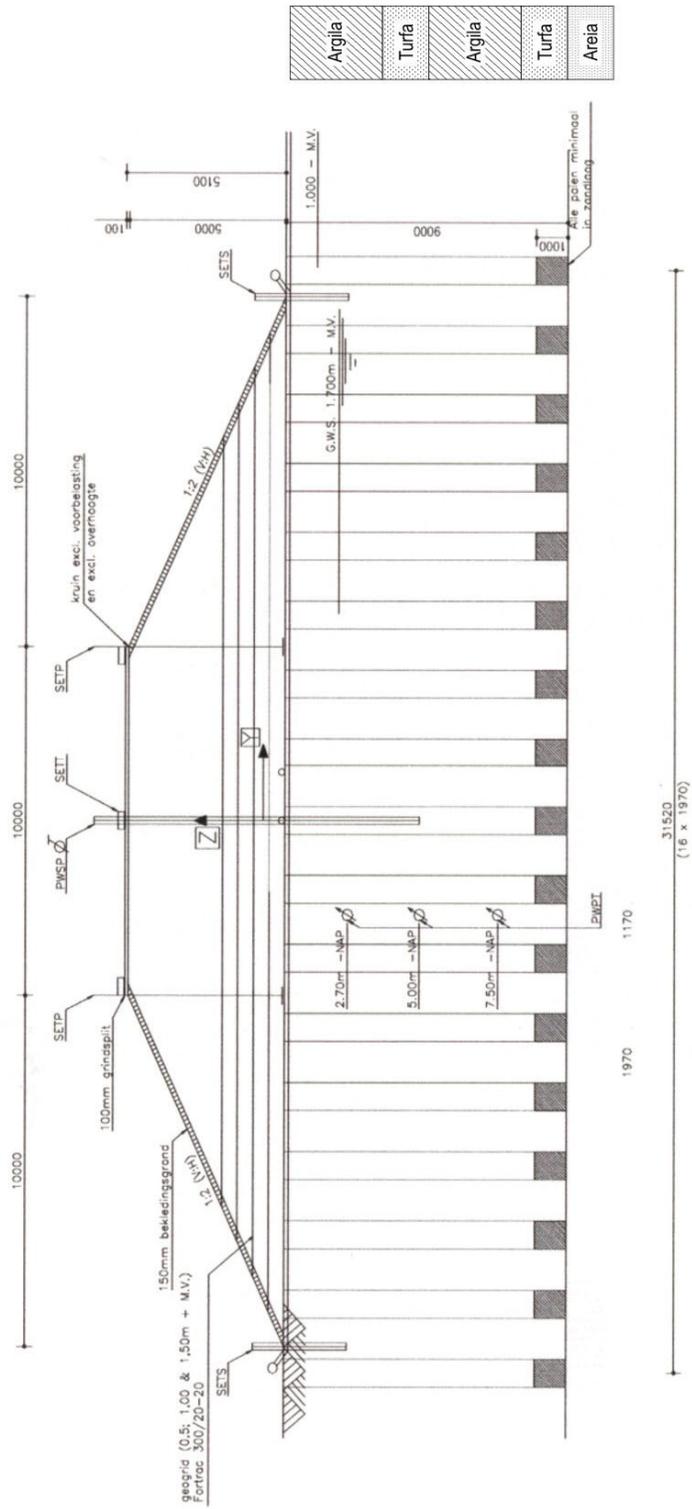
Para os dois aterros de 5m (parte alta) e 1m (parte baixa), a profundidade das colunas foi de 9 metros abaixo do nível do terreno (até a camada de areia). Para a parte baixa do aterro, foi usada uma sobrecarga de 1 metro de areia em um mês e um geogrid Fortrac 80/80-10, onde para a parte alta, usou-se três geogrids Fortrac 200/30-30 e não necessitou do uso de sobrecarga. Mais detalhes e instrumentação podem ser visto nas Figuras III.18, III.19 e III.20, onde mostram a planta baixa e duas secções do aterro com colunas de areia encamisadas com geotextil (HW4).



HW4.1

Figura III. 18. – Planta baixa do aterro experimental HW4.



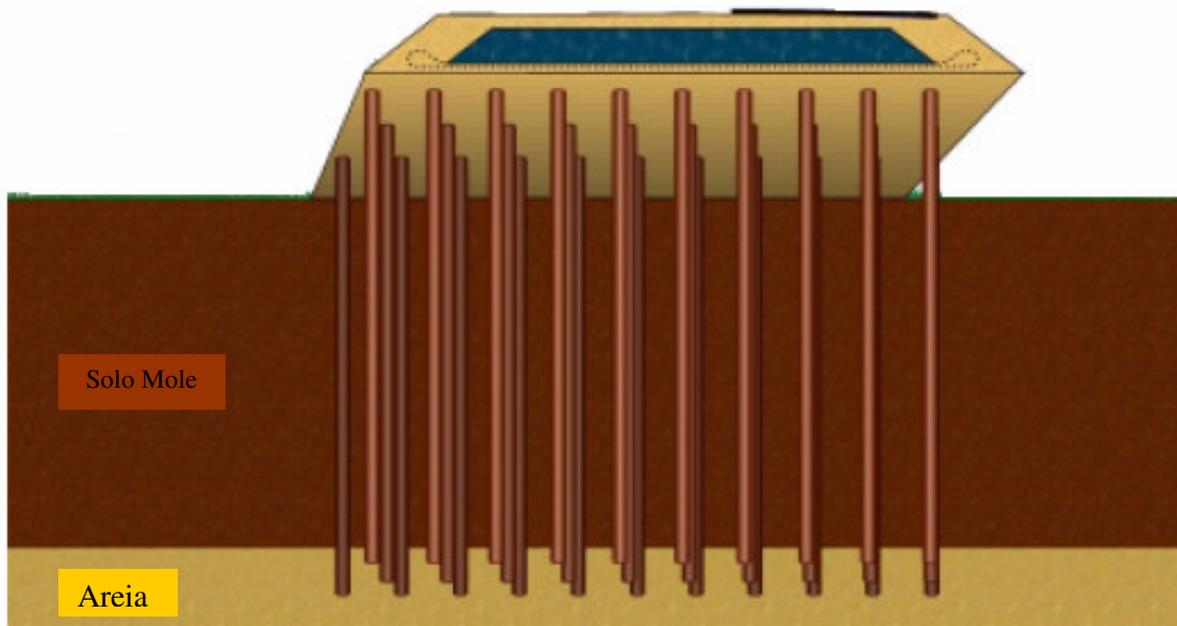


HW4.3

Figura III. 20 – Seção transversal AA do aterro experimental HW4.

### **III.3.5. ATERRO EXPERIMENTAL ESTABILIZADO COM ESTACAS (HW5)**

A técnica de fundação usada no aterro experimental HW5 foi feita com estacas de madeira e o sistema de estaca AuGeo. Maiores detalhes desta técnica pode ser encontrado em BARENDS et al., 1999. A areia usada no aterro foi substituída por um solo estabilizado de outro local, no qual foi feito usando um equipamento de mistura no local (ARAN). O aterro foi construído em seis semanas, com uma taxa de produção diária de 200 estacas. A Figura III.21 ilustra o perfil do aterro estabilizado com estacas.

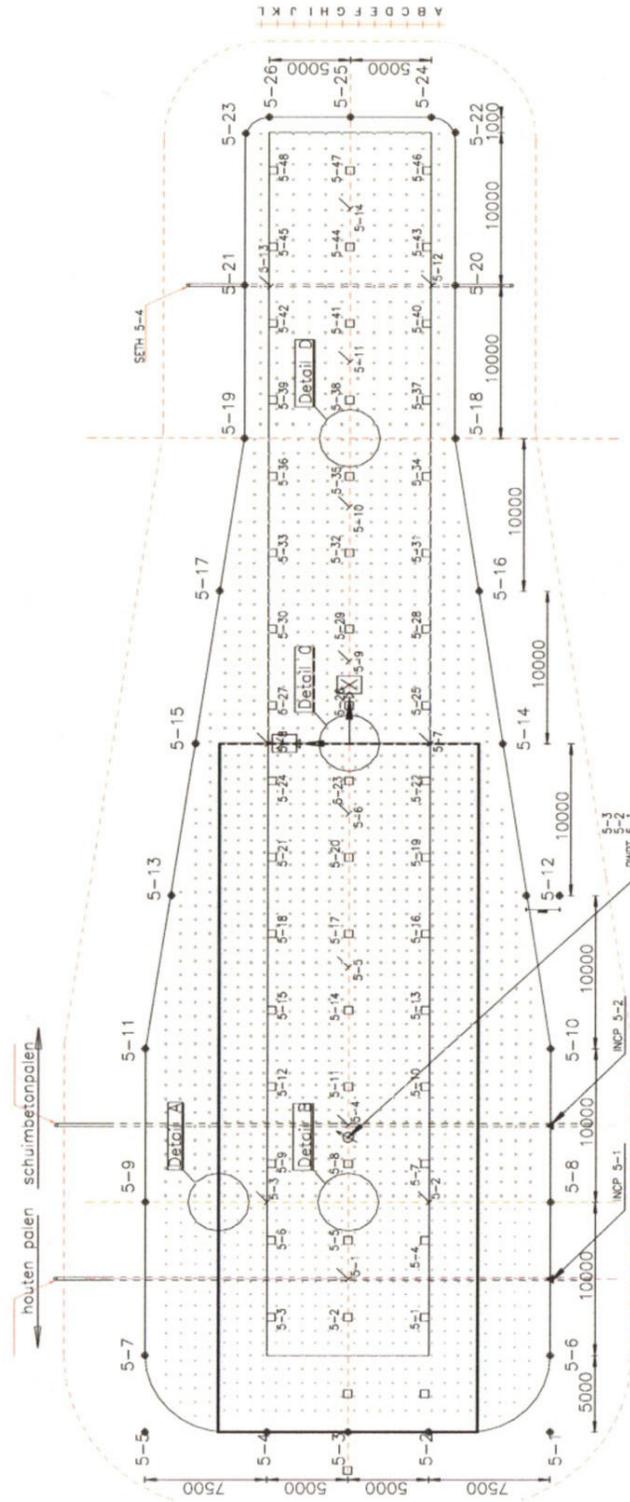


**Figura III. 21– Aterro do aterro estabilizado com estacas.**

O sistema de estaca AuGeo consiste em um equipamento chamado Confra Sticher onde empurra o prato de ferro para dentro do solo com uma forma (180x180x6,3mm) usando uma pressão máxima de 25 toneladas. Depois, um cano de PVC, no qual é selado no fundo e colocado na forma é preenchido com concreto de peso específico de  $1.200\text{kg/m}^3$ . O último passo deste processo, após a obtenção da cura do concreto, é o levantamento da fôrma e o corte do cano de PVC e conseqüentemente o preenchimento do topo com azulejo de concreto de 300x300mm.

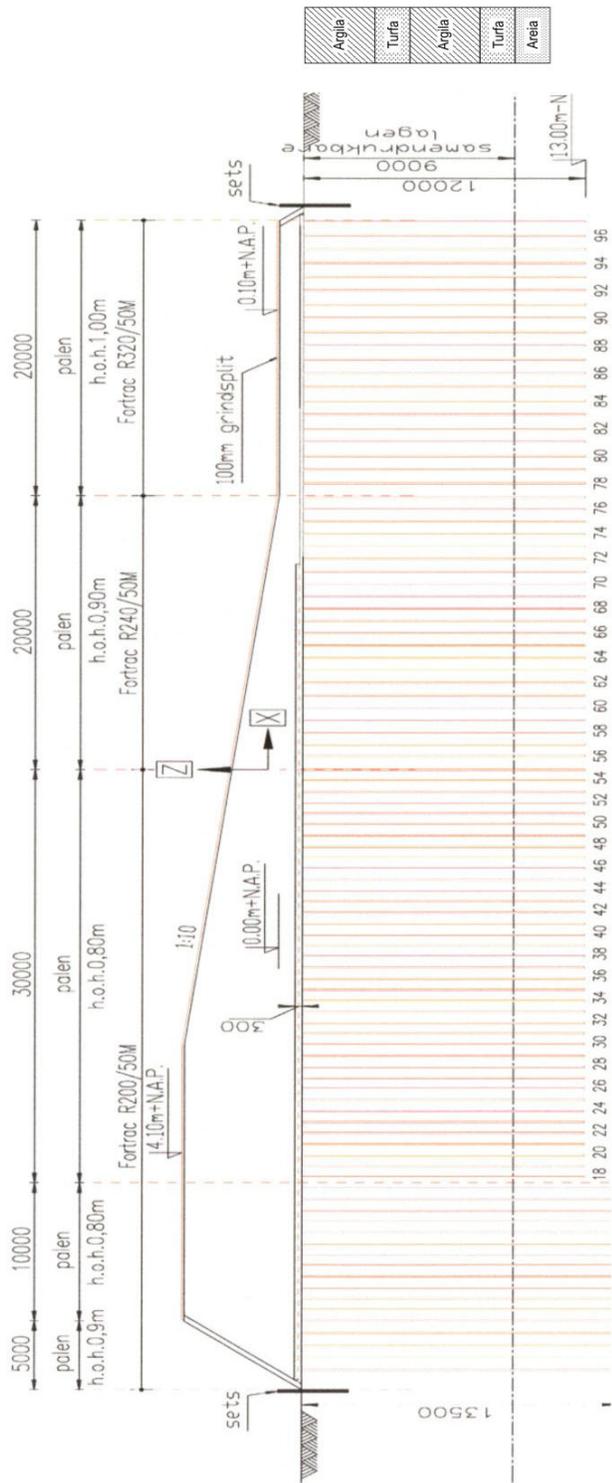
A profundidade das estacas tanto para a parte baixa como para a parte alta do aterro foi de 12m abaixo do nível do terreno (na camada de areia), para a parte alta, estacas de madeiras também foram usadas. No caso da parte baixa do aterro, foi usada uma malha quadrada de 1m, enquanto para a parte alta, a malha quadrada foi de 0,8m.

Para o aterro baixo, 1m de solo estabilizado foi usado, enquanto na parte alta foi preciso 5m de solo. No HW5, a plataforma de transferência de carga consiste em dois geogrid Fortrac com espessura de 30 cm e preenchimento de concreto para ambos os casos. As Figuras III.22., III.23. e III.24 podem detalhar melhor a situação dos aterros e a localização dos instrumentos usados no HW5.



HW5.1

Figura III. 22 – Planta baixa do aterro experimental HW5.



HW5.2

Figura III. 23. – Seção transversal CC do aterro experimental HW5.



### III.3.6. PROGRAMA DE MONITORAMENTO

Cada um dos cinco aterros foi monitorado para prover as informações detalhadas do deslocamento vertical e horizontal, poro-pressão e tensões verticais em campo. É previsto que cada projeto satisfaça as exigências requeridas para aterros ferroviários de alta velocidade (como curto tempo de construção e deformações de longo prazo). Os instrumentos foram instalados após as fundações serem executadas e antes da construção dos aterros, sendo o monitoramento iniciado desde o começo da construção até o final de 1999. O programa de monitoramento para cada aterro está esquematizado na Figura III.25, tendo cada aterro seus sistemas de coordenadas com a origem no centro. A coordenada x está na direção do comprimento do aterro enquanto a coordenada y está na direção da largura e a origem da coordenada z corresponde ao nível do *Dutch Datum* (NAP). Este sistema facilita encontrar a localização dos diversos ensaios de campo e instrumentos de monitoramento. O recalque dos cinco aterros experimentais foi medido em relação a dois pontos de cone fixos.

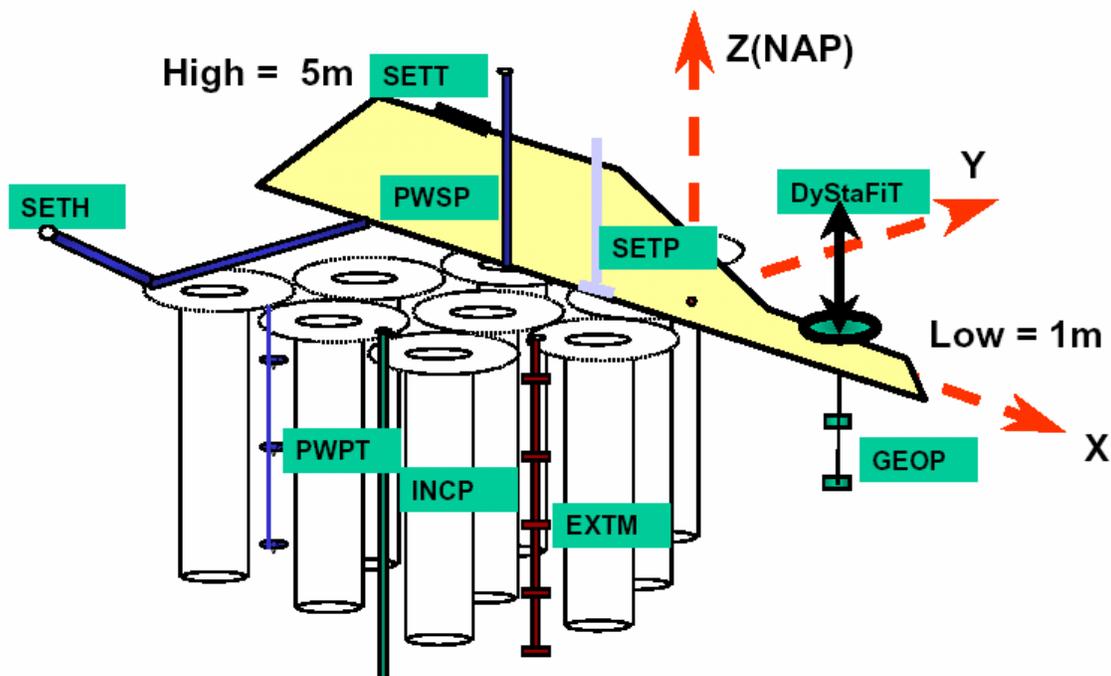


Figura III. 25– Instrumentação dos aterros experimentais (BARENDS, 1999).

Como cada técnica tem suas próprias características, cada aterro experimental teve sua data para o início do programa de monitoramento em 1998. As medições se iniciaram após a instalação dos equipamentos de monitoramento e antes da construção dos aterros: 1,2,3,5,8,13,21,34 dias. As datas do início do programa de monitoramento foram às seguintes: 20 de fevereiro para HW1, 29 de junho para HW2, 27 de março para HW3, 17 de julho para HW4 e 29 de setembro para HW5. O programa de monitoramento (deslocamentos verticais e horizontais, poro-pressão e pressões do solo) está resumido na Tabela III.1 com a descrição e localização de cada instrumento, não foi detalhado o tipo de cada instrumento de medida.

Descrição	Instrumento	Localização
SETT	Placa de recalque	malha de 5x5m no topo do aterro
SETH	Placa de recalque	secção longitudinal, baixa e alta secção transversal
SETP	Placa de recalque	secção transversal a cada 10m e 2 secções transversais
EXTM	Extensômetro	5 unidades nível na camada mole abaixo do aterro alto
INCP	Inclinômetro	3 unidades na secção transversal do aterro alto
PWSP	Poro- pressão	1 unidade no nível do terreno no alto aterro
PWPT	Transdutor de poro-pressão	3 unidades níveis na camada mole
SPCL	Célula de pressão	1 unidade ao lado da coluna e 1 no topo

**Tabela III. 1– Programa de monitoramento**

Os instrumentos normalmente usados são os inclinômetros, os indicadores de recalque e os piezômetros. Os inclinômetros são usados para monitorar os movimentos laterais do aterro e são frequentemente localizados perto do pé do aterro onde o monitoramento dos deslocamentos é de grande interesse. As placas de recalque são comumente instaladas onde recalques significativos são previstos sob carregamento. Os medidores de recalques devem ser instalados logo após a instalação dos drenos verticais e eles medem os deslocamentos verticais com a profundidade, por exemplo, ao longo da linha de centro do aterro. O monitoramento é avaliado periodicamente até quando o carregamento estiver completo, após o carregamento, a frequência das medições é reduzida. Os piezômetros

são usados para a medição da poro-pressão em campo e são normalmente instalados entre a fundação e o aterro como também em alguns pontos na superfície do aterro.

Algumas avaliações dos resultados preliminares foram feitas no final de 1998 e com isto os aterros HW1 e HW2 foram reformados em 1999 de acordo com a geometria final dos aterros. A segunda avaliação foi feita no final de 2000 e o comportamento das técnicas testadas foram de acordo com as especificações. O tempo de monitoramento foi baseado na média do tempo de construção de três meses. O tempo de monitoramento de 100, 300 ou 600 dias correspondente com o tempo de construção de 6, 12, ou 24 meses.

Apesar de não possuir mais dados atualizados, foi esperado do projeto que as especificações pudessem preencher os requerimentos para a construção dos aterros ferroviários com o tempo curto de construção e menos deformações em longo prazo para o solo mole da Holanda.

## **CAPÍTULO IV**

### **INVESTIGAÇÃO E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS**

#### **IV.1. INTRODUÇÃO**

È muito importante a obtenção correta dos parâmetros geotécnicos para avaliar o comportamento de um aterro sobre solos moles. A caracterização geotécnica é uma etapa onde consiste do estudo geológico da área através do mapeamento cartográfico, fotografias aéreas, visita ao local da obra e elaboração da descrição geológica do mesmo. COUTINHO e BELLO, 2005 citam a finalidade da investigação geotécnica no caso de aterro sobre solos moles. Eles avaliam que a primeira investigação que deve ser realizada neste caso de obra é a sondagem a percussão SPT, com o objetivo de classificação preliminar das camadas a serem atravessadas, identificar o nível do lençol freático ao longo do depósito. COUTINHO, 2005 avalia a importância da obtenção simultânea da umidade natural do solo a cada metro de sondagem. Seguindo o ensaio de SPT, os ensaios recomendados são: ensaio de palheta em campo, ensaio de piezocone ou dilatômetro, campanha de retirada de amostras indeformadas para ser executada a campanha de ensaios de laboratório. A finalidade da execução de todos estes ensaios é a obtenção do perfil geotécnico (estratigrafia e a poro-pressão inicial) e a determinação de parâmetros de caracterização física (química e mineralógica), história de tensões, compressibilidade e resistência do solo.

COUTINHO (1986), COUTINHO e BELLO (2005) e SANDRONI (2006) citam que é fundamental certos cuidados na extração das amostras como todo o trabalho em campo e no laboratório seja realizado com técnicas e equipamentos adequados, seguindo as recomendações e procedimentos da literatura e das normas nacionais. COUTINHO e BELLO (2005) apresentam na tabela IV.1 uma síntese de procedimentos e técnicas recomendadas na literatura para determinação de parâmetros geotécnicos de argilas moles. Mais detalhes podem ser encontrados em COUTINHO (1986), COUTINHO et al. (2000), ALMEIDA (1996), SCHNAID (2000), LADD e DEGROOT (2003).

Parâmetro Geotécnico	Procedimento Recomendado	Procedimento Alternativo e Observações
Perfil geotécnico preliminar (camada, NA, etc)	SPT – com determinação de umidade natural através do perfil	Umidade deve ser determinada pelo menos em cada metro (COUTINHO et al., 1998a)
Estratigrafia	Piezocone	Amostragem integral de pequeno diâmetro (LACERDA e SANDRONI, 1993)
História de tensões (OCR)	Ensaio edométrico	Considerar qualidade de amostragem
		Palheta de campo - utilização da correlação $S_u=f(OCR)$ (COUTINHO et al., 2000)
		Dilatômetro (COUTINHO et al., 2000)
Coefficiente de empuxo em repouso ( $k_0$ )	Pressiômetro autocravante (PMT); dilatômetro (DMT)	Ensaio caro; usar correlação $k_0=f(OCR)$ para avaliar resultado do DMT
Parâmetros de compressibilidade ( $e_0, C_s, C_c$ )	Ensaio eodométrico	Considerar qualidade de amostragem Estimativa-Uso de correlações a partir da umidade natural (COUTINHO et al., 1998a)
Coefficiente de adensamento ( $C_v, C_h$ )	Dissipação com piezocone	Ensaio eodométrico não necessariamente confiável
Coefficiente de permeabilidade	Piezocone e/ou permeabilidade in situ	Ensaio eodométrico para obter $k=f$ (índice de vazios)
Resistência não drenada ( $S_u$ )	Combinação de ensaios de campo (CPTU, Vane) e laboratório (triaxial UU e CIU)	Ensaio palheta de campo é mais apropriado (LADD e DEGROOT, 2003)
		Usar correlação $S_u= f(OCR)$ para avaliar resultados
Parâmetros de resistência em tensões efetivas ( $c', \phi'$ )	Ensaio triaxial adensado não drenado	—
Módulo de elasticidade $E_u$	Ensaio triaxial adensado não drenado (com escarregamento/rescarregamento)	Considerar qualidade da amostragem; diagramas $E_u/S_u=f(IP,OCR)$ podem auxiliar

**Tabela IV. 1 - Procedimentos recomendados na bibliografia para determinação de parâmetros de argilas moles (ALMEIDA, 1996 e COUTINHO et al., 2000) (a partir de COUTINHO e BELLO, 2005).**

O objetivo deste capítulo é detalhar as campanhas geotécnicas feitas na região do projeto *No Recess* e consequentemente mostrar os parâmetros obtidos através dos resultados dos ensaios e de correlações feitas. Alguns ensaios que foram citados, os resultados não foram adquiridos pela autora.

O local de implantação dos aterros experimentais está situado perto de *Gravendeel* na Holanda. Os dados geológicos da área de implantação dos aterros experimentais foram

fornecidos pelo engenheiro Robert F. Woldringh, através de relatórios apresentados ao Massachusetts Institute of Technology – EUA.

Na região da construção dos aterros experimentais foram realizados furos de sondagem de reconhecimento, campanhas de obtenção de amostras para ensaios de laboratório e ensaios de campo. Foram executadas uma campanha geotécnica preliminar e outra adicional. Este capítulo vai abranger as duas campanhas geotécnicas, mostrando os ensaios de campo e laboratório utilizados no projeto *No Recess*.

## **IV.2. CAMPANHA PRELIMINAR**

### **IV.2.1. INTRODUÇÃO**

A Fugro Ingenieursbureau B.V. Leidschendam foi à empresa escolhida para executar as investigações de campo e de laboratório, onde forneceu as características do terreno dando subsídios para a definição dos parâmetros que foram posteriormente utilizados na análise dos aterros experimentais do projeto. A investigação preliminar, incluindo alguns ensaios de campo e laboratório, foi executada nas fases iniciais do projeto. O objetivo desta campanha primeiramente englobava em estabilizar terrenos fracos instalando colunas densas pelo processo de misturar o solo da região com materiais como cal, cimento e gesso.

### **IV.2.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA**

Além da investigação preliminar, alguns ensaios adicionais foram concluídos pouco tempo antes do início da execução do aterro experimental. Esta investigação preliminar, datada de dezembro de 1996, foi executada a 60m do local dos ensaios da região dos cinco aterros experimentais. Foram realizados os seguintes ensaios nesta fase preliminar de estudo:

- 1 CPTP (resistência, atrito e poro-pressão), NS40033
- 2 CPT (resistência e atrito), NS420230 e NS420231
- 2 furos de sondagem incluindo amostras indeformadas, BA e BB
- 13 determinações de densidade e umidade
- 7 determinações de matéria orgânica
- 7 determinações da presença de cal
- 7 determinações dos limites de Atterberg (limite líquido, limite plástico e índice de plasticidade)
- 7 determinações do pH ácido
- 7 determinações da gravidade específica (densidade dos sólidos)
- 12 determinações da resistência ao cisalhamento não-drenada do material natural e amolgado
- 3 ensaios oedométricos, 5 fases de carregamento
- 2 ensaios triaxial não-drenado (CU)

Parte das amostras indeformadas foi usada para ensaios de misturas pela empresa *Delft Geotechnics*, não relatados neste trabalho. Seguindo a campanha de investigação preliminar, foi executada uma campanha de investigação adicional datada de agosto de 1997. Estes ensaios adicionais foram localizados na região dos aterros experimentais HW1 e HW2. Consistem os seguintes ensaios:

- 3 CPT (resistência e atrito), DKM4 e DKM10
- 3 furos de sondagem incluindo amostras indeformadas, B1, B2 e B3
- 300 litros de amostras de trado do aterro experimental HW2
- 60 litros de amostras de trado do aterro experimental HW3
- 9 determinações da densidade e da umidade, furo B3
- 3 determinações da resistência ao cisalhamento não-drenada no material natural e amolgado, furo B3
- 3 ensaios oedométricos, 5 fases de carregamento, furo B3
- 9 ensaios de compressão simples em material natural, furo B3

As amostras indeformadas do furo B2 e a amostra de trado do aterro HW2 foram usadas para ensaios de mistura pela empresa *Delft Geotechnics* e as amostras do furo B1 para os mesmos ensaios pela SGI. A Figura IV.1 mostra a área do projeto *No Recess* como também a área a 60m onde se localiza os ensaios anteriormente citados.

Após executar os ensaios, foi proposto um perfil geotécnico que é composto basicamente de um estrato de solo mole com espessura de 9,7m, abaixo deste solo mole encontra-se um solo arenoso. Durante a realização dos ensaios de campo e laboratório, o estrato de solo mole mostrou ser composto de pelo menos quatro camadas, indo desde a camada de argila siltosa passando por uma camada de turfa seguida de uma camada de argila siltosa orgânica e finalizando com uma camada de turfa. Todas estas camadas fazem parte dos depósitos Holocênicos.

Abaixo da última camada de turfa, chamada de “Basisveen”, se encontra uma camada grossa de areia siltosa medianamente fina, na qual é considerada relativamente incompressível e não-drenante. As camadas foram consideradas com direção horizontal ao longo da área de interesse, paralelas à superfície do terreno. A apresentação dos perfis dos resultados dos ensaios ao longo da profundidade obedeceu, portanto, esta seqüência de camadas.

O nível de referência desta obra foi o NAP (Nieuw Amsterdams Peil) onde foi tomado como ponto para todas as referências relativa a esta obra. O nível do terreno varia entre o NAP-0,5 m e NAP-1,0 m. O nível do lençol freático foi encontrado a uma cota de -1,8m do nível do terreno durante a execução dos furos de sondagem em outubro de 1996. Já em 1997, o nível d'água que foi encontrado na campanha foi na cota NAP-2,10 m e se manteve no nível de NAP-1,94 m de acordo com as informações fornecidas pela empresa responsável pelas medições. Na camada inferior de areia, abaixo do solo mole, encontrou-se o nível do piezômetro em aproximadamente NAP-1,0 m a NAP-1,5 m. Em julho de 1995, no piezômetro instalado mais abaixo na camada inferior de areia a uma cota de NAP-14,5 m foi medido o nível d'água a uma cota de NAP-1,2 m.

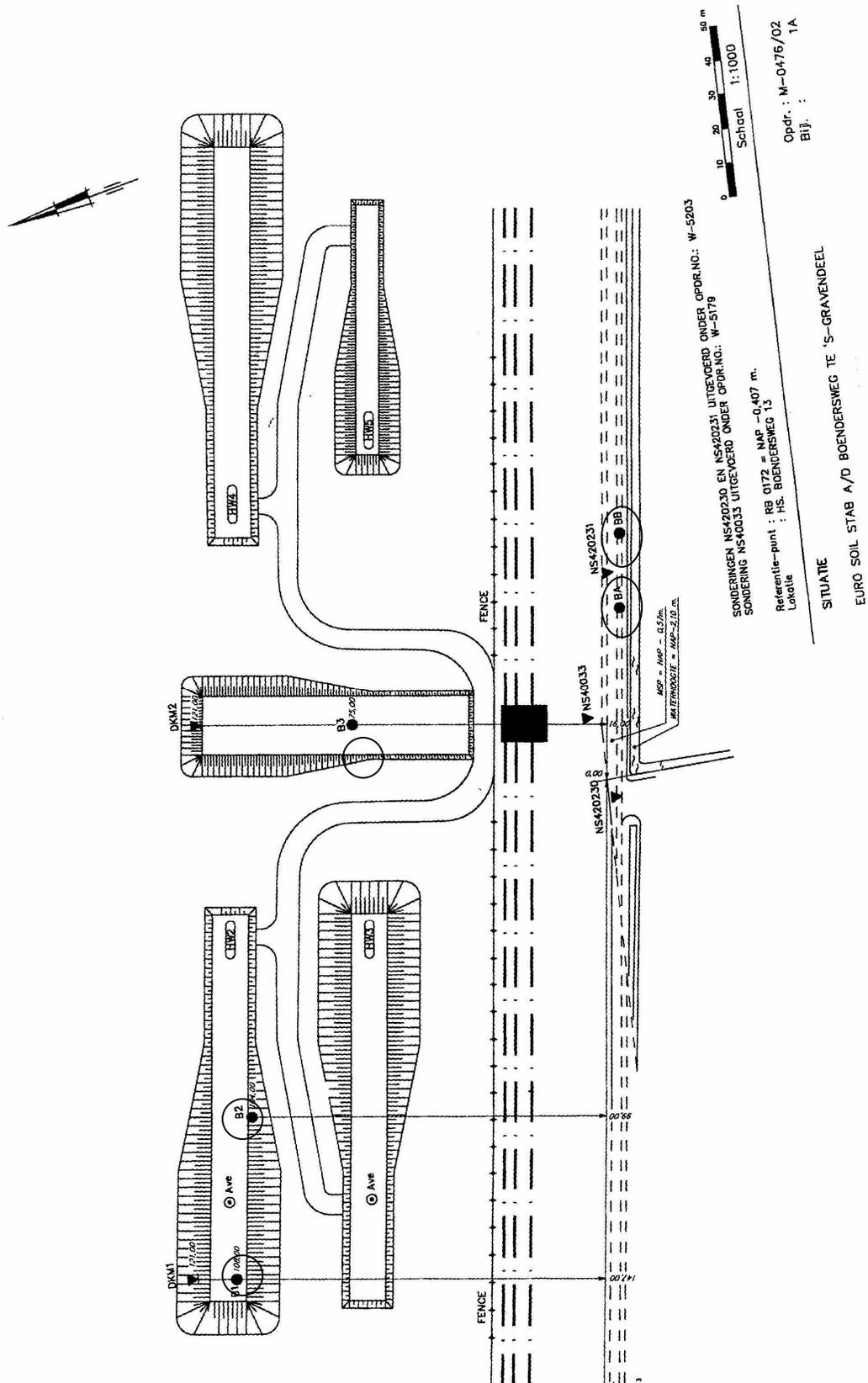


Figura IV. 1 – Localizações dos ensaios nos aterros experimentais.

Ao final da campanha preliminar e de todos os ensaios adicionais pertinentes a esta fase, foi designado o perfil do solo mostrado na figura IV.2 e obtido os valores dos parâmetros do solo que serão apresentados nas Tabelas IV.2, IV.3 e IV.4.

1	▽ ARGILA SILTOSA	NAP - 0,5 a NAP - 1,0m
2	TURFA	NAP - 2,0 a NAP - 2,5m
3	ARGILA SILTOSA ORGÂNICA	NAP - 3,0 a NAP - 5,0m
4	TURFA	NAP - 7,5 a NAP - 8,0m
5	AREIA	NAP - 9,5m

**Tabela IV. 2. - Perfil do Solo e suas respectivas descrições e cotas**

Solo	Densidade (kN/m <sup>3</sup> )	Grav. Específica (kg/m <sup>3</sup> )	Umidade,w (%)	Porosidade,n (%)	Índice de vazios,e
1	14	2200	90	66	1,9
2	11	1600	310	83	4,8
3	14	2200	90	66	1,9
4	12	1600	118	65	1,9
5	20	2650	22	37	0,6

**Tabela IV. 3 – Propriedades de classificação.**

Solo	S <sub>u</sub> (kPa)	Angulo de atrito,φ (°)	Coesão,c' (kPa)	Angulo de dilatação,Ψ (°)
1	40	18	5	0
2	10	15	4	0
3	10	20	5	0
4	20	15	10	0
5	0	30	0	0

**Tabela IV. 4 – Parâmetros de resistência.**

Solo	OCR	$C_v$ (m <sup>2</sup> /ano)	$K_v$ (m/s)	$C'_p$	$C'_s$	$C_c$	$C_\alpha$	E (Mpa)	$\nu$
1	1	2	1,E-09	25	150	0,27	0,017	1,0	0,35
2	1,3	3	1,E-08	10	40	1,33	0,034	0,5	0,35
3	1,3	2	1,E-09	20	80	0,33	0,011	2,0	0,35
4	1,3	3	1,E-08	15	60	0,45	0,010	1,0	0,35
5	1	-	1,E-04	200	-	0,02	-	25,0	0,35

$C_v$  = Coeficiente de adensamento  
 $K_v$  = Coeficiente de permeabilidade vertical  
 $C'_p$  e  $C'_s$  = Constantes para compressão primária e secundária (Keverling)  
 $C_c$  e  $C_\alpha$  = Constantes para compressão primária e secundária (Método Anglo-Saxônico)  
E = Módulo de elasticidade  
 $\nu$  = Coeficiente de Poisson

**Tabela IV. 5 – Parâmetros de compressibilidade**

### IV.3. CAMPANHA FINAL REFERENTE AO PROJETO NO RECESS

#### IV.3.1. INTRODUÇÃO

No início do desenvolvimento do projeto No Recess em setembro de 1997, a Fugro Ingenieursbureau B.V. (Masterbroek, 1998) foi chamada para executar a investigação geotécnica do solo da região de Hoeksche Waard. Muitos ensaios de campo e laboratório foram executados antes do início da construção dos cinco aterros. Como o projeto contemplava cinco aterros em localizações diferenciadas foi criada uma campanha que abrangesse a área dos cinco aterros e um número similar de ensaios por cada aterro. O nível de referência usado foi o mesmo dos ensaios anteriores, o NAP (Nieuw Amsterdams Peil), onde a média do nível do terreno nesta região foi de NAP-0,70 m e o nível d'água foi de NAP-2,2 m.

### **IV.3.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO**

Os ensaios de campo feitos na região onde se localizam os aterros experimentais consistem nas seguintes considerações e são codificados com os números correspondentes a cada aterro experimental, HW1 a HW5.

- 35 ensaios de piezocone (PCPT) com medidas de atrito e poro-pressão a uma profundidade de 15 metros abaixo do nível do terreno, DKMP 0-1 a DKMP 0-2, DKMP 1-1 a DKMP 1-7, DKMP 2-1 a DKMP 2-7, DKMP 3-1 a DKMP 3-7, DKMP 4-1 a DKMP 4-7 e DKMP5-1 a DKMP 5-5
- 35 ensaios de dissipação ao final de cada PCPT.
- 6 furos de sondagem foram feitos a uma profundidade de 12m abaixo do nível do terreno, B0-1, B1-1, B2-1, B3-1, B4-1 e B5-1
- 36 ensaios de palheta em quatro localizações a 9 metros abaixo do nível do terreno em intervalos verticais de 1m, situando-se próximo as localizações dos ensaios de piezocone embaixo dos aterros de números 1 até 4, FVT 1-1, 2-1, 3-1 e 4-1
- 16 ensaios pressiométricos em quatro localizações a 9 metros abaixo do nível do terreno, em intervalos de profundidade a cada 2m, localizados perto dos ensaios de piezocone (DKMP 1-1, 2-1, 3-1 e 4-1), CPM 1-1, 2-1, 3-1 e 4-1.
- Instalação de dois pontos de cone fixos a uma profundidade de 15 metros abaixo do nível do terreno situado no lado sudoeste e sudeste do terreno, FP 6-1 e FP 6-2
- Instalação de 6 piezômetros em duas localizações com 3 telas de filtro (cada uma com 1 metro de comprimento) indicados como B 6-1 até B 6-3 e B 6-4 até B 6-6. Os piezômetros com diâmetro interno de uma polegada foram instalados em duas localizações situados perto dos pontos de cone fixos. Os filtros estavam localizados isoladamente a uma profundidade de 3,5m, 5m e 10 metros em relação ao nível do terreno. O nível d'água foi medido depois de um período de tempo.

#### **IV.3.2.1. ENSAIOS DE PIEZOCONE**

Os ensaios de piezocone foram executados com a unidade de cone elétrico Frugo-sleeve friction de acordo com a norma NEN 5140, classe 2 (com a capacidade de 200kN), onde o filtro estava locado na face do cone; u1. Dentro do equipamento foi inserido um inclinômetro para medir o desvio com a vertical durante o procedimento do ensaio. Os ensaios de dissipação foram feitos a uma profundidade máxima na qual é frequentemente usado quando o processo de penetração é cessado para permitir a dissipação da poro-pressão. Durante a penetração o excesso de poro-pressão foi medido. Os ensaios de PCPT foram cessados quando a profundidade requerida foi atingida ou em casos que encontrasse a capacidade de 200 kN. Maiores detalhes deste ensaio são encontrados em OLIVEIRA (1991).

Os ensaios de piezocone de cada aterro experimental apresentarão os resultados nas figuras de IV.3 a IV.7, plotados com as codificações de DKMP 1-1 a DKMP 1-7 para o aterro HW1, de DKMP 2-1 a DKMP 2-7 para o aterro HW2, de DKMP 3-1 a DKMP 3-7 para o aterro HW3, de DKMP 4-1 a DKMP 4-7 para o aterro HW4, de DKMP 5-1 a DKMP 5-5 para o aterro HW5. As figuras também apresentam a razão de atrito,  $R_f$ , em percentual onde indica a relação entre o atrito,  $f_s$  e a resistência ao cone,  $q_c$ . A relação empírica dá uma boa indicação ao tipo de solo, podendo as diversas camadas ser identificadas. Como o excesso de poro-pressão foi medido, o parâmetro de poro-pressão foi mostrado nas figuras, onde dá uma indicação da permeabilidade relativa das camadas de solo, como também outros detalhes das camadas podem ser encontrados. Em geral, quando se é encontrado valores altos para este índice indica que a camada tem baixa permeabilidade. Quando se atinge a profundidade máxima, o ensaio de dissipação é feito. Durante o ensaio, a penetração é cessada para permitir a dissipação da poro-pressão. Nas camadas de areia, a dissipação é obtida pela carga total do lençol freático.

Cada ensaio se localizou em profundidades diferentes relativo ao NAP, onde pode ser visto na figura. O perfil relatado pelo ensaio valida o perfil anteriormente mostrado, onde existe um solo mole dividido em quatro camadas, a primeira é uma argila seguida de uma

turfa depois uma camada de argila siltosa e outra de turfa e por fim uma camada de areia. Deve-se levar em consideração que em alguns pontos ainda se encontra entre a primeira camada de argila e a primeira camada de turfa uma pequena camada de areia. Como os aterros experimentais se localizam em uma área onde o solo não é muito divergente, a tendência dos resultados obtidos nos ensaios dos aterros HW1 a HW5 não variou muito. O comportamento indicou que para a razão de atrito, os resultados obtidos nas camadas de areia são valores relativamente baixos variando de 0 a 2%, onde para as camadas de argila e turfa, os valores variaram entre 4% e 6% chegando a valores maiores que 10% na cota entre -3m e -5m. Para a resistência ao cone, os valores na camada de areia superficial variou entre 3 e 5 MPa, seguindo de valores muito baixos para as camadas de argila e turfa, perto de zero, e na camada de areia abaixo do solo mole encontrou-se valores até maiores que 10 MPa. Para o índice do excesso de poro-pressão, foram obtidos valores muito pequenos nas camadas de areia e valores em torno de 0,4 para as camadas de argila e turfa.

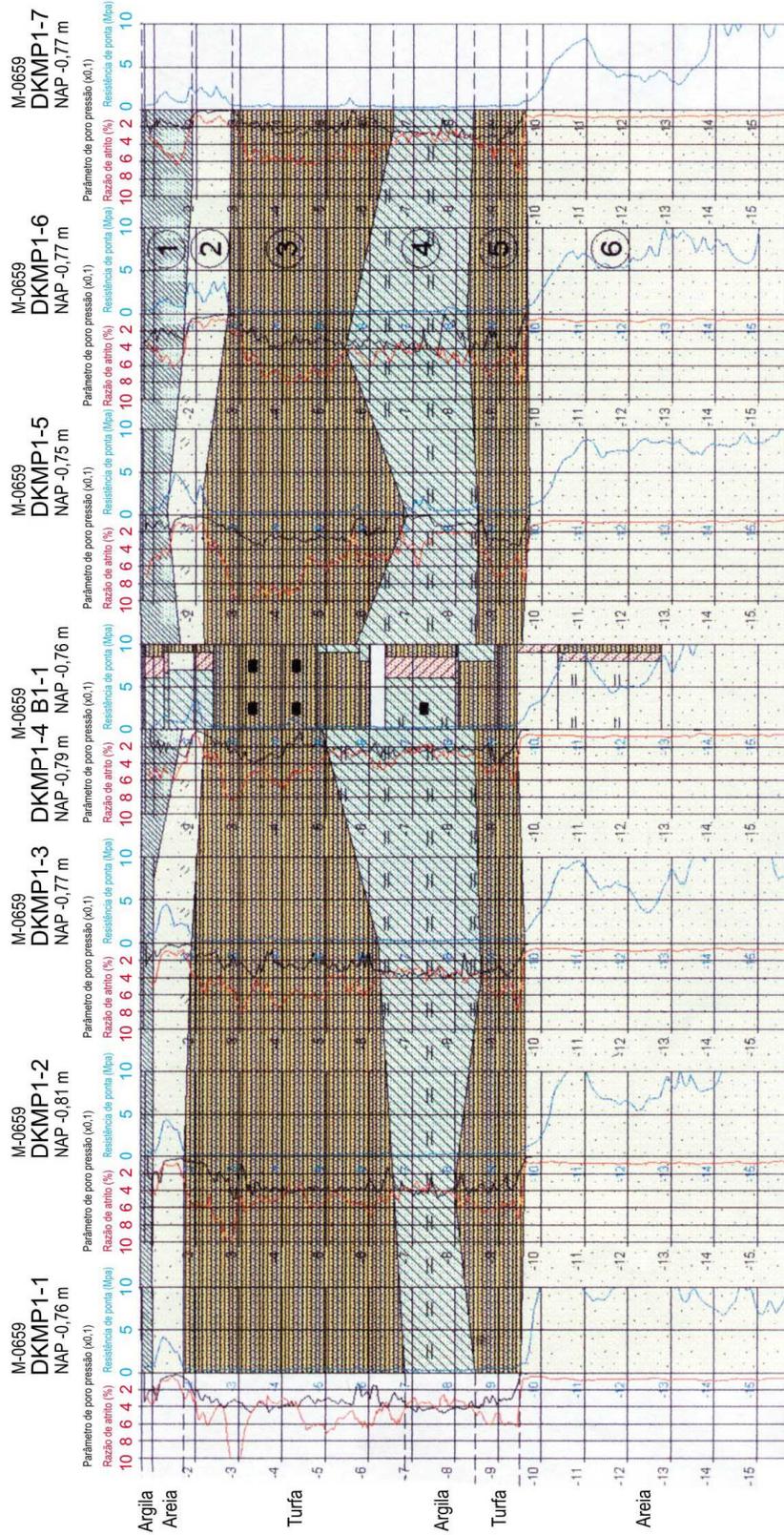


Figura IV. 2 – Resultados dos ensaios de piezocone do HW1.

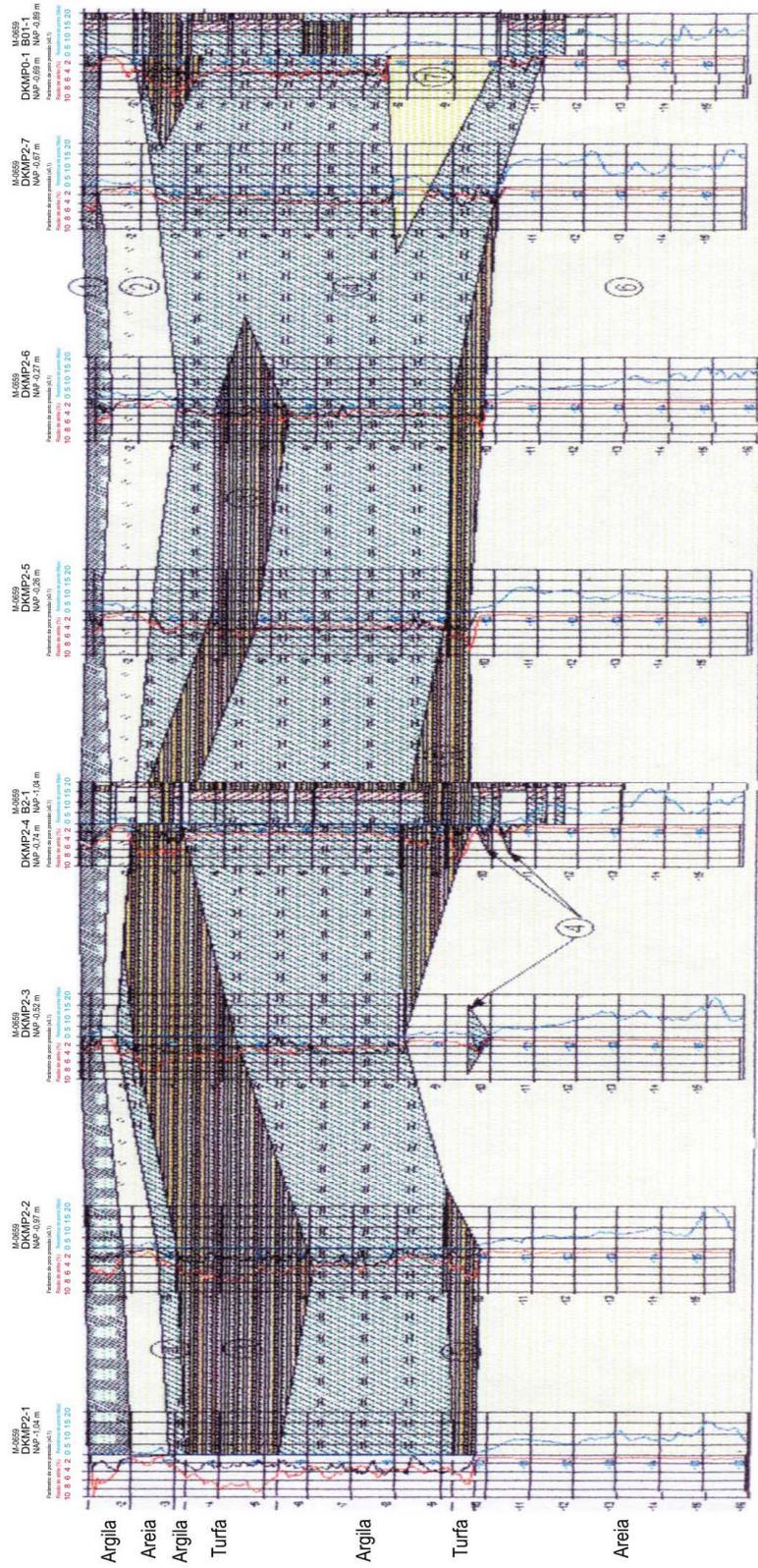


Figura IV. 3– Resultados dos ensaios de piezocône do HW2.

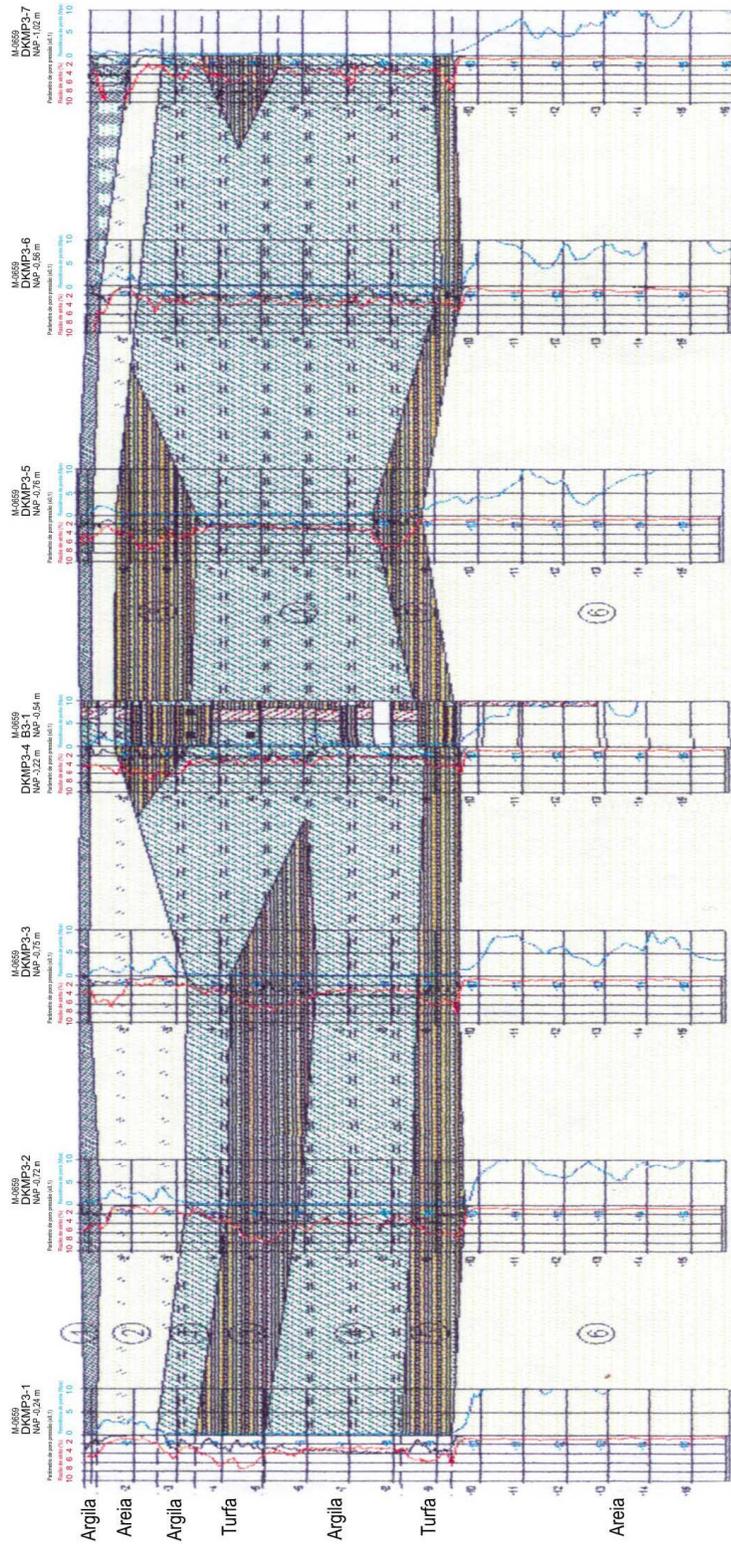


Figura IV. 4. – Resultados dos ensaios de piezocône do HW3.

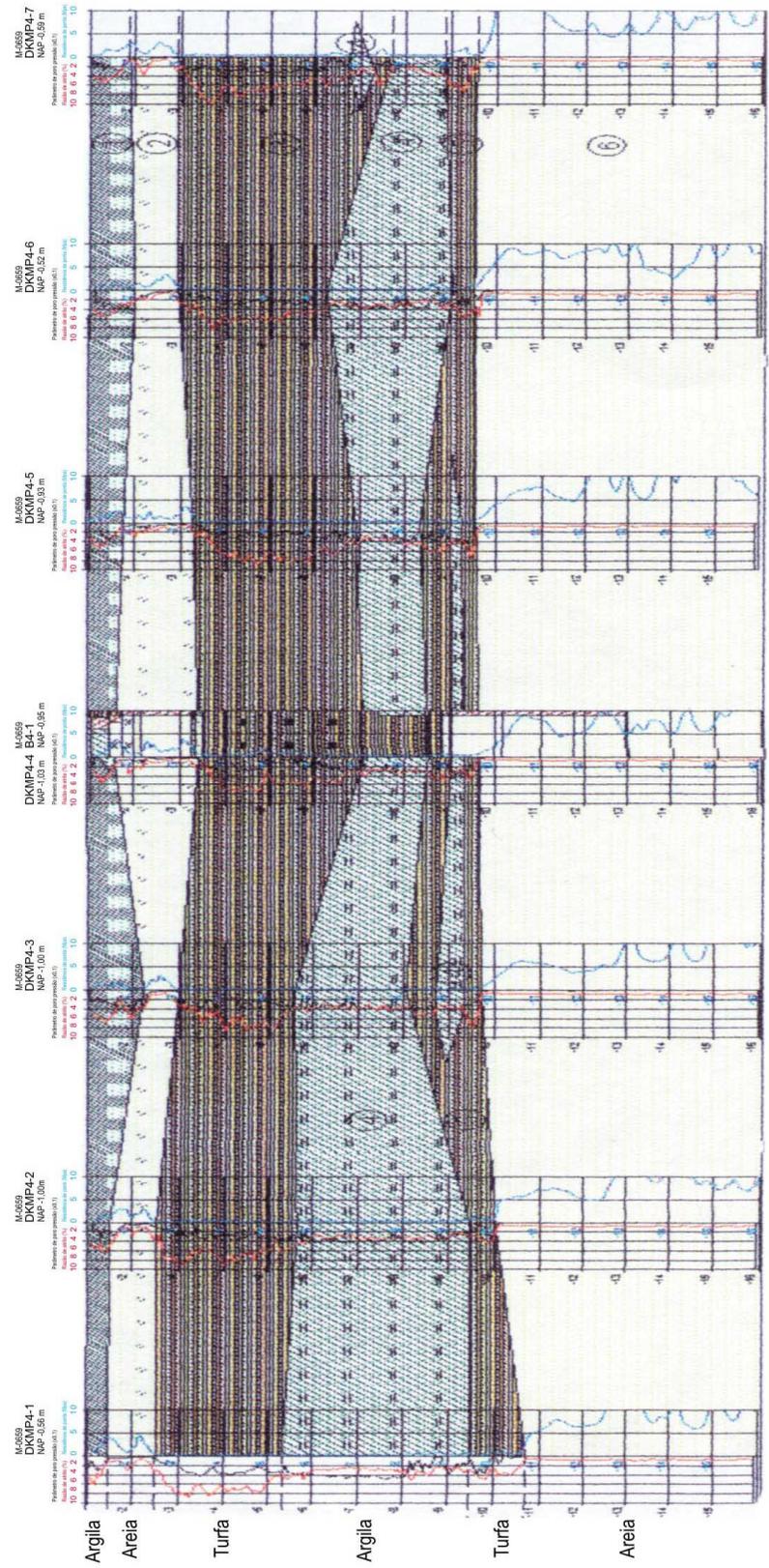


Figura IV. 5 – Resultados dos ensaios de piezocone do HW4.

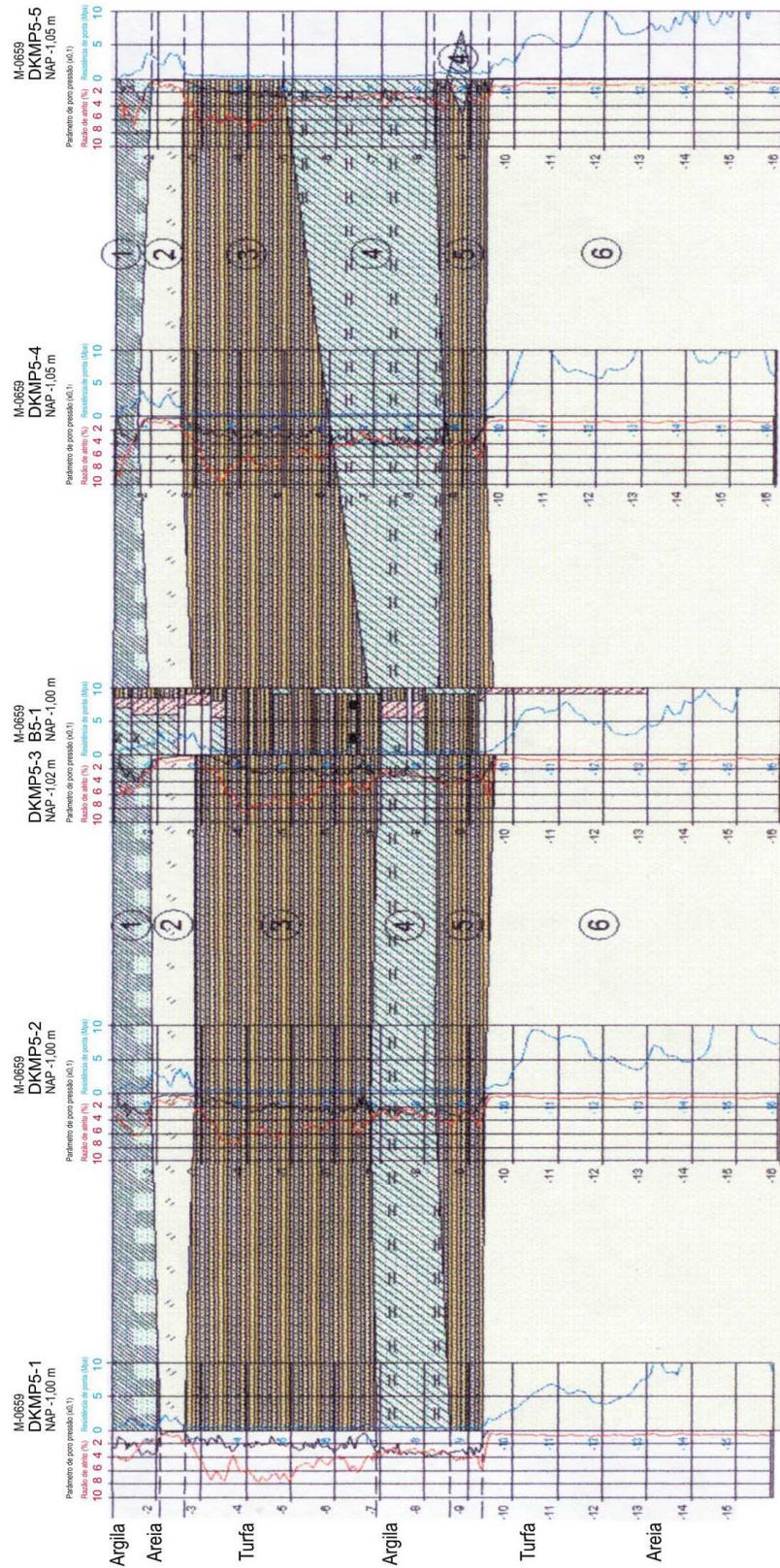


Figura IV. 6– Resultados dos ensaios de piezocone do HW5.

#### **IV.3.2.2. ENSAIOS DE PALHETA DE CAMPO**

Os ensaios de palheta de campo realizados no local dos aterros experimentais objetivaram definir a resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) do estrato de solo mole. Mais detalhes deste tipo de ensaio é encontrado em COUTINHO, 1986 e COUTINHO et al., 2000. COLLET (1978) realizou um extenso estudo sobre a execução e utilização de ensaios de palheta de campo. Ver também SCHERTMANN (1975) e PUGH (1978).

Os 36 ensaios de palheta de campo foram feitos em quatro localizações a uma profundidade máxima de 9m. O equipamento usado para estes ensaios consistem em quatro partes basicamente, a máquina, o equipamento de reação, a palheta de campo e o sistema de medição. Como a seleção da palheta depende da resistência esperada, as dimensões das palhetas foram escolhidas as maiores possíveis em relação à capacidade do equipamento, e as características do equipamento foram as seguintes:

- Relação entre a altura e o diâmetro igual a dois
- Retangular
- Diâmetros de 50,8mm e 55,0mm
- Taxa de rotação de  $0,1^\circ/s$  para determinar a resistência de pico e  $0,9^\circ/s$  para a amolgada
- O armazenamento dos sinais do sensor de torque na forma digital para que posteriormente seja processado no computador

O procedimento do ensaio de palheta de campo consiste em após a palheta ter penetrado no solo até a profundidade requerida, o torque é aplicado de uma maneira que a rotação seja constante a uma velocidade de  $0,1^\circ/s$ . Tanto o torque quanto o ângulo de rotação continuam sendo medidos. Quando é atingido o valor máximo do torque, a resistência de pico não drenada do solo é alcançada. Durante no mínimo um minuto a rotação se mantém constante e normalmente para argilas moles a rotação tem que exceder  $150^\circ$  e para argilas mais rijas são necessário valores maiores que  $40^\circ$  em ordem de conseguir determinar a resistência não drenada residual. As medições têm que ser mais ou menos

constantes após atingir um ângulo de rotação mínimo apropriado. O estágio do ensaio com material amolgado é opcional. A resistência amolgada é determinada através da rotação de no mínimo 10 vezes do valor da maior rotação. Neste projeto a rotação variou entre 0,9°/s a 1,0°/s.

Para os aterros experimentais HW1 a HW4 (não houveram resultados divulgados para o HW5), os resultados serão apresentados na Tabela IV.5. Ao longo da profundidade e das camadas, a tabela irá conter os valores da resistência ao cisalhamento não drenada mobilizada versus o ângulo de rotação, a profundidade dos ensaios como também a resistência não-drenada com os seus respectivos torques nas situações de pico, residual e amolgada. Com posse destes resultados, foi possível calcular os valores da sensibilidade (relação  $S_u \text{ ind}/ S_u \text{ amolg}$ ) encontrada nos ensaios, estes valores serão apresentados nos gráficos ainda neste capítulo.

Os valores de  $S_u$  na campanha de ensaios (Tabela IV.5) foram basicamente distintos em cada camada, apresentando valores maiores nas camadas com matéria orgânica. Existe uma grande discrepância nos valores da cota entre -3 m e -4 m do aterro experimental HW3, onde são bem maiores que os encontrados nos outros aterros. A mesma discrepância ocorreu no resultado da camada de areia do aterro HW2, onde se mostrou muito maior que os demais aterros. O  $S_u$  amolgado em geral varia em torno de 10 a 14 KPa, mas na também houve uma crescida na cota -3,78 m do aterro HW3.

SCHMERTMANN (1975) avalia que a determinação da resistência amolgada, através do processo onde existem vários giros da palheta, não tem significado prático. Este ensaio representa apenas a resistência não drenada dos solos a grandes deformações ou a grandes valores de pressões neutras desenvolvidas. O mesmo autor observa que a sensibilidade obtida através do ensaio de palheta, geralmente apresenta maiores valores que a obtida em ensaios de compressão simples. PUGH (1978) cita que as semelhanças entre as sensibilidades medidas em laboratório e em ensaios de palheta de campo parecem ser maiores para argilas insensíveis que para argilas sensíveis.

COUTINHO (1986) cita que LANDVA (1980) através de estudo de ensaios de palheta em turfas com 10 – 15% de fibras, 85 – 90% de folhas e uma percentagem insignificante de mineral, encontrou-se que o modo de deformação no ensaio tem pouca, se alguma, semelhança com o que ocorre com uma estrutura sobre turfa, levando a uma medida de resistência em grande parte artificial de fibras.

	Profund. (m+NAP)	Torque(Nm) pico	Rotação(°) pico	Torque(Nm) residual	Torque(Nm) amolgado	Resistência não-drenada		
						S <sub>u</sub> (kPa) pico	S <sub>u</sub> (kPa) residual	S <sub>u</sub> (kPa) amolgado
<b>FVT 1-1</b>								
1	-1,83	-	-	-	-	-	-	-
2	-2,83	23,10	13,80	14,30	-	<b>37,90</b>	<b>23,50</b>	-
3	-3,84	20,30	14,60	10,60	-	<b>33,40</b>	<b>17,40</b>	-
4	-4,84	44,40	36,00	22,30	8,50	<b>72,90</b>	<b>36,60</b>	<b>14,00</b>
5	-5,84	29,10	21,00	16,40	-	<b>47,70</b>	<b>26,90</b>	-
6	-6,83	39,40	54,60	17,40	8,50	<b>64,70</b>	<b>28,60</b>	<b>14,00</b>
7	-7,83	23,90	15,00	15,00	-	<b>39,30</b>	<b>24,60</b>	-
8	-8,85	34,00	27,60	20,70	8,30	<b>55,80</b>	<b>34,00</b>	<b>13,60</b>
9	-9,83	28,50	15,60	18,50	-	<b>46,80</b>	<b>30,40</b>	-
<b>FVT 2-1</b>								
1	-3,07	23,30	22,20	13,80	-	<b>38,20</b>	<b>22,70</b>	-
2	-4,02	19,30	26,80	11,60	-	<b>31,70</b>	<b>19,00</b>	-
3	-5,08	25,80	19,20	14,30	6,00	<b>42,30</b>	<b>23,50</b>	<b>9,90</b>
4	-6,03	31,80	41,80	14,80	-	<b>52,20</b>	<b>24,30</b>	-
5	-7,03	21,10	19,60	8,70	3,40	<b>34,60</b>	<b>14,30</b>	<b>6,60</b>
6	-8,04	12,20	11,20	5,70	-	<b>20,10</b>	<b>9,40</b>	-
7	-9,02	20,40	15,20	9,00	4,50	<b>33,60</b>	<b>14,80</b>	<b>7,40</b>
8	-10,02	52,00	23,00	29,10	-	<b>85,40</b>	<b>47,80</b>	-
<b>FVT 3-1</b>								
1	-3,29	51,90	43,20	-	-	<b>108,10</b>	-	-
2	-3,78	34,30	17,00	18,20	10,00	<b>71,40</b>	<b>37,90</b>	<b>20,80</b>
3	-4,80	50,70	20,60	-	-	<b>106,70</b>	-	-
4	-4,99	26,30	26,60	15,50	6,80	<b>43,20</b>	<b>25,50</b>	<b>11,20</b>
5	-5,78	27,80	21,60	13,50	-	<b>45,60</b>	<b>22,20</b>	-
6	-6,79	16,40	15,20	7,70	4,50	<b>26,90</b>	<b>12,60</b>	<b>7,40</b>
7	-7,78	22,30	15,20	9,90	-	<b>36,70</b>	<b>16,30</b>	-
8	-8,81	19,60	17,80	10,20	4,80	<b>32,30</b>	<b>16,80</b>	<b>7,90</b>
9	-9,80	22,20	13,60	9,90	-	<b>36,40</b>	<b>16,30</b>	-
<b>FVT 4-1</b>								
1		25,00	23,60	15,50	-	<b>41,00</b>	<b>25,60</b>	-
2		37,70	27,60	15,50	-	<b>61,90</b>	<b>25,60</b>	-
3		15,50	25,40	9,50	6,40	<b>25,50</b>	<b>15,60</b>	<b>10,50</b>
4		17,80	23,20	10,00	-	<b>29,20</b>	<b>16,40</b>	-
5		23,20	21,20	9,20	3,10	<b>38,10</b>	<b>15,10</b>	<b>6,10</b>
6		14,90	15,60	7,70	-	<b>24,50</b>	<b>12,60</b>	-
7		18,70	14,40	10,20	5,10	<b>30,80</b>	<b>16,80</b>	<b>8,40</b>
8		12,60	20,40	11,80	-	<b>38,70</b>	<b>19,40</b>	-

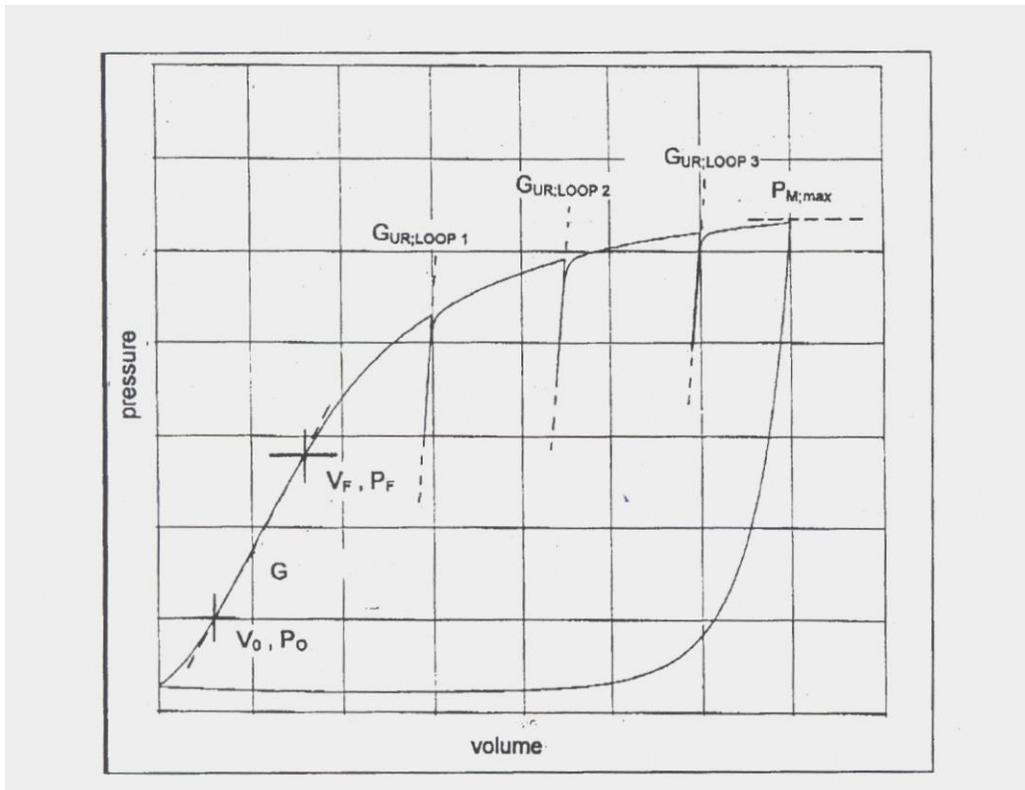
**Tabela IV. 6 - Resultados dos ensaios de palheta de campo.**

### **IV.3.2.3. ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS**

Os 16 ensaios pressiométricos foram feitos pela Fugro Ingenieursbureau B.V. em quatro localizações, com uma média de intervalo de profundidade de 2m para uma profundidade máxima de 9m abaixo do nível do terreno. Este ensaio consiste no ensaio de penetração de cone (CPT) e do ensaio de pressão (PMT) feitos durante as interrupções do CPT onde registra a pressão de inflar medida pela expansão da membrana cilíndrica, resultando nas medidas do comportamento da deformação lateral/carga do solo. Este ensaio foi baseado nos padrões da ASTM e AFNOR. O equipamento do ensaio se divide no equipamento de CPT e CPM, incluindo o módulo da membrana e o penetrômetro, o tubo de CPM conectado com a unidade de bombeamento, como também o sistema de medidas e controles completamente integrado com os dados do sistema de CPT. O penetrômetro do piezômetro de 15cm<sup>2</sup> e foi colocado no CPM.

Antes de iniciar os procedimentos, o sistema tem que ser calibrado em ordem de obter a rigidez do sistema, onde será usada posteriormente no processamento de dados. Os critérios de finalização do ensaio dependem do tipo de ensaio sendo ele simples ou ensaio em seqüência existindo algumas limitações para estes tipos de ensaios. Os parâmetros que podem ser obtidos por este tipo de ensaio para argilas são a resistência ao cisalhamento não-drenada e o módulo de cisalhamento no descarregamento e recarregamento (Gur). Este parâmetro só é válido para pequenas deformações na ordem de 10<sup>-3</sup>, já pela curva de expansão, o módulo de cisalhamento pode ser derivado para grandes deformações na ordem 10<sup>-2</sup> a 10<sup>-1</sup>. Nesta derivação, o módulo de Ménard é usado para qual o E<sub>50</sub> é determinado. No caso de areias, o módulo de cisalhamento no descarregamento e recarregamento drenado, Gur, e o módulo de cisalhamento, G, podem ser obtidos do mesmo modo das argilas.

Para determinar os parâmetros de solo através deste tipo de ensaio, é necessário usar os dados adquiridos da curva mostrada na Figura IV.7.



**Figura IV. 7 - Curva do ensaio pressiométrico com parâmetros relevantes.**

Onde:

$V_i$  = volume inicial (ml)

$V_o$  = volume inicial da cavidade (ml)

$V_f$  = volume relativo ao  $P_f$  (ml)

$P_{om}$  = pressão do início da parte semi-elástica da curva de expansão (MPa)

$P_f$  = pressão do fim da parte semi-elástica (MPa)

$P_{max}$  = tensão de ruptura de Ménard (MPa)

Usando estes valores, os parâmetros do solo podem ser determinados. HOULSBY e WITHERS, 1988 afirmam que a resistência não drenada das argilas é determinada pelo comportamento da cavidade durante o descarregamento, a um nível de tensão perto da ruptura. O módulo de cisalhamento de Ménard é determinado pela seguinte equação:

$$G_m = \frac{V_f + V_o}{2} \cdot \frac{P_f - P_o}{V_f - V_o} \quad \text{(Eq. IV 1)}$$

Nesta expressão o volume inicial da membrana, 553 ml, deve ser adicionado ao volume usado nesta expressão.

O módulo de cisalhamento de descarregamento e recarregamento são calculados da inclinação da curva como a seguir:

$$G_{ur} = V \cdot \frac{dP}{dV} \quad \text{(Eq. IV 2)}$$

O módulo de elasticidade (Módulo de Ménard) EM é determinado como abaixo:

$$E_m = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_m \quad \text{(Eq. IV 3)}$$

Para o coeficiente de Poisson, baseado na norma francesa NFP94-110 (julho de 1991), o valor frequentemente usado é de 0,33.

Se souber exatamente as condições do solo que está sendo ensaiado, é possível se derivar a secante do módulo de elasticidade E50, usando o fator reológico  $\alpha$  na relação empírica abaixo:

$$E_{50} = \frac{E_m}{\alpha} \quad \text{(Eq. IV 4)}$$

O fator reológico  $\alpha$  depende do tipo de solo e do OCR, além de outros fatores de menor importância. Para as areias, usa-se  $\alpha = 0,33$ , para as areias pré-adensadas  $\alpha=0,5$ , para as argilas normalmente adensadas  $\alpha=0,66$  e por fim para as turfas normalmente adensadas  $\alpha=1,0$ .

A Tabela IV.6 mostra todos os resultados obtidos das curvas como também os resultados dos parâmetros extraídos dos cálculos provenientes destes ensaios para os aterros HW1 a HW4 (CPM1-1 a CPM4-1). Os resultados HW5 não foram divulgados. Com exceção da primeira camada de argila do HW3, os parâmetros obtidos não divergiram muito, mostrando certa concordância entre as camadas.

Ensaio	Profund.	Solo	$P_{M,máx}$	$P_{o,M}$	$P_r$	$G_M$	$E_M$	$\alpha$	$E_{50}$	$G_{ur}$	$G_{ur}$	$G_{ur}$
	(m+NAP)		(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)		(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
										1 volta	2 volta	3 volta
<b>CPM 1-1, Cota da superfície do terreno = NAP-0,76</b>												
2	-3,77	Argila	0,16	0,07	0,10	0,16	0,43	0,66	0,64	1,8	2,2	2,3
3	-5,77	Argila	0,21	0,12	0,17	0,19	0,5	0,66	0,76	1,7	1,8	1,9
4	-7,77	Argila	0,17	0,13	0,15	0,08	0,22	0,66	0,33	1,3	1,9	1,9
5	-9,77	Argila	0,22	0,16	0,20	0,14	0,38	0,66	0,57	1,7	1,7	2,1
<b>CPM 2-1, Cota da superfície do terreno = NAP-1,04</b>												
2	-4,04	Argila	0,04	0,02	0,03	0,05	0,14	0,66	0,22	0,9	0,8	0,8
3	-6,05	Argila	-	-	-	-	-	0,66	-	0,6	0,6	0,6
4	-8,05	Argila	0,09	0,06	0,08	0,06	0,15	0,66	0,23	0,9	0,8	0,9
5	-10,05	Argila	0,15	0,08	0,11	0,11	0,29	0,66	0,44	1,3	1,3	2,1
<b>CPM 3-1, Cota da superfície do terreno = NAP-0,84</b>												
2	-3,87	Argila	0,32	0,15	0,24	0,41	1,08	0,66	1,63	6,3	7,0	7,6
3	-5,88	Turfa	0,23	0,17	0,21	0,13	0,35	1,00	0,35	1,4	1,4	1,7
4	-7,88	Argila	0,25	0,2	0,23	0,11	0,29	0,66	0,44	1,7	1,7	2,3
5	-9,84	Turfa	0,31	0,23	0,27	0,17	0,45	1,00	0,45	1,7	1,9	2,1
<b>CPM 4-1, Cota da superfície do terreno = NAP-0,95</b>												
2	-3,95	Turfa	0,15	0,11	0,12	0,10	0,27	1,00	0,27	1,3	1,2	1,3
3	-5,96	Argila	0,19	0,12	0,16	0,14	0,36	0,66	0,55	-	2,8	1,8
4	-7,94	Argila	0,18	0,13	0,15	0,10	0,26	0,66	0,39	2,1	2,2	2,3
5	-9,94	Argila	0,25	0,17	0,21	0,17	0,46	0,66	0,69	2,4	2,6	3,0
$P_{M,máx}$ = Pressão limite												
$P_{o,M}$ = Pressão inicial (parte semi-elástica da curva)												
$P_r$ = Pressão no final da curva semi-elástica												
$G_M$ = Módulo de cisalhamento (Menárd)												
$E_M$ = Módulo de Menárd ( $2 \cdot (1+\nu) \cdot G_M$ )												
$G_{ur}$ = Módulo de cisalhamento (descar-recarregamento)												

**Tabela IV. 7 – Resultados dos ensaios de pressiométricos**

### IV.3.3. ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios geotécnicos de laboratório foram executados pelo laboratório da Fugro Ingenieurbureau B.V. em Arnhem. O programa dos ensaios de laboratório foi baseado nas amostras coletadas em intervalos verticais por metro e os ensaios de rotina consistem nos seguintes itens abaixo:

- Ensaios de Classificação:
  1. Classificação e descrição das amostras indeformadas de acordo com NEN 5104 e fotografias do perfil do solo

2. Determinação da umidade de acordo com NEN 5112
  3. Determinação da densidade
  4. Classificação “Von Post” de todas as camadas de turfa
- Determinação da distribuição dos tamanhos de partículas (um por furo)
  - Determinação da densidade das partículas, de acordo com NEN 5111
  - Determinação dos valores de PH do solo, de acordo com o ensaio 121 Standard RAW 1995
  - Determinação dos limites de Atterberg, de acordo com BST 1377

Abaixo segue alguns ensaios especializados extras de laboratório também executados na região dos aterros pela Fugro Ingenieurbureau B.V. em Arnhem:

- Ensaio de conteúdo orgânico (intervalos de 1m), de acordo com NEN 5754
- Ensaio de conteúdo de carbonato (intervalos de 1m), de acordo com NEN 5757
- Ensaio de resistência “Fall cone” em amostras indeformadas e amolgadas (intervalos de 1m)
- Ensaio de conteúdo de Sulfato (intervalos de 1m), de acordo com NEN 5757
- Ensaio triaxial multiestágio Isotrópico consolidado não-drenado (3 por furo), de acordo com NEN 5117
- Ensaio de compressão Oedométrico (3 por furo) com determinação do coeficiente de adensamento, de acordo com NEN 5118

#### **IV.3.3.1. AMOSTRAGEM**

Os furos de sondagem foram feitos usando um equipamento de acordo com a Dutch standard NEN 5119. As amostras indeformadas foram retiradas durante o processo a uma profundidade máxima de 12m abaixo do nível do terreno. Depois de retiradas as amostras com o tubo cilíndrico de aço de 70 mm de diâmetro e comprimento de 400 mm (amostras Ackermann), as amostras foram transportadas para o laboratório de ensaios da Fugro Ingenieurbureau B.V. em Arnhem e guardados em uma câmara refrigerada antes de

proceder os devidos ensaios de laboratório. O perfil do solo, com suas descrições e a caracterização das camadas correspondentes serão mostrados nas Figuras de IV9 a IV13, onde se encontram os resultados de densidade úmida e seca, umidade, porosidade e grau de saturação.

COUTINHO (1972) afirma que a quantidade (teor) e a qualidade (tipo e grau de decomposição) da matéria orgânica condicionam fortemente o comportamento dos solos orgânicos. A tabela IV.7 apresenta um resumo dos grupos principais de ocorrência da matéria orgânica nos solos, segundo SILFVERBERG, 1957. Os resultados dos ensaios de caracterização mostram certa concordância com a literatura sobre a influência qualitativa da presença de matéria orgânica. MITCHELL (1976) entre outros autores concordam que com o aumento do teor de matéria orgânica aumenta a umidade, o limite de liquidez e o índice de plasticidade (quando possível a determinação); diminui a densidade dos grãos e a massa específica dos solos.

Os resultados de caracterização divergem um pouco em cada aterro experimental, mas segue o mesmo comportamento que é o crescimento dos resultados da umidade quando aumenta o teor de matéria orgânica. Nas camadas de turfa, os valores variam em torno de 200 a 450% e as camadas de argila, os valores giram em torno de 100 a 200%. Os valores de densidade úmida obtidos foram em torno de 10 a 12kN/m<sup>3</sup> nas camadas de turfa com presença de matéria orgânica, onde para a camada de argila com pouca matéria orgânica, os valores foram de 17 a 18kN/m<sup>3</sup>. COUTINHO (1986) cita que a umidade natural dos solos cresce com a presença da matéria orgânica, devido à grande capacidade de absorção de água da matéria orgânica. Esta, quando pouco decomposta (textura fibrosa) apresenta os maiores valores. Os solos denominados normalmente de turfas apresentam umidade natural, quando puras e “saturadas”, geralmente entre 500 a 1.500%, podendo ocorrer valores maiores e grande variabilidade erraticamente dentro de pequenos comprimentos.

A MATÉRIA ORGÂNICA TOTAL DE UM SOLO , PODE SER RESUMIDA EM DOIS GRUPOS PRINCIPAIS : MATERIAL NÃO DECOMPOSTO (I) + PRODUTOS DECOMPOSTOS (II) E (III).

(I) MATERIAL NÃO DECOMPOSTO : RESTOS NÃO DECOMPOSTOS E PRODUTOS EM FASE DE DECOMPOSIÇÃO , DE ORIGEM VEGETAL E ANIMAL , INCLUÍDO MICRO-ORGANISMOS MORTOS E VIVOS .

AS SUBSTÂNCIAS QUÍMICAS DESTE GRUPO SÃO A CELULOSE , LINHITO , PROTEÍNAS , GORDURAS , GRAXAS , RESINAS E OUTROS CARBOHIDRATOS .

PELA AÇÃO DA ÁGUA , OXIGÊNIO E MICRO-ORGANISMOS ESTES ELEMENTOS SÃO DECOMPOSTOS PARA DAR ORIGEM AOS GRUPOS II E III .

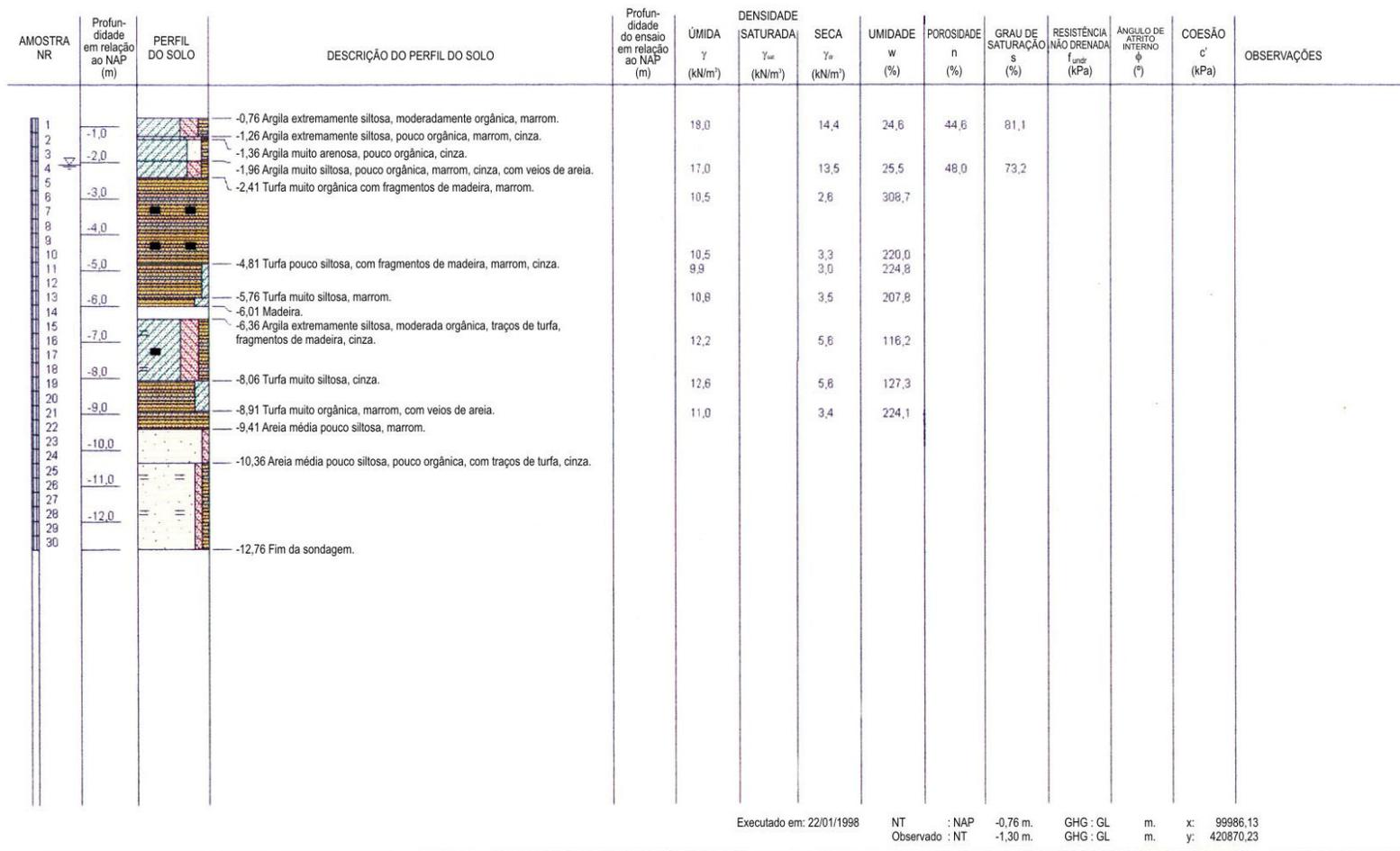
(II) PRODUTO DECOMPOSTO : CONTEM A MENOR PARCELA DOS PRODUTOS DA DECOMPOSIÇÃO . SÃO CHAMADOS "CONSTITUINTES NÃO HUMICOS" .

OS COMPOSTOS QUÍMICOS PRESENTES NESTE GRUPO SÃO OS AMINOÁCIDOS , ALCOOIS , ALDEÍDOS E BASES ORGÂNICAS .

(III) PRODUTO DECOMPOSTO : SÃO AS SUBSTÂNCIAS DECORRENTES DA DECOMPOSIÇÃO TOTAL DOS PRODUTOS VEGETAIS E ANIMAIS . SÃO CHAMADOS HUMUS .

EM CONTRASTE COM OS DOIS GRUPOS ANTERIORES SÃO RAZOAVELMENTE ESTÁVEIS . FORMA UMA MASSA DE COR ESCURA , AMORFA , DE COMPOSIÇÃO NÃO UNIFORME .

**Tabela IV. 8– Matéria orgânica total de um solo grupos – segundo Silfverberg, 1957 (COUTINHO, 1986).**



SONDAGEM DE ACORDO COM NEN 5119

Projeto: M-0659  
 Furo de Sondagem: B1-1

**Figura IV. 8. – Perfil do solo e parâmetros geotécnicos (densidade úmida e seca, umidade, porosidade e grau de saturação) correspondentes ao HW1.**

AMOSTRA NR	Profundidade em relação ao NAP (m)	PERFIL DO SOLO	DESCRIÇÃO DO PERFIL DO SOLO	Profundidade do ensaio em relação ao NAP (m)	DENSIDADE				POROSIDADE n (%)	GRAU DE SATURAÇÃO s (%)	RESISTÊNCIA NÃO DRENADA $f_{undr}$ (kPa)	ÂNGULO DE ATRITO INTERNO $\phi$ (°)	COESÃO $c'$ (kPa)	OBSERVAÇÕES
					ÚMIDA $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	SATURADA $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	SECA $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	UMIDADE w (%)						
1			-1,04 Argila pouco arenosa moderadamente orgânica, marrom.		17,7		14,8	19,0	42,9	87,1				
2			-1,44 Argila muito arenosa moderadamente orgânica, marrom, cinza.											
3	-2,0		-1,54 Areia muito fina, moderadamente siltsosa com traços de turfa, cinza.											
4			-2,29 Argila extremamente siltsosa, moderadamente orgânica com traços de turfa, marrom, cinza.		13,7		7,8	75,6						
5	-3,0		-2,59 Turfa muito orgânica, marrom.		10,0		2,0	392,0						
6			-2,84 Argila extremamente siltsosa, moderadamente orgânica com traços de turfa, cinza.											
7	-4,0		-3,04 Madeira.											
8			-3,19 Argila extremamente siltsosa muito orgânica, cinza.											
9			-3,79 Argila extremamente siltsosa muito orgânica com traços de turfa, marrom, cinza.		13,9		7,7	79,9						
10	-5,0													
11			-5,44 Madeira.											
12	-6,0		-5,59 Argila extremamente siltsosa, muito orgânica, marrom, cinza.											
13			-6,04 Argila extremamente siltsosa, moderadamente orgânica, marrom.											
14	-7,0													
15			-6,99 Argila extremamente siltsosa, muito orgânica com traços de turfa, cinza, marrom.		14,1		7,7	83,7	70,4	93,2				
16	-8,0													
17														
18	-8,0													
19			-8,54 Turfa muito orgânica, com fragmentos de conchas, marrom, com veios de areia.		14,3		7,5	90,4	71,1	97,5				
20	-9,0													
21			-8,94 Argila extremamente siltsosa moderadamente orgânica.		10,0		3,0	235,1						
22	-10,0		-9,04 Turfa muito orgânica com fragmentos de areia, marrom, com veios de areia.											
23														
24	-11,0		-9,54 Argila muito arenosa, moderadamente orgânica com traços de turfa e fragmentos de concha.		14,7		9,5	54,5	63,4	83,5				
25			-9,74 Argila extremamente siltsosa, moderadamente orgânica com traços de turfa.											
26	-12,0		-10,19 Areia média, pouco siltsosa, pouco orgânica.											
27														
28	-12,0													
29			-10,79 Argila, extremamente siltsosa moderadamente orgânica com traços de turfa.											
30	-13,0													
			-11,24 Areia média pouco siltsosa.											
			-11,44 Argila extremamente siltsosa moderadamente orgânica com traços de turfa.											
			-11,64 Areia média pouco siltsosa, marrom.											
			-13,04 Fim da sondagem.											

Executado em: 27/01/1998

NT : NAP  
Observado : NT

-1,04  
-1,30 m.

GHG : GL  
GHG : GL

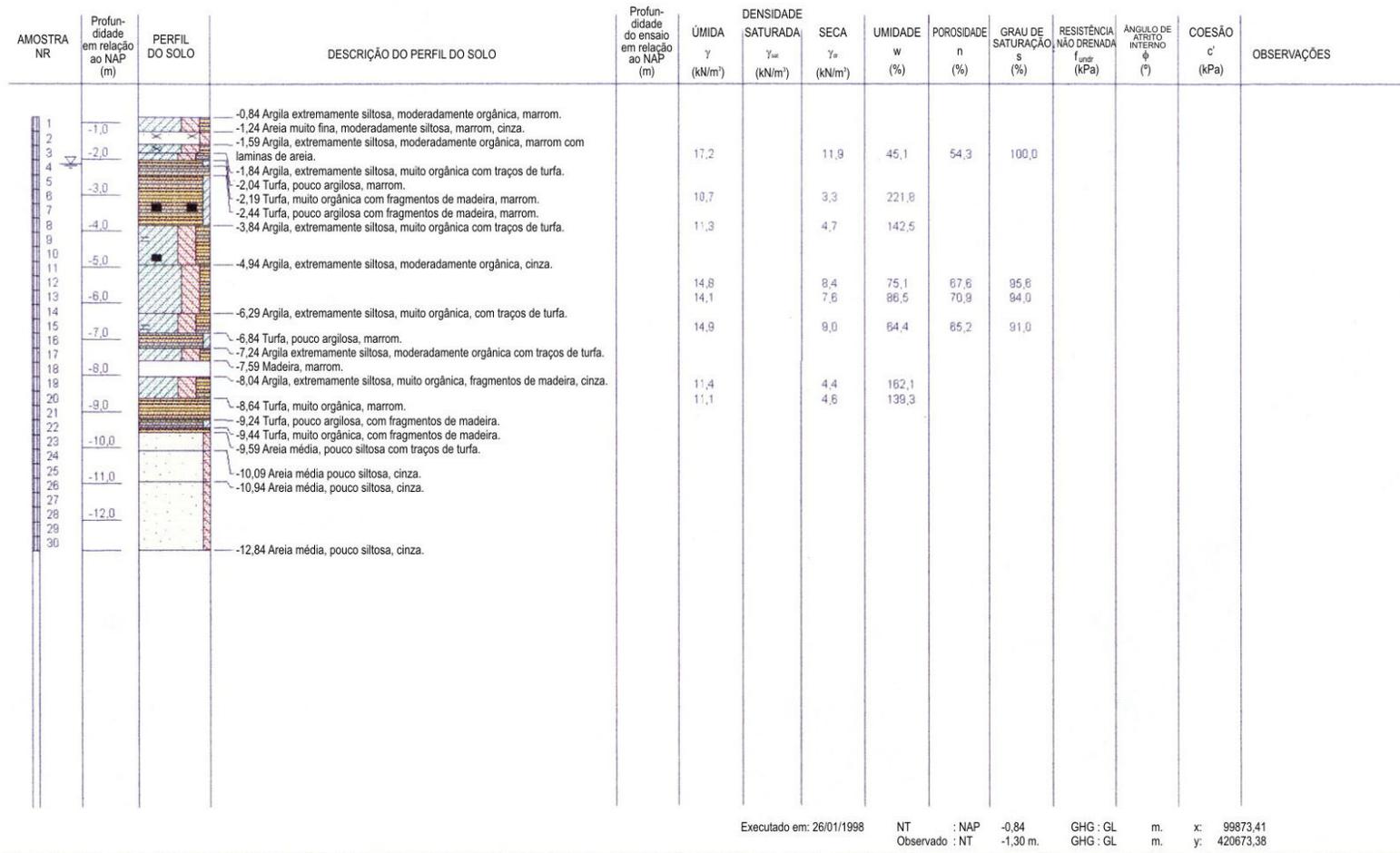
m.  
m.

x: 99677,95  
y: 420913,12

SONDAGEM DE ACORDO COM NEN 5119

Projeto: M-0659  
Furo de Sondagem: B2-1

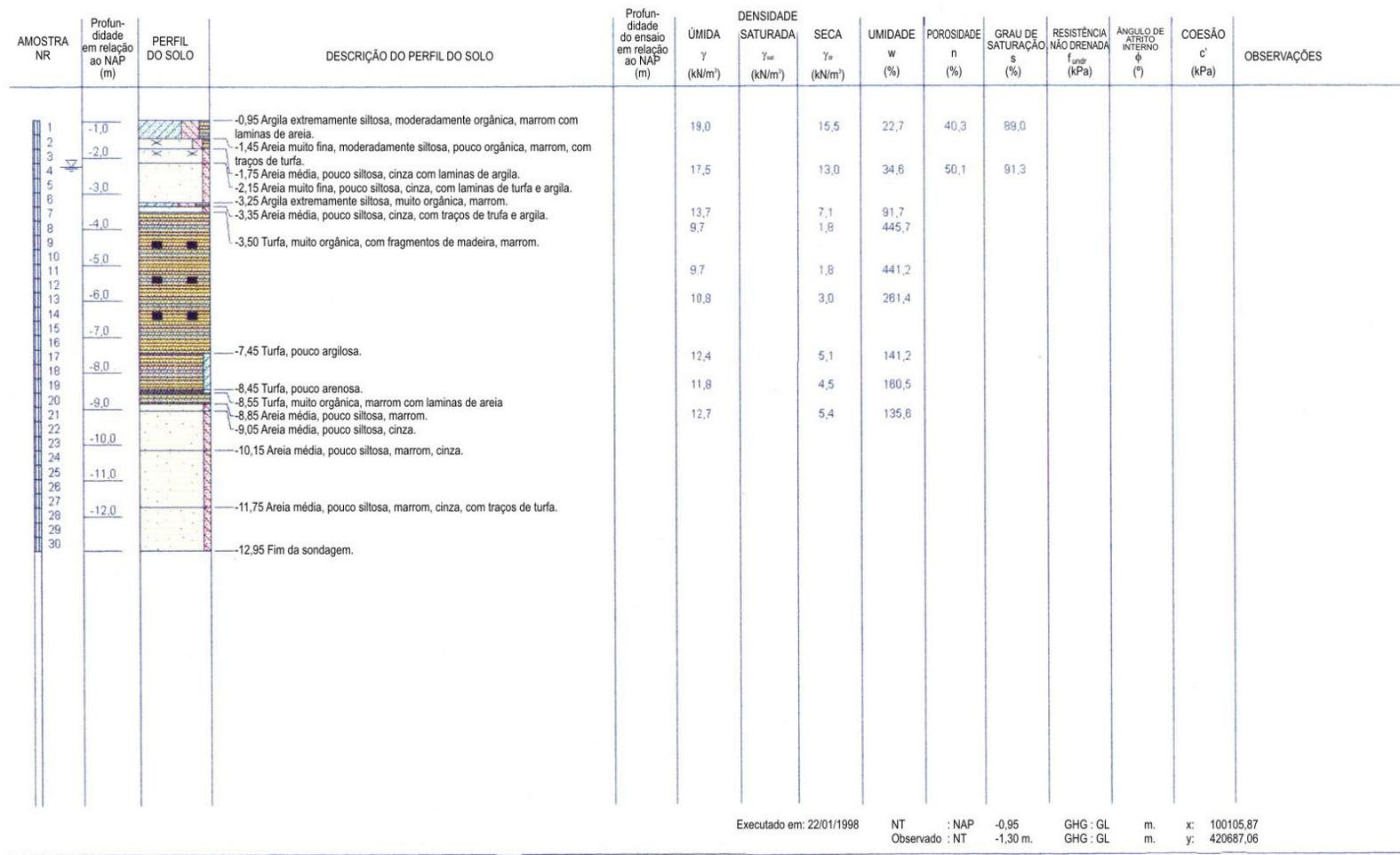
**Figura IV. 9— Perfil do solo e parâmetros geotécnicos (densidade úmida e seca, umidade, porosidade e grau de saturação) correspondentes ao HW2.**



SONDAGEM DE ACORDO COM NEN 5119

Projeto: M-0659  
 Furo de Sondagem: B3-1

**Figura IV. 10. — Perfil do solo e parâmetros geotécnicos (densidade úmida e seca, umidade, porosidade e grau de saturação) correspondentes ao HW3.**

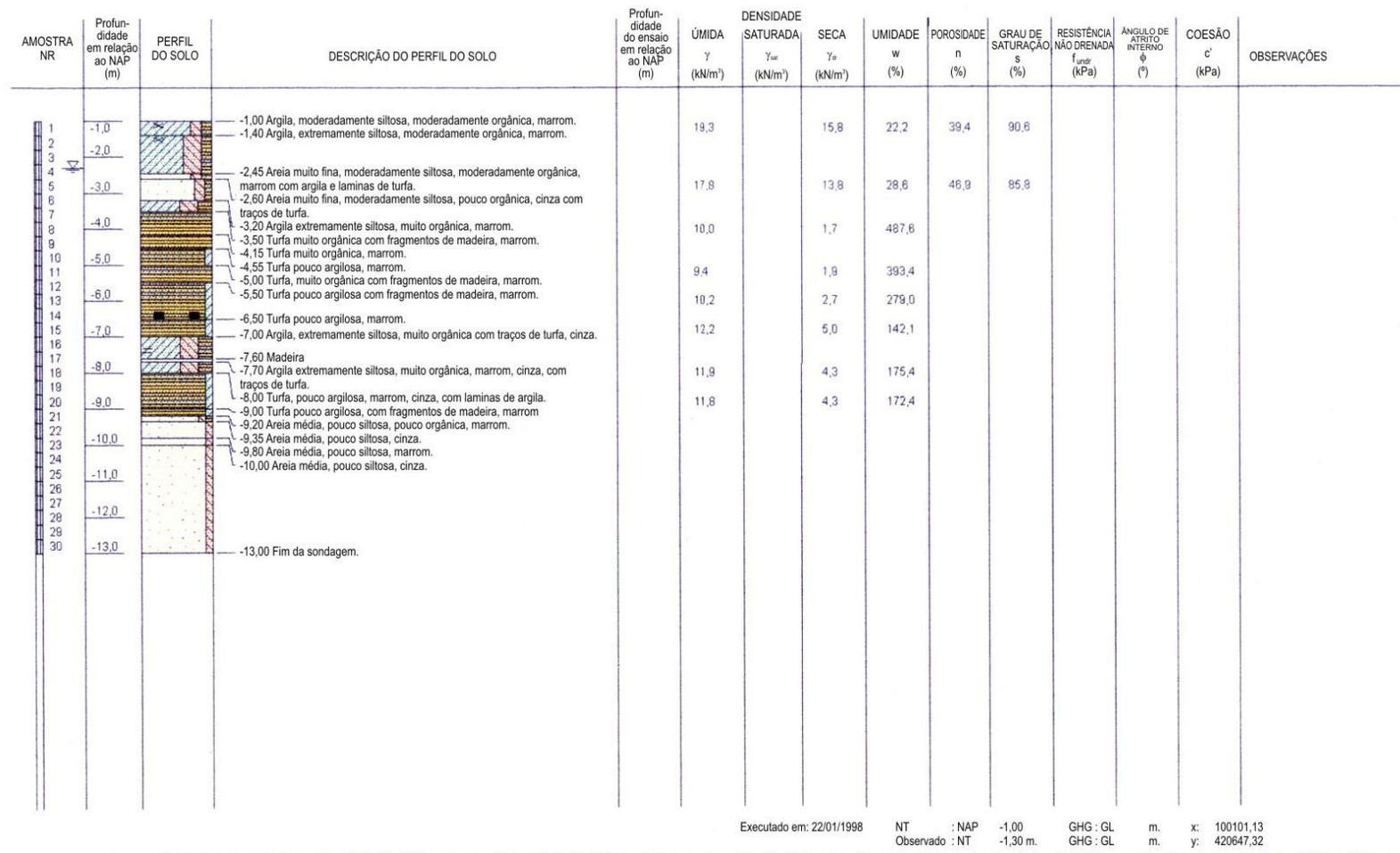


Executado em: 22/01/1998    NT : NAP -0,95    GHG : GL m. x: 100105,87  
 Observado : NT -1,30 m.    GHG : GL m. y: 420687,06

SONDAGEM DE ACORDO COM NEN 5119

Projeto: M-0659  
 Furo de Sondagem: B4-1

**Figura IV. 11— Perfil do solo e parâmetros geotécnicos (densidade úmida e seca, umidade, porosidade e grau de saturação) correspondentes ao HW4.**



SONDAGEM DE ACORDO COM NEN 5119

Projeto: M-0659  
Furo de Sondagem: B5-1

**Figura IV. 12— Perfil do solo e parâmetros geotécnicos (densidade úmida e seca, umidade, porosidade e grau de saturação) correspondentes ao HW5.**

#### **IV.3.3.2. ENSAIOS DE CLASSIFICAÇÃO**

Os ensaios de classificação foram feitos em amostras indeformadas de acordo com NEN 5104. As classificações consistem em determinar a densidade úmida e seca e determinar a umidade (de acordo com NEN 5112), a porosidade e o grau de saturação. As fotografias também foram feitas do perfil do solo de onde as amostras indeformadas foram retiradas. Os resultados destes ensaios estão apresentados nas Figuras de IV.9 a IV.13 junto a descrição do perfil do solo nos furos de sondagem.

Através dos ensaios de humificação de “Von Post” pode-se obter o grau de decomposição dos solos orgânicos, basicamente executados em todas as camadas de turfas ou de matéria orgânica. COUTINHO (1986) descreve que o ensaio foi desenvolvido na Suécia e consiste em comprimir com a mão uma certa quantidade de material de solos no estado natural. A descrição visual e quantitativa do material do material espremido entre os dedos (no caso de líquido: cor e turbidez) junto com a descrição visual do material intacto, permite definir o grau de decomposição do solo através do posicionamento do resultado em uma escala empírica (H1 a H10). Por exemplo, uma massa vegetal não decomposta seria H1 e um solo orgânico totalmente decomposto seria H10. O procedimento geral para a descrição das amostras foi baseado em Hobbs (1986) e o grau de humificação de Von Post foi determinado pelas propriedades abaixo:

- Propriedade estrutural: esta propriedade é primeiramente determinada pela matriz do material. A turfa consiste da variedade de plantas remanescentes com diferentes graus de resistência a decomposição. A matriz tem um alto grau de decomposição.
- Conteúdo de material amorfo: na turfa em seu estado natural, o material amorfo consiste em um material além do reconhecimento. Em turfas com material inorgânico, a fração de material amorfo está incluso na argila, no silte e na areia em menor grau.
- Material extraído: em turfas consolidadas, é muito difícil tirar o material fora.

- Resíduo natural: em turfas consolidadas, dificilmente se conseguirá extrair algum material, portanto será completamente diferente da descrição de Hobbs (1986).

O grau de humificação é normalmente baseado na estrutura da matriz. Geralmente o grau de decomposição da turfa varia de moderada no topo a completa no fundo. As pequenas fibras e o grau de decomposição dificultam a identificação das plantas, mas os juncos são facilmente identificáveis. Em várias profundidades pode ser visto que a madeira estava presente na turfa. Em algumas localizações pode ser visto que a turfa estava coberta por uma camada fina de musgo.

Para este projeto, sete distribuições do tamanho de partículas na camada profunda de areia, sendo uma para cada furo, com exceção do furo 1, no qual duas amostras foram feitas. A determinação da distribuição do tamanho dos grãos consiste em 7 determinações do conteúdo de areia e uma em combinação da determinação do conteúdo de argila e silte por sedimentação. Para os ensaios de densidade, valores de pH do solo e conteúdo orgânico e de carbonato, 46 amostras foram executadas. No caso do ensaio de “Fall cone”, foi determinada a resistência não-drenada de 43 amostras de argila e turfa tanto na condição indeformada quanto no seu estado amolgado. No caso do ensaio do conteúdo de sulfato, 50 amostras foram determinadas. Só foram possíveis ensaiar 17 amostras de argila na determinação do limite de Atterberg devido a presença forte de areia em uma das amostras.

#### **IV.3.3.3. ENSAIOS TRIAXIAIS TIPO CONSOLIDADO NÃO DRENADO(CIU)**

Os ensaios triaxiais, tipo consolidado isotropicamente não drenado, foram feitos em 18 amostras de argila e turfa. As amostras foram testadas em três diferentes tensões de adensamento. No primeiro passo de carregamento, a amostra estava isotropicamente consolidada a uma tensão de 0,7 vezes da tensão vertical efetiva “in-situ”. Os ensaios estão de acordo com o NEN 5117 e os resultados estão sintetizados na Tabela IV.8 onde os parâmetros de resistência estão determinados a um nível de deformação de 2% ou a um nível máximo alcançado no ensaio. Ver COUTINHO, 1986 para maiores detalhes de obtenção de  $S_u$ .

Amostras	Profundidade (m NAP)	Solo	$\gamma_{wet}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{dry}$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$f_{undr}$ (kPa)	$\phi'$ (°)	c' (kPa)	$E_{undr,50}$ (Mpa)
B 1-1/9	-3,96	Turfa	11,5	3,2	261,5	14	14	7	1,6
B 1-1/13	-5,86	Turfa	12,1	4,4	173,8	14	20	3	0,7
B 1-1/18	-7,86	Argila	13,0	6,0	188,52	8	19(1,5%)	1(1,5%)	4,1
B 2-1/8	-3,89	Argila	12,6	5,1	144,6	5	23	1	2,1
B 2-1/13	-6,19	Argila	14,3	7,5	90,3	8	24(1,5%)	1(1,5%)	3,6
B 2-1/18	-8,14	Argila	14,6	7,8	86,8	15	25	1	2,5
B 3-1/5	-2,54	Turfa	11,5	3,7	212,1	5	23	0	1,4
B 3-1/11	-5,14	Argila	14,3	7,7	84,9	6	21	0	2,7
B 3-1/16	-6,99	Turfa	12,5	5,5	129,1	18	16	6	2,3
B 3-1/21	-9,19	Turfa	12,9	5,8	124,6	30	21(1,5%)	9(1,5%)	2,0
B 4-1/9	-4,55	Turfa	10,9	2,5	341,2	23	15	10	1,1
B 4-1/12	-5,55	Turfa	11,1	3,2	245,5	12	15	1	0,5
B 4-1/18	-8,05	Turfa	12,3	5,1	142,5	17	2,6	21	6,0
B 5-1/13	-5,9	Turfa	11,4	3,6	214,3	10	19	5	2,3
B 5-1/18	-8,05	Turfa	10,9	3,3	228,4	12	19	1	0,8

**Tabela IV. 9– Resultados dos ensaios triaxiais, tipo consolidado isotropicamente não drenado.**

As descrições dos parâmetros acima são:

$\gamma_{wet}$ = densidade úmida (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_{dry}$ = densidade seca (kN/m<sup>3</sup>)

W= umidade (m/m %)

$f_{undr}$ = resistência não drenada (kPa), determinada com um nível de deformação de 2% (ou quando a ruptura for alcançada)

c'= coesão efetiva (kPa), determinada com um nível de deformação de 2% (ou quando a ruptura for alcançada)

$E_{undr,50}$ = módulo de young não drenado na máxima tensão deviatória de 50%, determinada pelo primeiro passo de carregamento.

#### IV.3.3.4. ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

No laboratório da Fugro Ingenieurbureau B.V., 19 ensaios oedométricos foram feitos nas amostras de argila e turfa. Para cada estágio de carregamento, o coeficiente de

adensamento,  $C_v$ , e o coeficiente de volume de compressibilidade,  $m_v$ , foram determinados. Os estágios de carregamento foram ajustados com o intervalo de carregamento do aterro. As constantes de compressão foram determinadas de acordo com o método Anglo-saxônico, plotando o índice de vazios versus pressão vertical. Os resultados estão apresentados na Tabela IV.9:

Amostras	Profundidade (m NAP)	Solo	$\gamma_{wet}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{dry}$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$e_o$ -	$P'_c$ (kPa)	$C_c$ (car.< $P'_c$ )	$C'_c$ (car.> $P'_c$ )
B 1-1/8	-3,81	Turfa	10,4	2,4	331,7	6,77	30	0,64	3,24
B 1-1/13	-5,66	Turfa	11,1	3,7	198,2	4,78	38	0,51	2,34
B 1-1/18	-7,86	Argila	12,9	6,1	113,1	2,82	35	0,70	0,99
B 2-1/8	-4,04	Argila	12,9	5,9	116,7	3,02	35	0,16	1,33
B 2-1/13	-6,14	Argila	14,4	8,1	78,6	2,1	41	0,28	0,61
B 2-1/18	-7,99	Argila	14,5	8,0	82,7	2,06	44	0,32	0,72
B 3-1/5	-2,64	Turfa	11,2	3,4	226,9	5,19	20	0,82	1,75
B 3-1/11	-5,04	Argila	14,1	7,3	93,7	2,37	40	0,48	0,78
B 3-1/16	-7,09	Turfa	12,4	4,7	161,1	3,91	52	0,5	2,00
B 3-1/21	-9,09	Turfa	12,5	5,4	131,6	3,01	96	0,3	1,39
B 4-1/9	-4,25	Turfa	10,5	2,6	306,1	5,35	60	0,26	2,82
B 4-1/13	-5,80	Turfa	10,8	3,0	261,4	5,19	58	0,29	2,45
B 4-1/18	-7,90	Turfa	11,8	4,6	156,9	3,51	79	0,23	1,82
B 5-1/8	-4,00	Turfa	10,0	1,7	487,6	7,74	44	0,57	5,07
B 5-1/13	-6,00	Turfa	10,2	2,7	279,0	6,73	42	0,79	3,2
B 5-1/18	-7,90	Argila	11,9	4,3	175,4	5,03	50	0,43	2,42

**Tabela IV. 10– Resultados dos ensaios oedométricos - constantes de compressão de acordo com o método Anglo-Saxônico.**

As descrições dos parâmetros acima são:

$\gamma_{wet}$ = peso específico úmido (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_{dry}$ = peso específico seco (kN/m<sup>3</sup>)

W= umidade (%)

$e_o$ = índice de vazios

$P'_c$ = pressão de sobre-adensamento (kPa)

$C_c$  para carregamentos <  $p'_c$ = constante de compressão, abaixo da pressão de pré-adensamento

$C'_c$  para carregamentos >  $p'_c$ = constante de compressão, acima da pressão de pré-adensamento.

#### **IV.4. PERFIS E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS ATERROS**

Após todos os ensaios executados ficou designado que o perfil do solo da região consiste em uma primeira camada com espessura média de 3,2m de argila muito siltosa. Logo abaixo desta camada, se encontra uma camada de turfa com uma grande variação de espessura onde se encontrou uma média de 1,5m. Esta camada contém fragmentos de madeira e mistura de argila onde é conhecida como “Hollandveen”. Seguindo esta camada deve se encontrar uma camada de 4,0m de argila muito siltosa e orgânica com presença de fragmentos de madeira. A próxima camada é conhecida como “Basisveen” e consiste na média de 1,0m de turfa. Todas as camadas acima mencionadas são depósitos holocênicos.

Abaixo deste depósito holocênico é encontrado um depósito pleistocênico onde os primeiros metros são caracterizados por uma areia média fina moderadamente siltosa. A profundidade mediana encontrada para o nível do terreno foi NAP-0,7m e o lençol freático a uma altura de NAP-2,4m. No depósito pleistocênico, a carga piezométrica encontrada foi aproximadamente de NAP-1,0 a -1,5m.

Os resultados da investigação do solo foram interpretados e um perfil geotécnico único foi criado. As diferentes camadas de solo foram derivadas da descrição do solo através dos furos de sondagem e PCPTs. A resistência de cone é normalmente usada para diferenciar entre camadas moles (argila e turfa) e camadas de maiores resistências como as areias. Pelos PCPTs as fronteiras das diferentes camadas são facilmente reconhecidas especialmente pela interpretação do atrito e do índice de poro-pressão. Deste modo, um perfil do solo pode ser criado para ser usado na análise. Segue abaixo os gráficos onde estão resumindo o perfil, caracterização e os parâmetros de compressibilidade e resistência de cada aterro (de HW1 a HW5). As Figuras de IV.14 a IV.28 apresentam os gráficos onde através deles podem ser analisados o comportamento dos ensaios e a tendência dos resultados em cada aterro experimental.

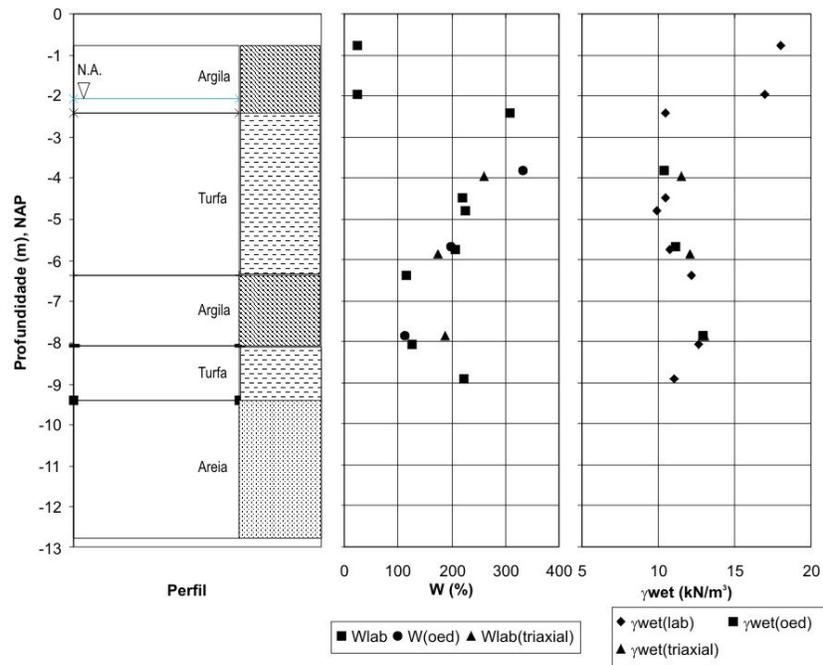


Figura IV. 13– Perfil do solo e resultados de umidade e peso específico do aterro HW1.

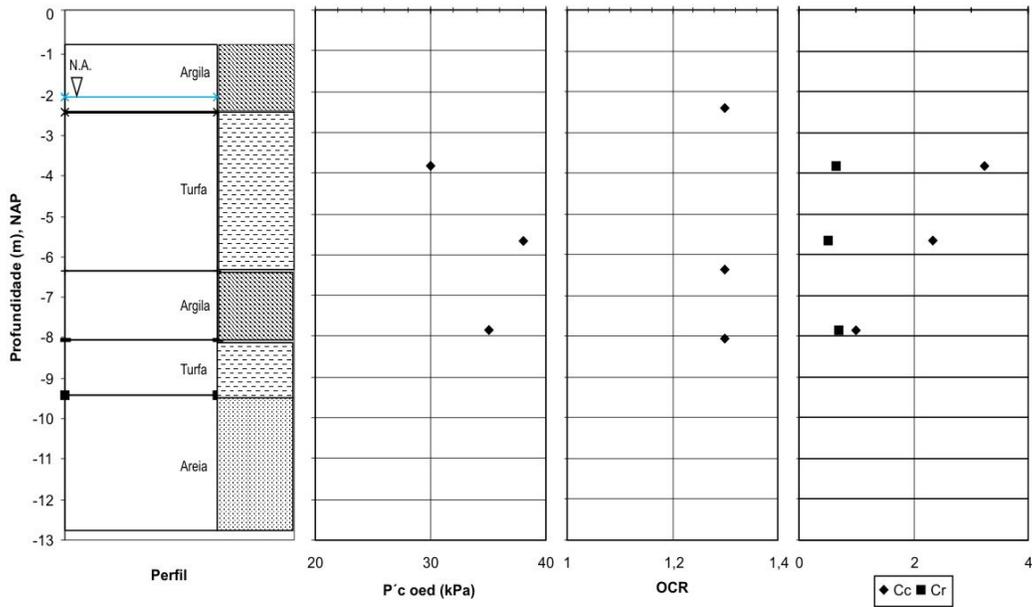


Figura IV. 14 – Perfil do solo, P'c, OCR e os parâmetros de compressibilidade do HW1.

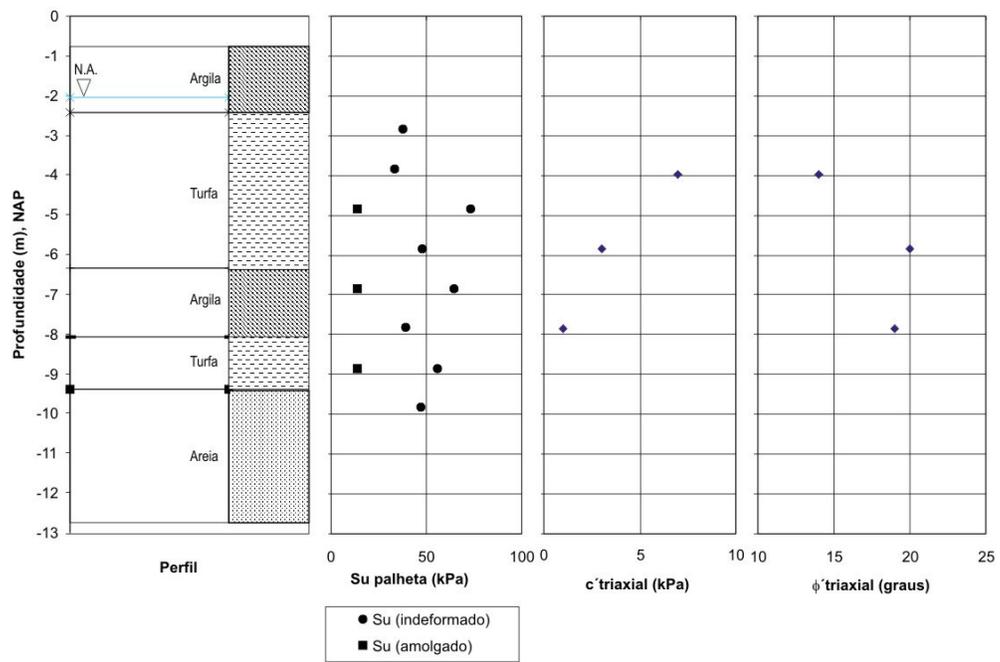


Figura IV. 15— Perfil do solo e resultados de Su, c' e phi' do aterro HW1.

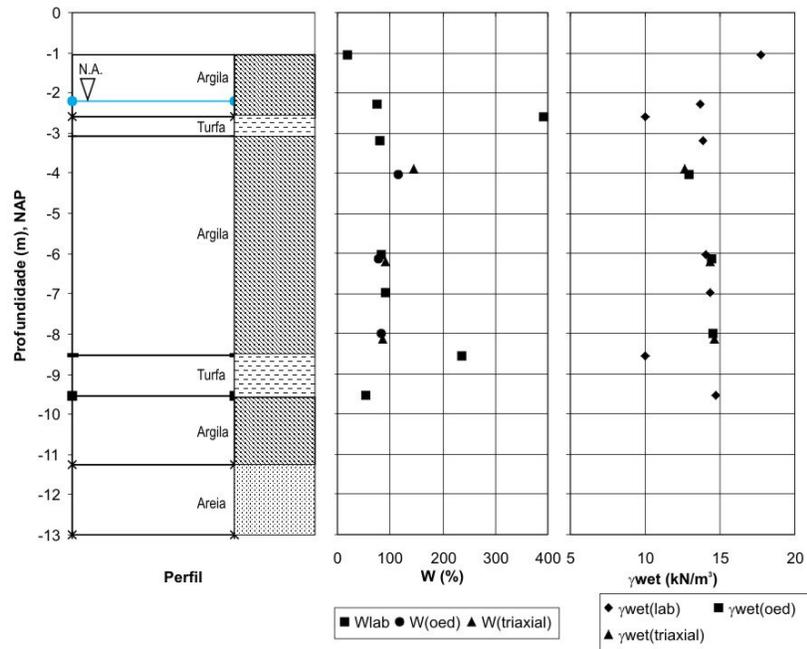


Figura IV. 16. – Perfil do solo e resultados de umidade e peso específico do aterro HW2.

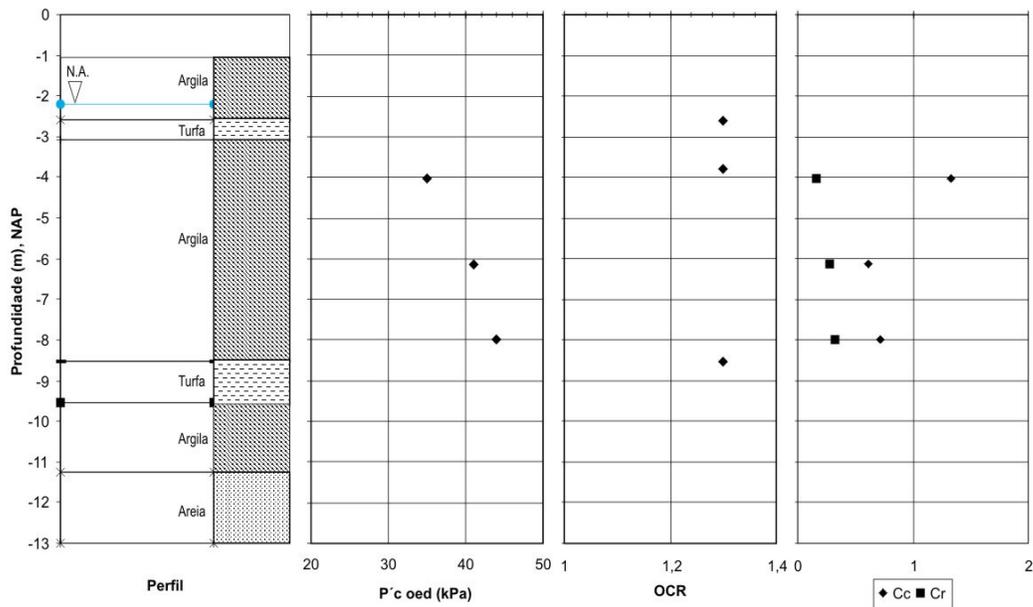


Figura IV. 17– Perfil do solo, P'c, OCR e os parâmetros de compressibilidade do aterro HW2.

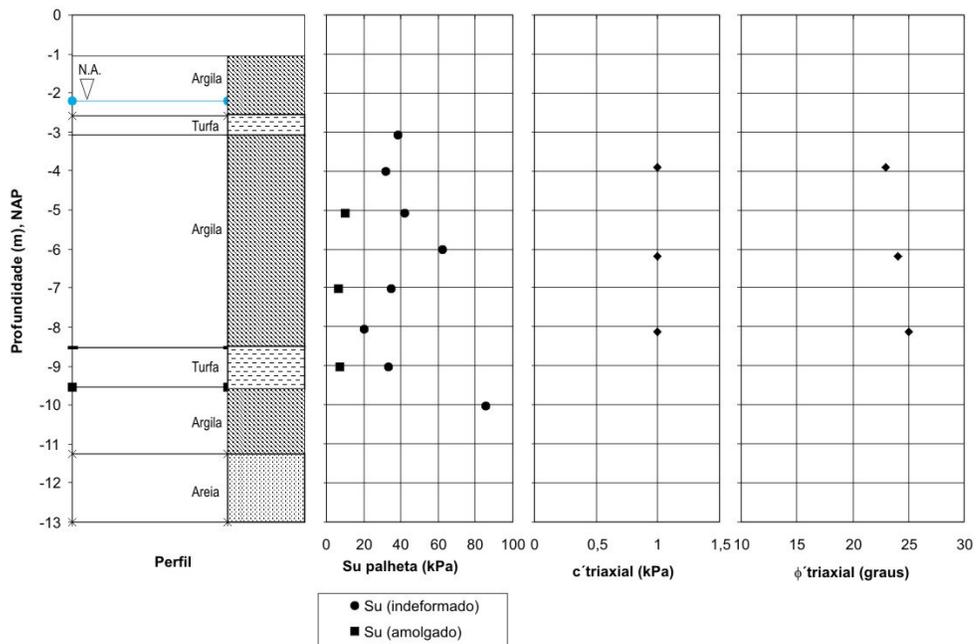


Figura IV. 18 – Perfil do solo e resultados de Su, c' e phi' do aterro HW2.

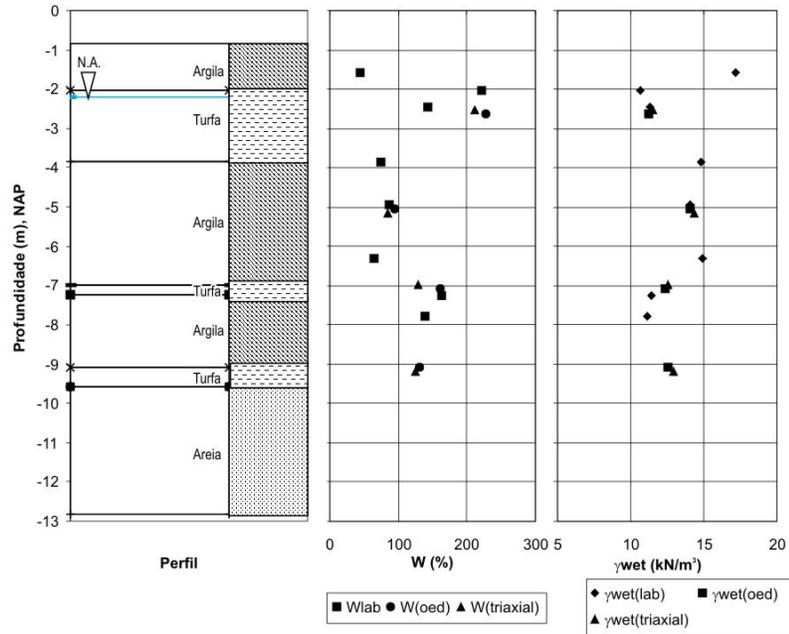


Figura IV. 19– Perfil do solo e resultados de umidade e peso específico do aterro HW3.

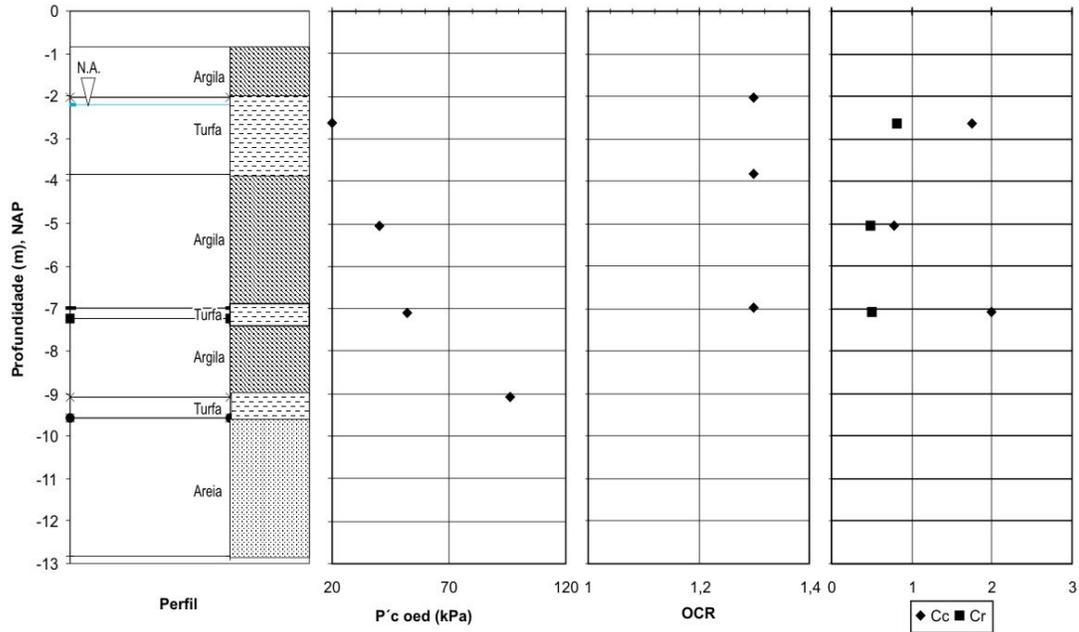


Figura IV. 20– Perfil do solo,  $P'c$ , OCR e os parâmetros de compressibilidade do HW3.

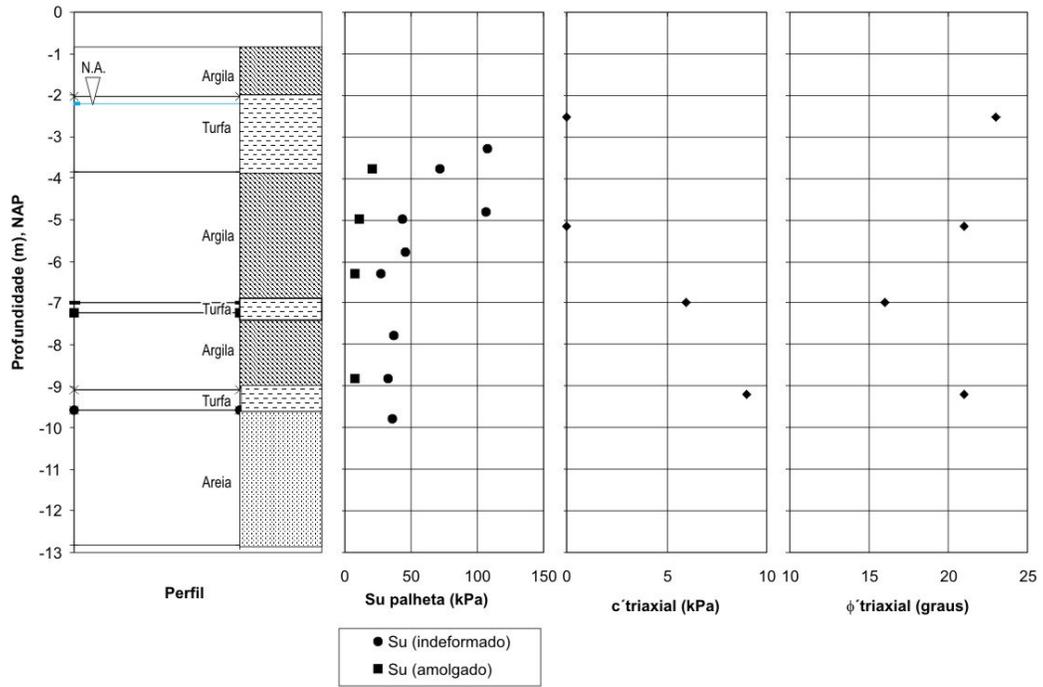


Figura IV. 21 Perfil do solo e resultados de  $S_u$ ,  $c'$  e  $\phi'$  do aterro HW3.

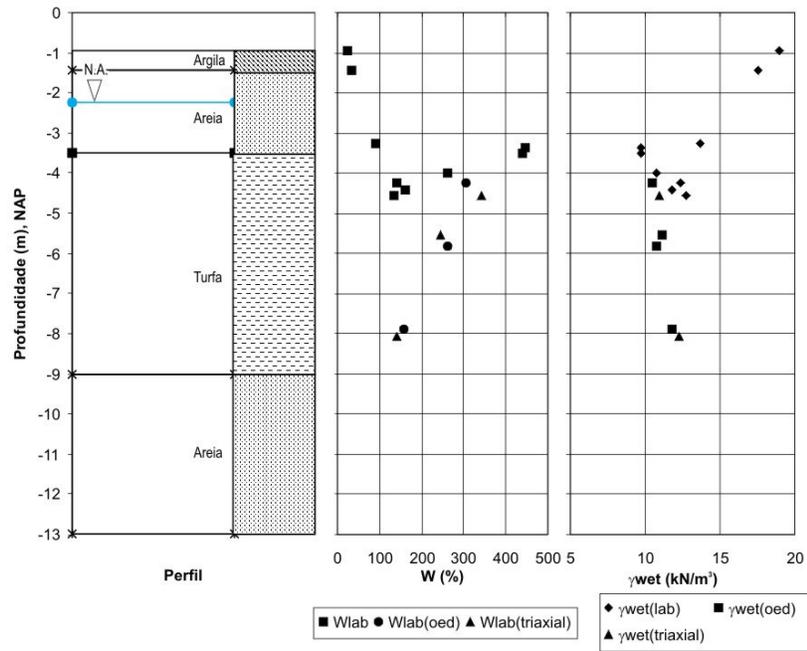


Figura IV. 22– Perfil do solo e resultados de umidade e peso específico do aterro HW4.

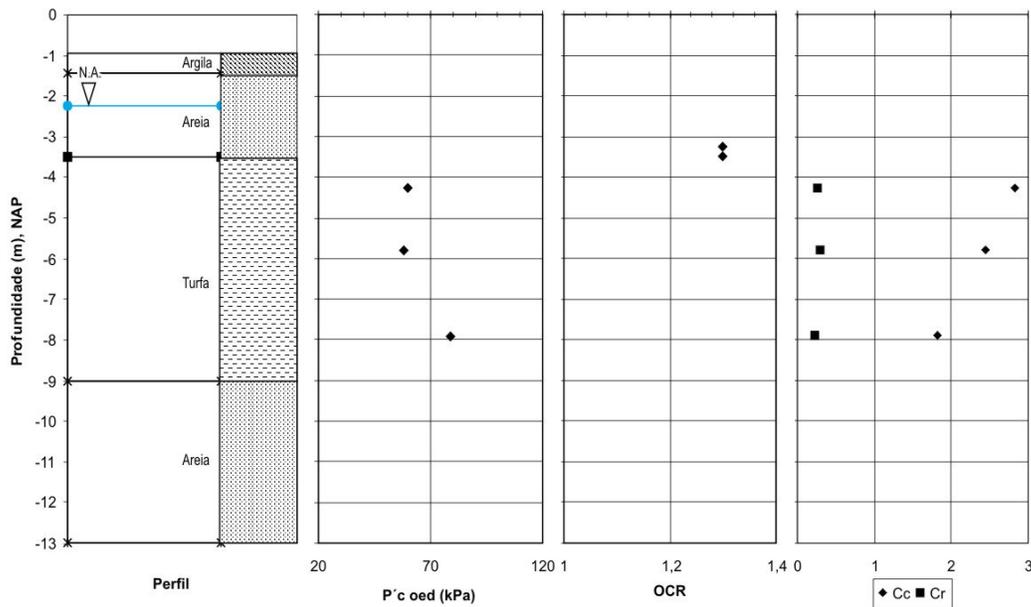


Figura IV. 23– Perfil do solo, P'c, OCR e os parâmetros de compressibilidade do aterro HW4.

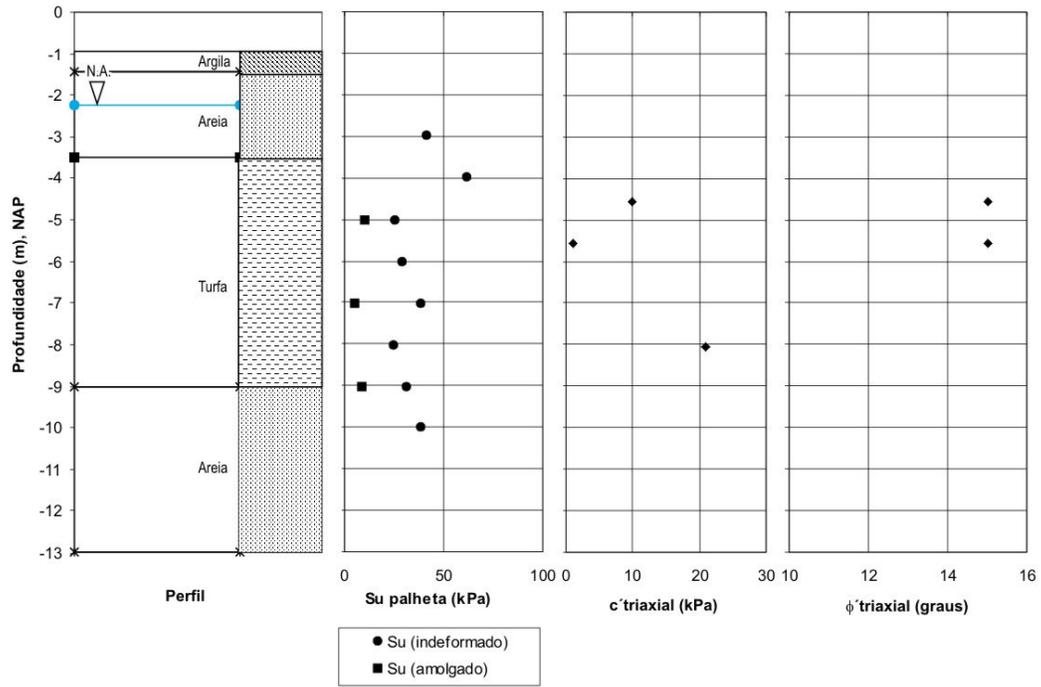


Figura IV. 24 – Perfil do solo e resultados de  $S_u$ ,  $c'$  e  $\phi'$  do aterro HW4.

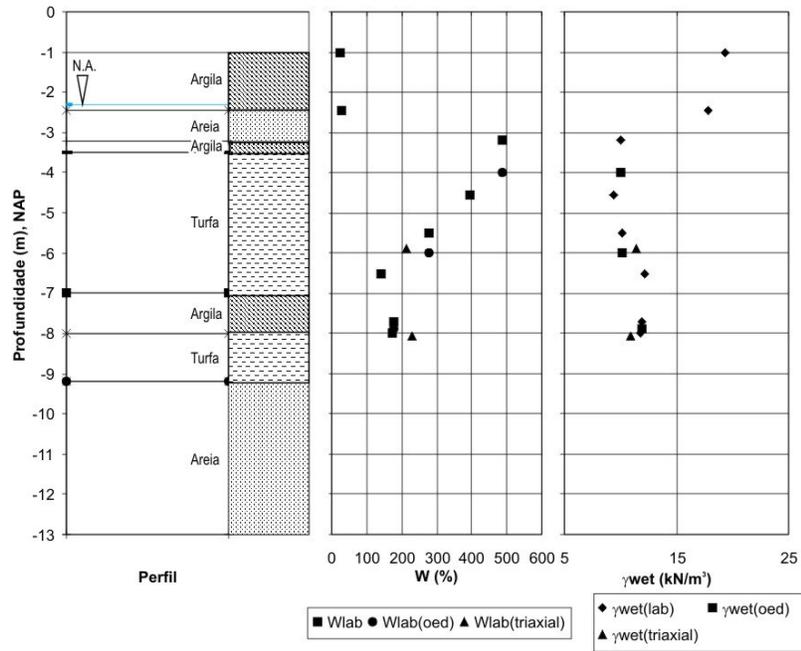


Figura IV. 25 – Perfil do solo e resultados de umidade e peso específico do aterro HW5.

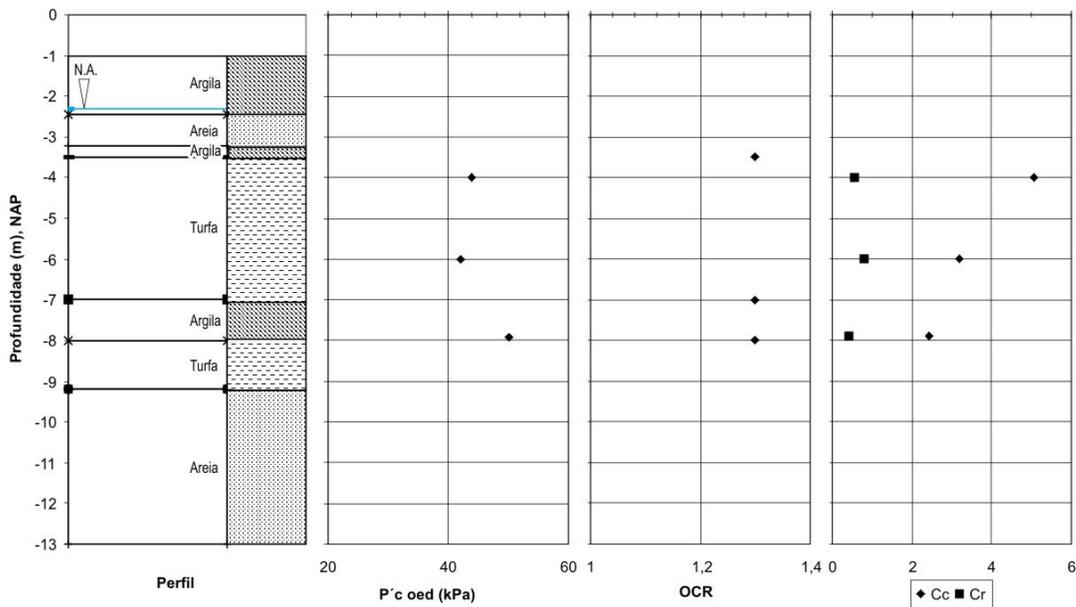


Figura IV. 26 – Perfil do solo,  $P'_c$ , OCR e os parâmetros de compressibilidade do HW5.

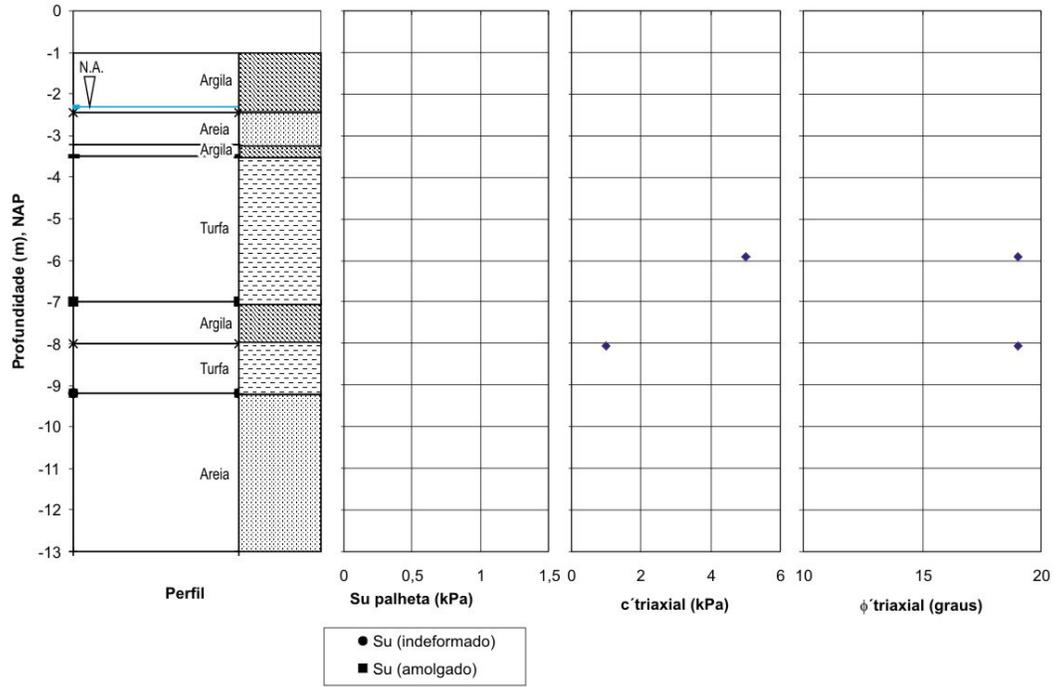


Figura IV. 27 – Perfil do solo e resultados de  $S_u$ ,  $c'$  e  $\phi'$  do aterro HW5.

## **CAPÍTULO V**

### **METODOLOGIA E ANÁLISE DOS RESULTADOS**

#### **V.1. INTRODUÇÃO**

Este capítulo é composto de basicamente duas partes: a primeira apresenta a obtenção do perfil e dos parâmetros geotécnicos adotados e explica a metodologia de análise numérica usada neste trabalho. A segunda apresenta e discute os resultados das análises do comportamento medido para os três aterros: o aterro sem técnica de melhoramento de solo e dois aterros experimentais construídos na região do projeto *No-Recess (Hoeksche Waard)*: (1) o projeto do aterro com drenos pré-fabricados, e (2) o aterro com as colunas de areia encamisadas (confinadas) com geotêxtil. São feitas comparações dos resultados das simulações por elementos finitos usando o programa *Plaxis*.

#### **V.2. PERFIL E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS NA ANÁLISE NUMÉRICA**

##### **V.2.1. PARÂMETROS OBTIDOS**

Através dos resultados dos ensaios de campo e laboratório foi possível definir o perfil e os parâmetros de cada aterro experimental (HW1 a HW5). Após analisar os estudos geotécnicos realizados nas áreas dos aterros experimentais, houve a possibilidade de designar um perfil único com parâmetros próprios para que fosse usado na análise numérica. Como os aterros experimentais se localizam em uma área onde o solo não é muito divergente, a tendência dos resultados obtidos nos ensaios dos aterros HW1 a HW5 não variou muito.

O terreno da região basicamente consiste de 9,7 m de estrato de solo mole onde se encontra abaixo deste solo mole uma camada de areia incompressível. O nível do terreno se encontra na cota de NAP-0,9 m e o lençol freático a uma cota de NAP-2,2 m.

O estrato de solo mole do aterro em análise se divide nas principais camadas a seguir:

- Argila 1: Camada com espessura média de 3,1 metros de argila siltosa, cinza com lâminas de areia;
- Turfa 1: Camada com espessura média de 2,0 metros de turfa pouco argilosa, marrom acinzentada (Hollandveen);
- Argila 2: Camada com espessura média de 3,0 metros de argila acinzentada, extremamente siltosa, moderadamente orgânica, com traços de turfa e fragmentos de madeira;
- Turfa 2: Camada com profundidade média de 1,6 metros de turfa muito orgânica amarronzada com lâminas de areia (Basisveen).

Abaixo deste estrato de solo mole, se encontra uma camada de areia medianamente siltosa, onde se considera que seja relativamente incompressível e não drenante (artesianas).

Após analisar cada perfil e os resultados obtidos nos ensaios de campo e laboratório e os parâmetros adotados para cada aterro, se discutiu as condições usadas para adotar o perfil geotécnico único e os parâmetros necessários para a análise numérica. Este aterro de análise foi baseado nas mesmas condições do campo encontradas nos aterros anteriores já que o propósito é avaliar, comparar e validar os resultados das técnicas usadas no projeto *No Recess*.

As Tabelas V.1, V.2 e V.3 apresentam os parâmetros necessários para fazer à análise numérica do aterro em questão.

Camadas	Espessura (m)	$W_n$ (%)	$W_l$ (%)	$W_p$ (%)	$S_{uFV}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$e_o$ -
Argila	3,1	130	160	81,9	38	3
Turfa	2,0	235	267	186	45	5
Argila	3,0	130	160	81,9	37	3
Turfa	1,6	235	267	186	36	4

**Tabela V. 1– Parâmetros necessários para a análise numérica.**

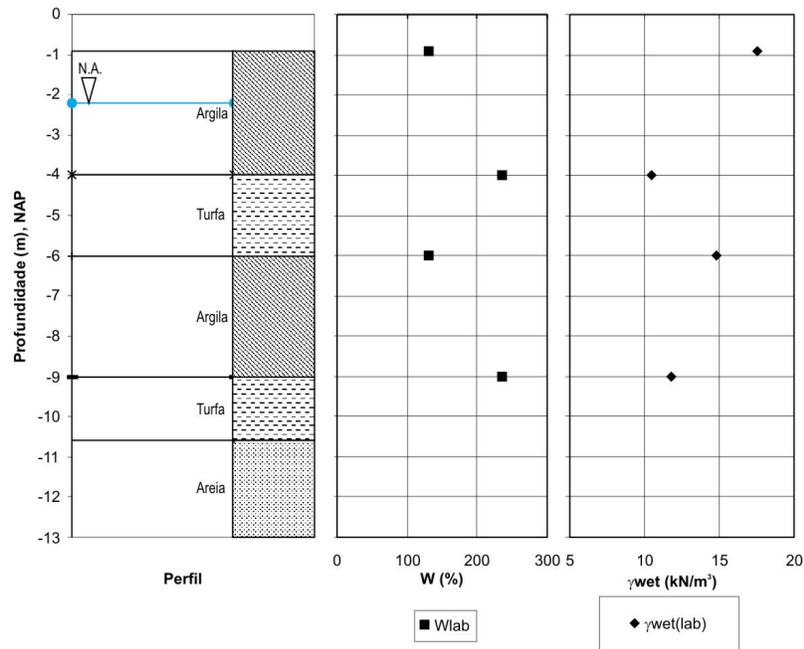
Camadas	$C_c$	$C_r$	CR	RR	$C_\alpha$	$C_v$ (m <sup>2</sup> /ano)	K (m/dia)
Argila	0,7	0,32	0,175	0,081	0,017	2	8,64E-05
Turfa	1,8	0,47	0,3	0,078	0,034	3	8,64E-04
Argila	0,85	0,45	0,212	0,112	0,011	2	8,64E-05
Turfa	1,9	0,34	0,38	0,068	0,01	3	8,64E-04

**Tabela V. 2 – Parâmetros de compressibilidade necessários para a análise numérica.**

Camadas	$\phi'$ (°)	$K_{oNC}$	$c'$ (kPa)	E (kPa)	$\nu'$	$\psi'$
Argila	18,0	0,69	5	1000	0,35	0
Turfa	15,0	0,74	4	500	0,35	0
Argila	20,0	0,66	5	2000	0,35	0
Turfa	15,0	0,74	10	1000	0,35	0

**Tabela V. 3 – Parâmetros usados para modelar o comportamento do solo.**

As Figuras V.1 a V.3 apresentam os resultados do perfil e dos parâmetros estimados para o aterro em análise, considerando os estudos geotécnicos realizados e apresentados no capítulo anterior.



**Figura V. 1 – Perfil do solo e resultados de umidade e peso específico da análise dos aterros.**

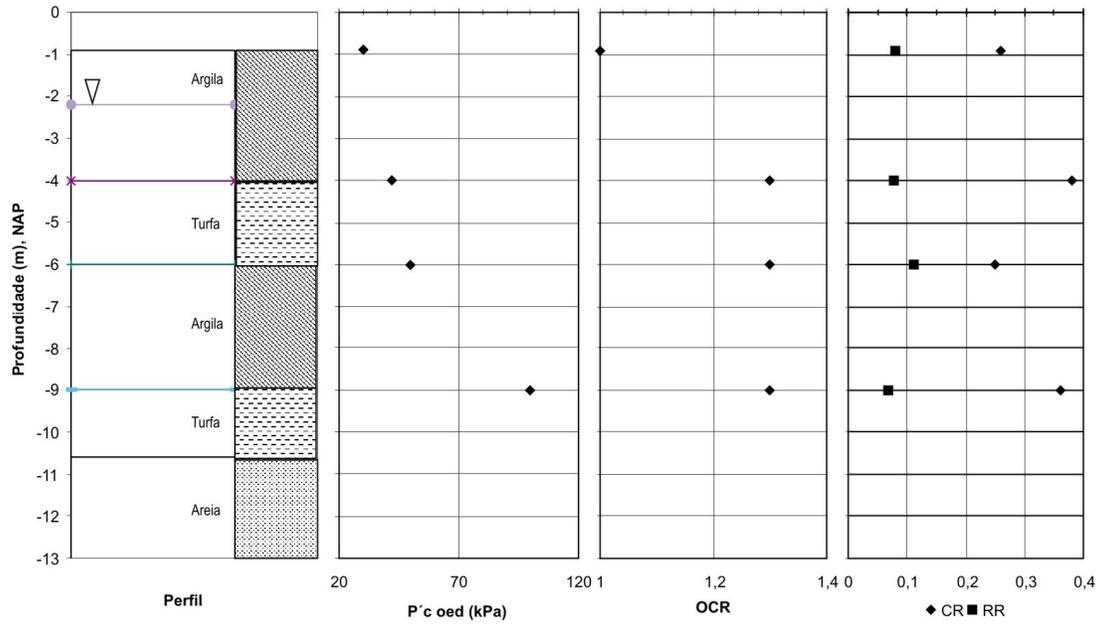


Figura V. 2– Perfil do solo,  $P'_c$ , OCR e os parâmetros de compressibilidade da análise dos aterros.

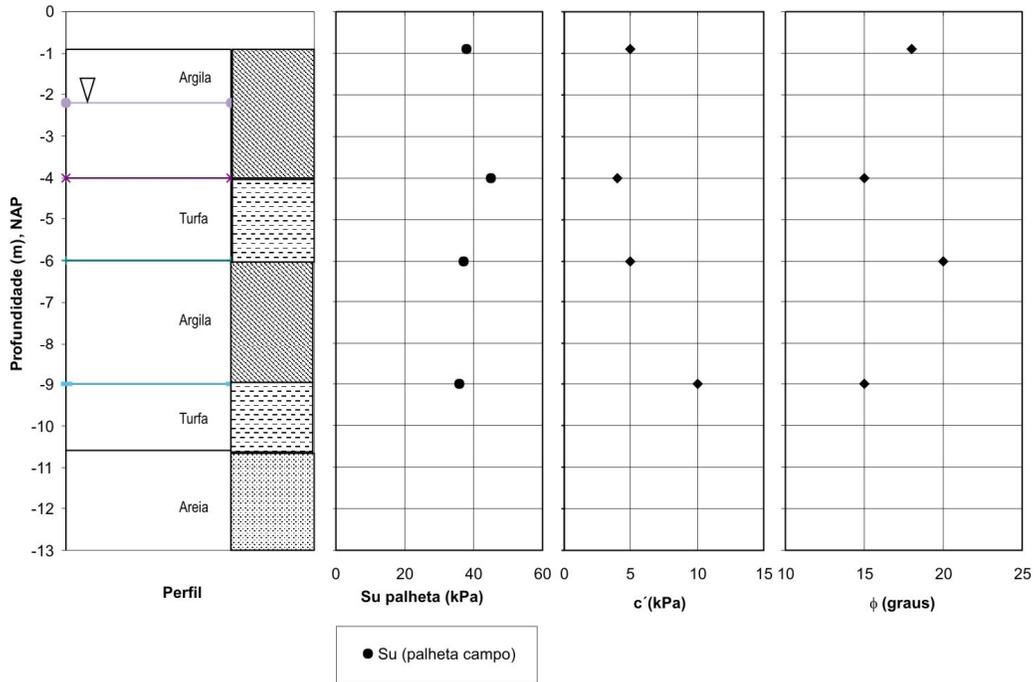
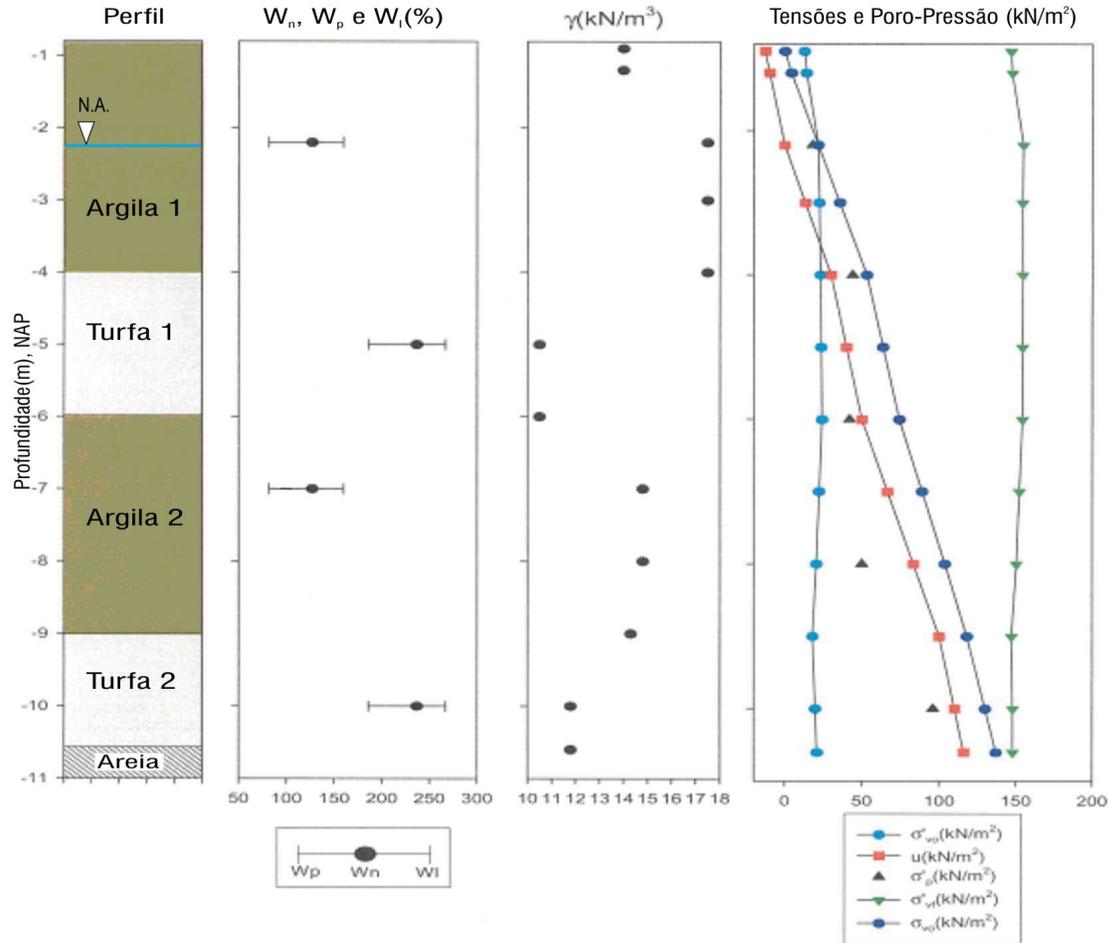


Figura V. 3– Perfil do solo e resultados de  $S_u$ ,  $c'$  e  $\phi'$  da análise dos aterros.

A Figura V.4 apresenta o perfil do solo, a umidade, os limites de Atterberg, o peso específico, as tensões e poro-pressão de cada camada, adotados na análise numérica.



**Figura V. 4– Perfil do solo, a umidade, os limites de Atterberg, o peso específico e as tensões e poro-pressão de cada camada, adotados na análise numérica.**

## V.2.2. COMENTÁRIOS DAS ARGILAS DE RECIFE

Em função dos problemas de engenharia dos solos moles foi desenvolvido pelo GEGEP-UFPE (Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies), sob a coordenação do Professor Roberto Quental Coutinho, um Banco de Dados dos Solos Moles de Recife. Este banco de dados contém informações geotécnicas de cerca de 50 locais, incluindo dois locais de pesquisa (Clube Internacional e Sesi-Ibura). A Figura V.5 apresenta a carta

de plasticidade com os resultados de ensaios de laboratório para argilas moles/médias e solos orgânicos/turfas do Recife e também os resultados do depósito de solos moles de Juturnaíba - RJ.

Nesta carta, pode ser observado que os resultados para as argilas moles de Recife estão em torno da linha A, com limite de liquidez ( $W_L$ ) variando entre 23% a 235% e o índice de plasticidade (IP) variando entre 5% e 148%. Os resultados dos solos orgânicos de Recife estão abaixo da linha A. O  $W_L$  está entre 175% e 235% e o IP entre 40% e 120% (Recife). Os valores da umidade natural encontram-se entre 18% e 215% (argilas moles/médias) e entre 180% e 800% (solos orgânicos/turfas) (COUTINHO et al., 1998a).

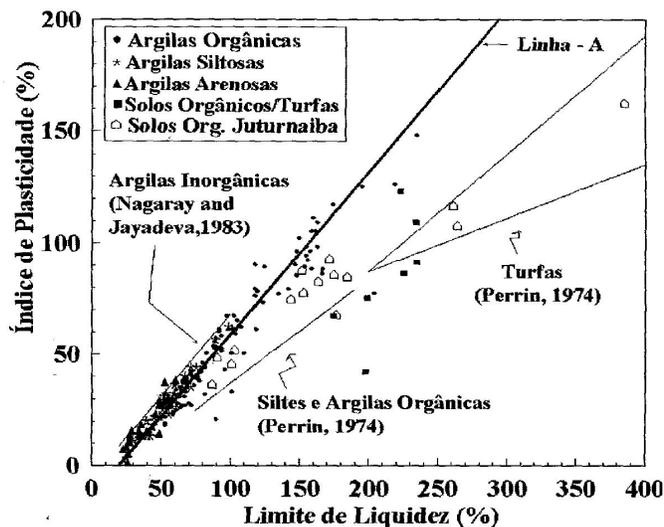


Figura V. 5 – Carta de Plasticidade – Resultados de solos moles de Recife e de Juturnaíba (COUTINHO et al., 1998a).

Fazendo alguns comentários das argilas do Recife com as argilas do aterro em análise, pode ser observado que as argilas do Clube Internacional em Recife têm algumas características semelhantes às argilas dos aterros. Nos aterros deste trabalho a umidade natural não está próxima do limite de liquidez, a mesma característica pode ser vista no depósito do clube internacional na Figura V.6a.

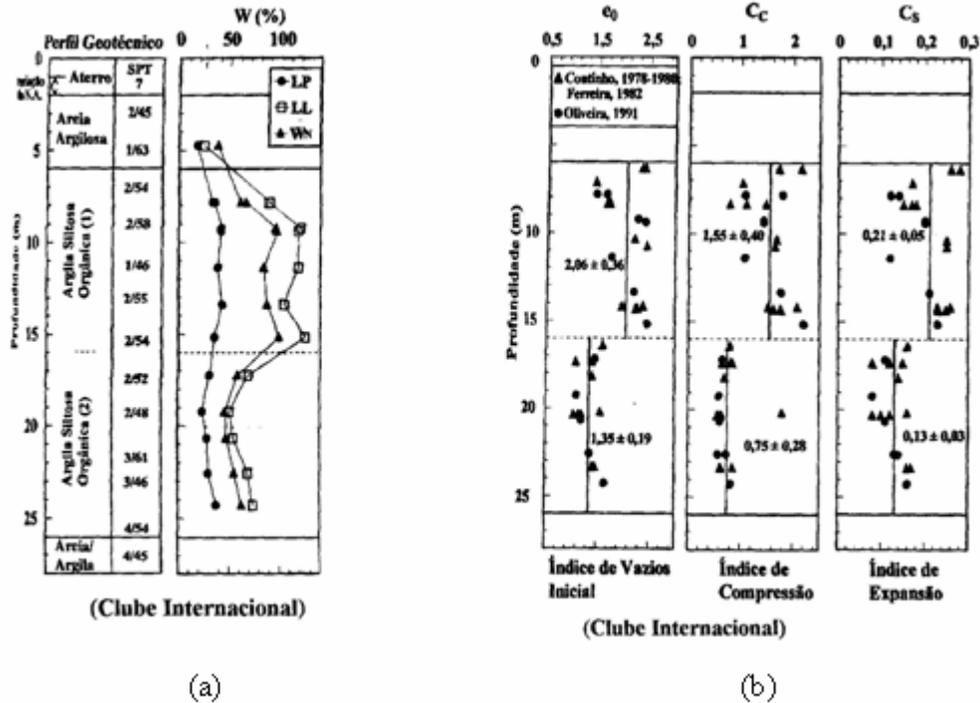


Figura V. 6 – a) Resultados da umidade e limite de Atterberg e b) Parâmetros de compressibilidade no depósito do Clube Internacional de Recife (COUTINHO e OLIVEIRA, 1997).

Em Recife, os resultados de ensaios oedométricos ao longo de diversos estudos evidenciaram que em geral as argilas moles/médias e as turfas/solos orgânicos de Recife são ligeiramente pré-adensadas ( $OCR < 3,0$ ) ou levemente normalmente consolidada ( $OCR < 1,3$ ) (COUTINHO et al., 1998). O depósito do clube internacional apresenta uma crosta pré-adensada ( $OCR$  de 1,3 a 2,9) com tendência de diminuição de  $OCR$  com a profundidade até os 11m até tornar-se basicamente normalmente adensada com  $OCR=1$ . Pode ser visto na Figura V.2 que os valores de  $OCR$  no depósito do aterro em análise variam em torno de 1,3.

A Figura V.6b apresenta os parâmetros de compressibilidade  $e_0$ ,  $C_c$ ,  $C_s$  vs. profundidade para o depósito do Clube Internacional. COUTINHO e FERREIRA (1988) comentam os valores obtidos nos ensaios oedométricos para os depósitos estudados. Os valores de índice de vazios inicial estão entre 0,5 e 5,25 (argilas moles/médias) e entre 3,45 e 14,4

(turfas/solos orgânicos). O índice de compressão ( $C_c$ ) está no intervalo entre 1,0 e 2,8 (argilas moles/médias) e entre 1,4 e 6,8 (turfas/solos orgânicos). O valor do índice de recompressão ( $C_s$ ) estão entre 0,02 e 0,46 (argilas moles/médias) e entre 0,11 e 0,85 (turfas/solos orgânicos). Para o caso do Clube Internacional, foi encontrado o índice de compressão entre 0,47 a 1,95. O índice de compressão no depósito do aterro em análise variou entre 0,27 a 1,3.

### **V.2.3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ESTIMADOS**

Os parâmetros do solo foram baseados nos parâmetros indicados nos aterros experimentais. Como era necessário para fazer a análise numérica, obter outros parâmetros que não foram divulgados no relatório do projeto, cálculos e correlações foram feitas para estimar estes parâmetros e assim se tornar possível e mais real as análises dos aterros:

- Sem técnica de melhoramento de solo
- Com a instalação dos drenos
- Com as colunas encamisadas com geotêxtil

Os parâmetros como módulo de Young drenado ( $E'$ ) e a coesão aparente ( $c'$ ) foram calculados pelos dados do solo disponíveis no projeto, demonstrado a seguir:

- Módulo de Young drenado.

Pela definição do módulo unidimensional,  $D = \frac{1}{m_v}$ , onde  $m_v$  é o coeficiente de

volume compressível  $m_v = 0,435 \frac{CR}{\sigma'_{vmed}}$ , e  $\sigma'_{vmed}$  é a média das tensões efetivas verticais

durante o carregamento.

Equacionando D com o módulo da teoria de elasticidade, tem-se então:

$\frac{E'(1-\nu')}{(1+\nu')(1-2\nu')} = 0,435 \frac{CR}{\sigma'_{vave}}$ , onde CR é o coeficiente de compressão medido,  $\nu'$  é o coeficiente de Poisson, e  $E'$  é o módulo de Young.

- Coesão Aparente

Na relação Mohr-Coulomb, a resistência ao cisalhamento não drenada  $s_u$  (*plane strain*), pode ser relacionado com os parâmetros de resistência ao cisalhamento drenada ( $c, \phi'$ ) como a seguir:

$$s_u = c' \cos \phi' + p' \sin \phi' \quad (\text{Eq. V 1})$$

Onde:

$$p' = \frac{1}{2}(1 + K_o)\sigma'_{vo}, \text{ e} \quad (\text{Eq. V 2})$$

Sendo,  $K_o$  = coeficiente em repouso

Assumindo  $S_u$  como uma medida de confiança no campo (obtido pelo ensaio de palheta de campo),  $\sigma'_{vo}$  sendo também uma medida conhecida, e  $\phi'$  tendo sido reportado pelos ensaios de laboratório (Masterbroek, 1998), tem-se então:

$$c' = \frac{s_u}{\cos \phi'} - \frac{p' \sin \phi'}{\cos \phi'} \quad (\text{Eq. V 3})$$

Após a estimativa destes parâmetros geotécnicos, foi possível fazer a análise numérica do comportamento dos aterros em questão. A Tabela V.4 apresenta as propriedades geotécnicas do material do aterro e do estrato de solo mole abaixo do aterro.

Parâmetros	Aterro	Argila 1	Turfa 1	Argila 2	Turfa 2
Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	20	17,5	10,5	14,8	11,8
Permeabilidade (m/dia)	10	8,64E-05	8,64E-04	8,64E-05	8,64E-04
Módulo de Young (kN/m <sup>2</sup> )	2,50E+04	6,50E+02	2,95E+02	6,10E+02	5,30E+02
Coefficiente de Poisson	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
Coesão (kN/m <sup>2</sup> )	1	5	4	5	10
Ângulo de Atrito (°)	35	18	15	20	15
Ângulo de dilatação (°)	0	0	0	0	0

**Tabela V. 4 – Propriedades geotécnicas do material do aterro e do estrato de solo mole abaixo do aterro.**

### V.3. METODOLOGIA DA ANÁLISE

#### V.3.1. INTRODUÇÃO

Nesta parte do capítulo é apresentada a metodologia de análise, onde os cálculos unidimensionais são feitos para servir de comparação com a análise numérica. O programa de elementos finitos Plaxis foi usado para obter a análise bidimensional dos aterros em questão.

#### V.3.2. CÁLCULOS UNIDIMENSIONAIS

As análises de tensões elásticas foram usadas para estimar tensões verticais efetivas no terreno devido à sobrecarga do aterro no nível do terreno. Os cálculos abaixo foram baseados nos resultados encontrados pelos ensaios executados nos aterros experimentais. A Tabela V.5 apresenta as tensões na região do projeto e a Tabela V.6 mostra as tensões verticais devido à construção do aterro baseado na teoria da elasticidade.

Cota (m)	Camada	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$u(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_{vo}(\text{kN/m}^2)$	$\sigma'_{vo}(\text{kN/m}^2)$	$\sigma'_p(\text{kN/m}^2)$ - lab
-0,9	Argila 1	14	-12,7	0	12,7	
-1,2	Argila 1	14	-9,81	4,2	14,1	
-2,2	Argila 1	17,5	0	21,7	21,7	18
-3	Argila 1	17,5	13,3	35,7	22,4	
-4	Argila 1	17,5	30	53,2	23,2	44
-5	Turfa 1	10,5	40	63,7	23,7	
-6	Turfa 1	10,5	50	74,2	24,2	42
-7	Argila 2	14,8	66,6	89	22,4	
-8	Argila 2	14,8	83,3	103,8	20,5	50
-9	Argila 2	14,8	100	118,1	18,1	
-10	Turfa 2	11,8	110	129,9	19,9	96
-10,6	Turfa 2	11,8	116	136,98	20,98	

**Tabela V. 5 – Tensões na região do projeto**

$\delta\sigma'_f(\text{kN/m}^2)$ -1D		$\sigma'_f(\text{kN/m}^2)$ -1D		$\delta\sigma'_f(\text{kN/m}^2)$ -2D		$\sigma'_f(\text{kN/m}^2)$ -2D	
Baixo	Alta	Baixo	Alta	Baixo	Alta	Baixo	Alta
20	134	20	134	33,1	133,8	45,8	146,5
20	134	20	134	34,3	133,4	48,3	147,4
20	134	20	134	35,5	133,0	57,2	154,7
20	134	20	134	36,5	131,9	58,9	154,3
20	134	20	134	38,9	131,2	62,1	154,4
20	134	20	134	42,6	130,6	66,3	154,3
20	134	20	134	46,3	130,1	70,5	154,3
20	134	20	134	48,9	129,9	71,3	152,3
20	134	20	134	51,4	129,8	71,9	150,3
20	134	20	134	53,8	129,0	71,9	147,1
20	134	20	134	54,8	128,0	74,7	147,9
20	134	20	134	55,9	126,9	76,9	147,9

**Tabela V. 6 – Tensões verticais devido à construção do aterro baseado na teoria da elasticidade.**

Para o caso do aterro sem técnica de melhoramento de solo, o recalque total unidimensional foi calculado somando com o recalque elástico, o primário e o secundário, dividindo o solo em quatro camadas usando os parâmetros citados nas tabelas anteriores. A Tabela V.7 sintetiza os cálculos do recalque unidimensional para a parte alta do aterro, mostrando que o recalque aproximado de 1,50 m iria precisar de mais de oito anos para ocorrer.

<b>1-D Aterro Alto</b>							
$\mu_o$	$\mu_i$	$q(\text{kN/m}^2)$	B(m)	$E_{av}(\text{kPa})$	$\rho_e(\text{m})$		
1	0,1	134	35	1500	0,312		
Camada	CR	RR	espessura(m)	$\sigma'_{vo}(\text{kN/m}^2)$	$\sigma'_{vf}(\text{kN/m}^2)$	$\sigma'_{vp}(\text{kN/m}^2)$	$\rho_p(\text{m})$
Argila	0,175	0,08	3,1	21,7	121,7	31	0,360
Turfa	0,3	0,078	2	23,7	123,7	42	0,320
Argila	0,212	0,112	3	22,4	122,4	50	0,365
Turfa	0,38	0,068	1,6	19,9	119,9	96	0,133
							1,179
Camada	Espessura(m)	$H_d$	$c_v(\text{m}^2/\text{ano})$	$t_p(\text{anos})$			
Argila	6,1	5,55	3	8,66			
Turfa	3,6						
Camada	$c_\alpha$	$e_o$	Espessura(m)	t(anos)	$t_p(\text{anos})$	$\log t/t_p$	$\rho_s(\text{m})$
Argila	0,017	3,0	3,1	30	8,66	0,540	0,011
Turfa	0,034	5,0	2,0	30	8,66	0,540	0,016
Argila	0,011	3,0	3,0	30	8,66	0,540	0,007
Turfa	0,01	4,0	1,6	30	8,66	0,540	0,005
							0,041
$\rho_t(\text{m})=\rho_e\rho_p\rho_s=$		1,532					

**Tabela V. 7– Cálculos de recalque unidimensional para a seção alta do aterro sem melhoramento de solo.**

A altura do aterro assumido para os cálculos foi de 6,7m e o peso específico do aterro usado foi  $\gamma_{\text{aterro}} = 20 \text{ kN/m}^3$  e o coeficiente de permeabilidade  $k = 8\text{-}10\text{m/dia}$  (informações adquiridas através do engenheiro responsável pela obra Robert F. Woldringh).

### **V.3.3. CÁLCULOS BIDIMENSIONAIS**

Os cálculos unidimensionais sugeriram um recalque total aproximado de 1,50 m em mais de oito anos para o caso do aterro sem técnica de melhoramento de solo. As análises bidimensionais deste mesmo aterro foram estudadas usando o programa de elementos finitos. Em ordem de prover cálculos bidimensionais e obter resultados das análises em toda a fundação, é necessário ter como ferramenta o uso do programa de elementos finitos, neste estudo foi usado o programa Plaxis. Como uma das ferramentas do Plaxis, o programa de elementos finitos pode também levar em conta o adensamento real ocorrido durante as fases de construção do aterro. Durante o processo de dissipação do excesso de poro-pressão, o solo obtém a resistência necessária para continuar o processo de construção por etapas.

O Plaxis é um programa de elementos finitos onde abrange análises bi-dimensionais de deformações e estabilidades em obras geotécnicas. Muitos modelos avançados são encontrados no programa a fim de obter simulações para vários comportamentos de solos e rochas como também procedimentos especiais para tratar com situações de poro-pressão hidrostática e não-hidrostática do solo. Como muitos projetos de geotecnia envolvem interação solo/estrutura, Plaxis é um programa indicado para lidar com as complexidades encontradas na obras geotécnicas. Os principais aspectos do programa consistem em quatro fases como as informações de entrada, o comportamento do solo, os cálculos e por fim os resultados.

### V.3.3.1. MODELO DA ANÁLISE

Esta parte detalha a análise numérica usando o programa de elementos finitos Plaxis para a fase de adensamento dos aterros sobre solos moles. A Figura V.7 ilustra a secção transversal dos aterros usada nas análises numéricas. O aterro consiste em 46 m de largura e 6,7 m de altura com uma inclinação de 3:1(v:h). O aterro é composto por areia compactada. O subsolo consiste em 9,7 m de solo mole dividido em quatro camadas. A camada de areia artesiana abaixo do estrato de solo mole não está inclusa no modelo, mas é tratada como uma base rígida com carga piezométrica prescrita de  $H=+1,25$  m. O modelo de cálculo contempla que a linha freática coincida com o nível do terreno original, e os cálculos da carga total foram baseados no resultado do piezômetro que está localizado no topo da camada de areia, abaixo do estrato de solo mole. Inicialmente (antes da construção) este modelo assume o fluxo no sentido para cima pela camada mole de argila e turfa.

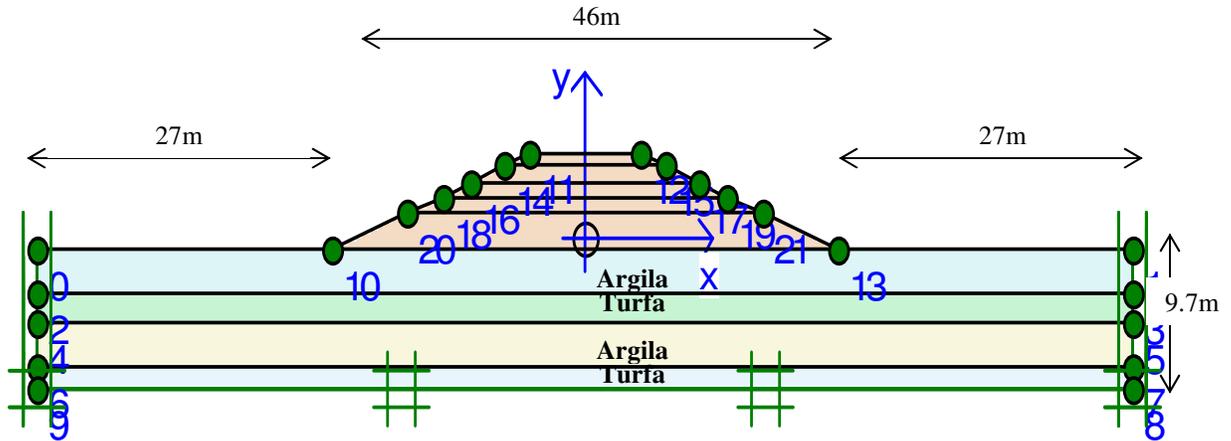


Figura V. 7. – Seção transversal do aterro sobre solos moles no Plaxis.

No início, o aterro não deve estar presente nos cálculos no sentido de gerar as condições iniciais. Os valores sugeridos de  $K_0$  nas camadas foram calculados baseados em

$$K_0 = (1 - \sin \phi').OCR^{\sin \phi'} \quad (\text{Eq. V 4}).$$

A poro-pressão foi calculada pelos resultados dados nos piezômetros instalados no topo da camada de areia. Os piezômetros fornecem a carga total no topo da camada de areia (+1,25m) e a condutividade hidráulica nas camadas de argila e turfa são de  $k=8,64 \times 10^{-5}$  m/dia e  $8,64 \times 10^{-4}$  m/dia, respectivamente. Após algumas análises, foi visto que existe uma perda mínima de carga na camada de turfa e uma perda de carga na camada de argila de 0,72m/m. A Figura V.8 resume as tensões efetivas iniciais e as cargas piezométricas no modelo de elementos finitos Plaxis.

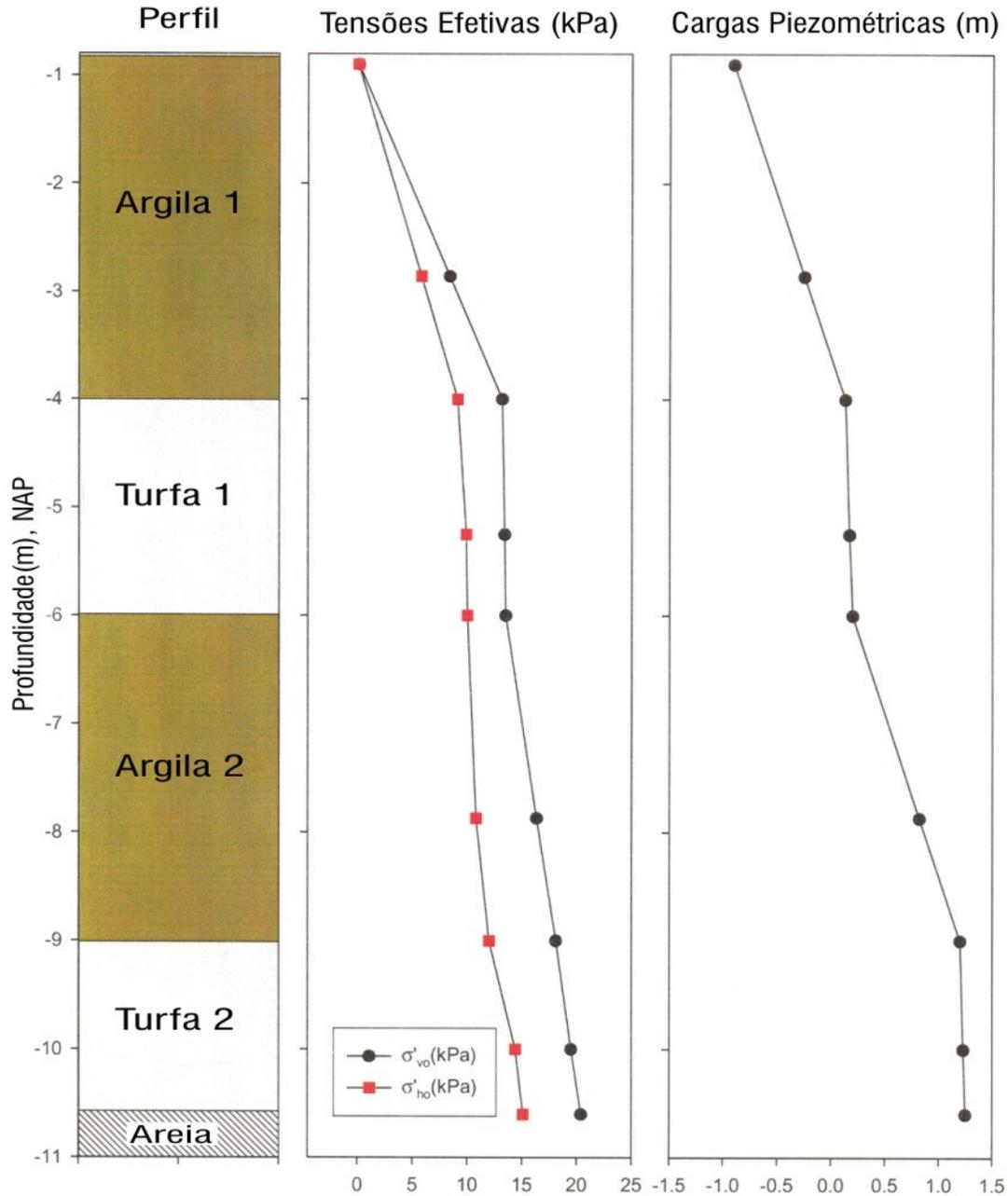
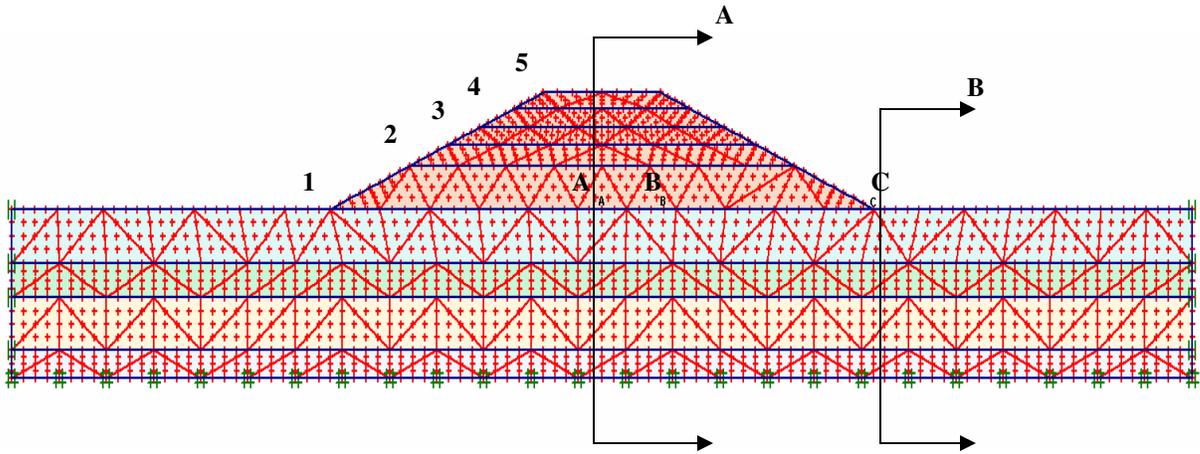


Figura V. 8– Tensões efetivas iniciais e as cargas piezométricas no modelo de EF.

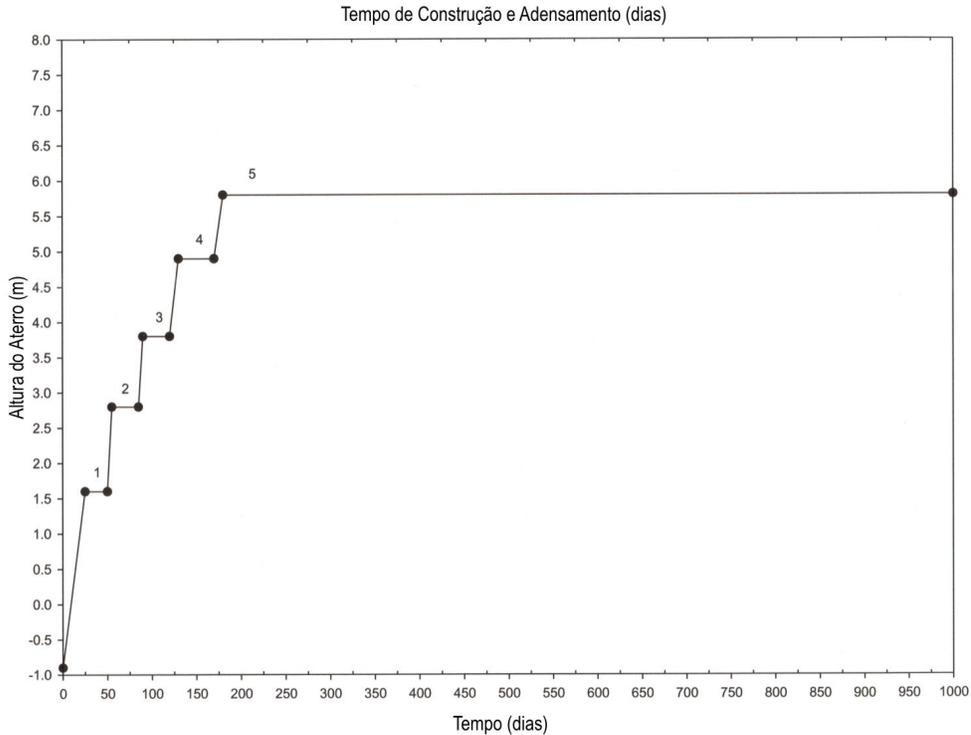
O aterro experimental foi analisado como modelo de elementos finitos de deformação plana usando elementos triangulares de 15 nós (deformação cúbica). As fronteiras laterais são demarcadas por 27m do aterro onde as deformações são esperadas para serem negligíveis, as fronteiras laterais são especificadas como fronteiras de fluxo fechado,

assim impondo as condições de fluxo unidimensionais longe do aterro. A Figura V.9 apresenta a malha gerada pelo programa de elementos finitos com as localizações de três pontos de referência na superfície da seção transversal.



**Figura V. 9– Malha de elementos finitos gerada e a localização de três pontos de referência na superfície da seção transversal.**

A construção do aterro foi simulada em cinco estágios se baseando na referência do aterro experimental do projeto (HW1). A Figura V.10 mostra que a drenagem parcial foi modelada durante cada fase do aterro (usando incremento de tempo especificado para sobrecarga) com fases intervenientes de adensamento (não existindo mudança na altura do aterro).



**Figura V. 10 -Tempo de construção e adensamento versus Altura do aterro.**

FOOT e LADD (1981) citam da ocorrência do recalque devido ao “creep” não-drenado da argila, ou seja, a deformação lateral da argila resultante das tensões cisalhantes aplicadas nos primeiros estágios do adensamento pode continuar ocorrendo por longo tempo após a carga ser aplicada.

O comportamento do aterro citado em longo prazo foi examinado para permitir proceder ao adensamento até atingir o mínimo de poro-pressão excessiva,  $\Delta u=1 \text{ kN/m}^2$ . Nesta análise não foi considerada o adensamento secundário, portanto não simulou as propriedades do “creep” nas camadas de argila e turfa.

As propriedades consideradas na análise dos diferentes tipos de solos, onde cinco materiais foram criados (aterro e quatro camadas de solo mole) são o modelo do material e o tipo de comportamento. Neste caso, o modelo de material usado foi o modelo simples

de Mohr-Coulomb que é baseado em parâmetros do solo que são bem conhecidos na prática da engenharia geotécnica e é muito usado para simular situações reais.

O tipo do comportamento “não drenado” foi colocado para as camadas de argila e turfa com o sentido de simular o excesso de poro-pressão devido à construção do aterro por etapas. Para o material do aterro foi considerado o comportamento tipo drenado.

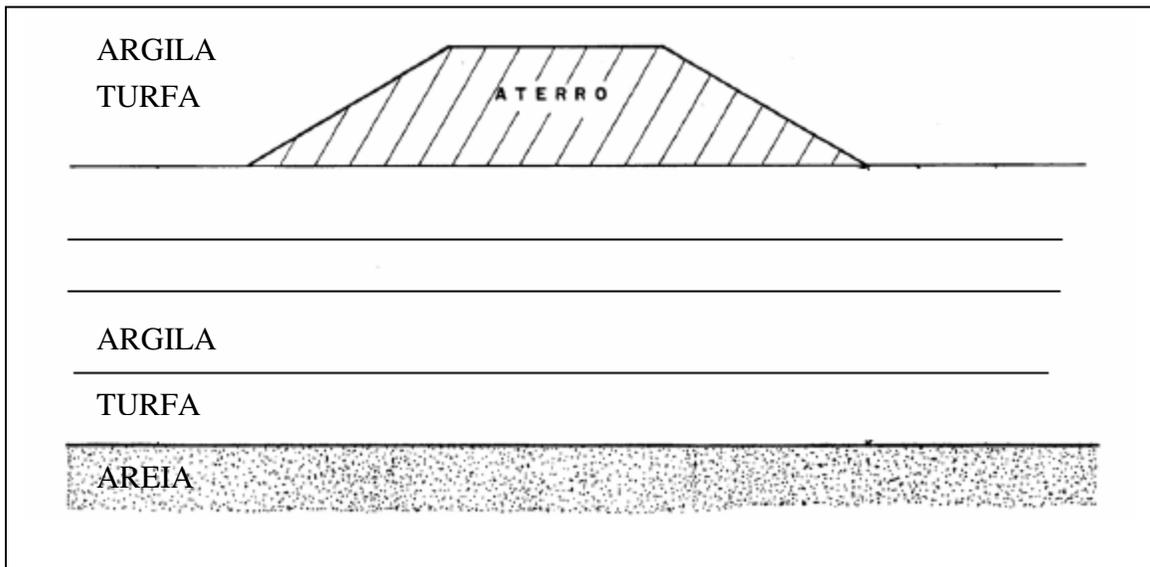
## **V.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ATERROS**

### **V.4.1. INTRODUÇÃO**

Os métodos de elementos finitos (MEF) têm contribuído muito na engenharia geotécnica resultando em um grande desenvolvimento nos trabalhos de previsão e análise de comportamento. Um dos fatores que mais contribuíram para este desenvolvimento é que o MEF permite implantar a verdadeira geometria do problema, a estratificação da fundação, a interação entre o aterro e a fundação e o comportamento não-linear e anisotrópico da argila.

Nesta parte do capítulo, serão apresentadas as análises e avaliações realizadas referentes ao comportamento da poro-pressão, deslocamentos verticais e deslocamentos horizontais dos três aterros: (1) aterro sem técnica de melhoramento de solo, (2) aterro com drenos verticais e (3) aterro com colunas encamisadas com geotêxtil. Através da análise de um aterro hipotético sem técnica de melhoramento de solo e dos resultados medidos em campo e modelados pelo programa de elementos finitos *Plaxis* dos dois aterros experimentais usados como técnica de melhoramento de solo no projeto *No Recess* foi possível analisar as vantagens e limitações das mesmas. As análises feitas pelo *Plaxis* foram do tipo “C”, ou seja, as comparações foram feitas após os resultados das medições de campo em apenas alguns pontos e não em toda a massa da fundação. O principal objetivo do acompanhamento das análises dos aterros foi à avaliação da eficiência das técnicas adotadas no propósito de melhorar o solo através da aceleração dos recalques como também pela transferência de carga para a camada de maior resistência.

A Figura V.11 apresenta a geometria e o perfil do solo correspondente a parte alta do aterro. O aterro usado na análise consiste de 46 m de largura e 6,7 m de altura com um talude de inclinação 3:1(v:h). O material do aterro é areia e o estrato de solo mole abaixo do aterro é dividido em quatro camadas sendo argila, turfa, argila e turfa. Abaixo do solo mole existe uma camada de areia artesiana que não está inclusa na análise, mas foi tratada como uma base rígida com carga piezométrica prescrita de  $H=+1,25$  m. Inicialmente o modelo assume o fluxo no sentido para cima pelo estrato de solo mole.



**Figura V. 11– Definição da geometria e perfil do solo.**

## **V.4.2. ATERRO SEM TÉCNICA DE MELHORAMENTO DE SOLO**

### **V.4.2.1. PORO-PRESSÃO**

A análise do aterro hipotético simula uma situação de como seria o comportamento do aterro sem técnica de melhoramento de solo. Com isto, cria parâmetros para a comparação com as técnicas adotadas no trabalho.

Após a definição dos parâmetros foi possível à análise pelo programa de elementos finitos Plaxis. A Figura V.12 apresenta o resultado da análise de poro-pressão no final da construção. A secção transversal do aterro, através da escala de cores apresenta os valores encontrados de excesso de poro-pressão no final da construção em toda a fundação mole.

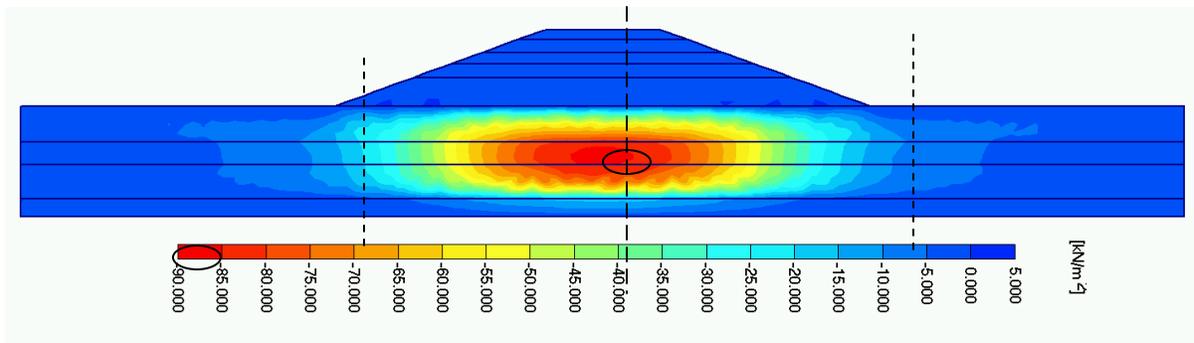
A escala de cores mostra que o maior excesso de poro-pressão se concentrou no centro da fundação, obtendo o valor de 87,00 kN/m<sup>2</sup>. A razão  $100\% - \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v}$  sugere quanto adensamento ocorreu durante a construção. Isto mostra um adensamento da ordem de 35% durante o tempo de construção, indicando que ocorreu uma drenagem parcial.

$$\Delta u = 87,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta \sigma_v = \gamma_t H_{\text{aterro}} = 20 \times 6,7 \text{ m} = 134,00 \text{ kN/m}^2, \text{ portanto;}$$

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v} = \frac{87}{134} = 65\%; \quad (\text{Eq. V 5})$$

$$U(\%) = 100 - \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v} = 35\% \quad (\text{Eq. V 6})$$

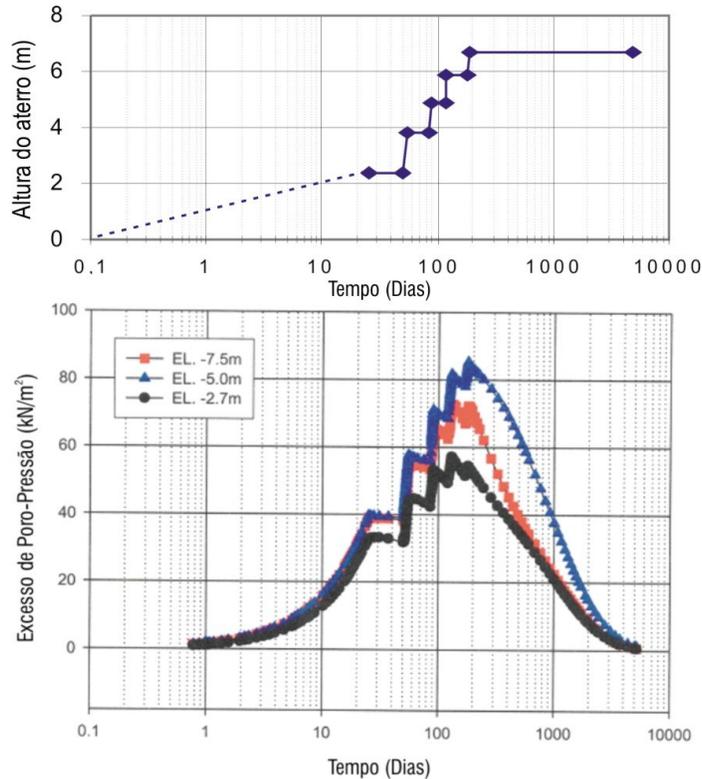


**Figura V. 12– Excesso de poro-pressão no final da construção na fundação mole**

A Figura V.12 possibilita a visualização do excesso de poro-pressão ao longo de todo o aterro. Analisando a figura, observa-se que a tendência é diminuir o excesso de poro-pressão do centro na direção do pé do aterro, encontrando no pé do aterro um valor entre 10 a 15  $\text{kN/m}^2$ . Também é possível analisar a dissipação ao longo da linha do centro do aterro. A tendência na direção para baixo quanto para cima é que ocorra maior dissipação que no centro do aterro.

A Figura V.13 apresenta o excesso de poro-pressão versus tempo em relação às etapas de carregamento do aterro modelado pelo Plaxis ao longo do eixo central do aterro. A figura mostra o comportamento numérico nas três cotas, -2,7 m, -5,0 m e -7,5 m. A figura também mostra que ocorre o aumento do excesso de poro-pressão à medida que existe o carregamento, mostrando uma queda quando ocorre a paralisação do carregamento. Através da Figura V.13 é visto que na cota -5,0 m foi encontrado maior excesso de poro-pressão que nas cotas -7,5 m e -2,7 m, pois é a cota mais próxima do centro do aterro. O menor valor encontrado foi na cota mais superficial, -2,7 m, ou seja, onde ocorreu maior drenagem.

O maior valor de excesso de poro-pressão ocorreu no final da construção por volta de 180 dias, após este período a tendência foi diminuir chegando a valores perto de zero. Por volta de 5.000 dias, entende-se que houve a dissipação quase total da poro-pressão e foi encontrado o tempo final de adensamento.



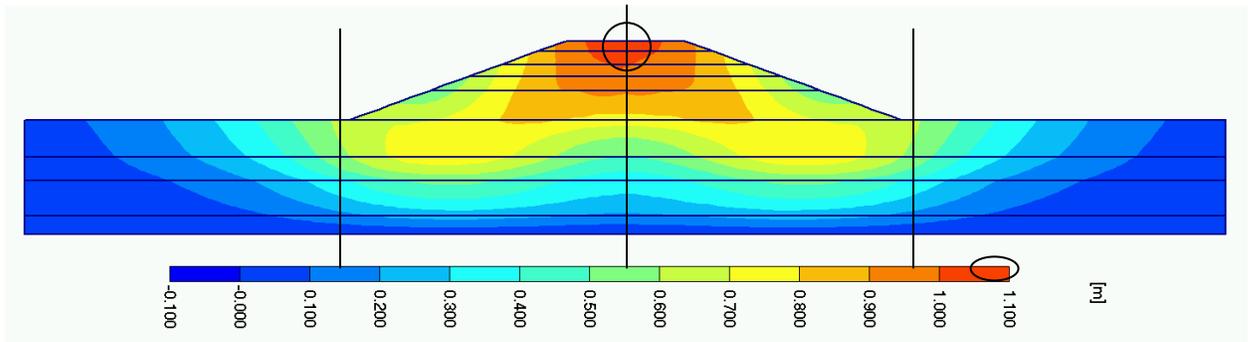
**Figura V. 13. – A relação do excesso de poro-pressão vs. tempo em relação às etapas de carregamento do aterro sem melhoramento de solo.**

#### V.4.2.2. DESLOCAMENTOS VERTICAIS (RECALQUES)

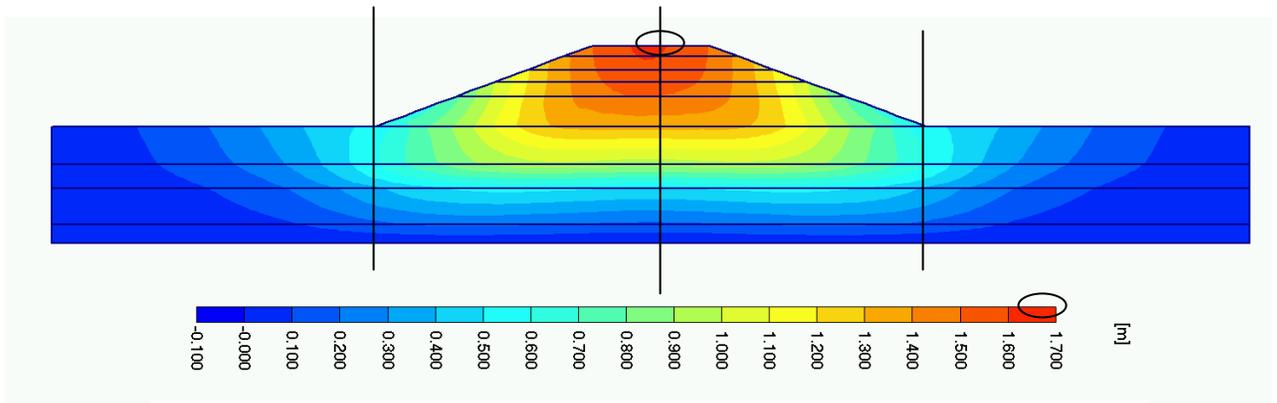
As Figuras V.14 e V.15 apresentam através da escala de cores, os resultados do Plaxis ao longo da secção transversal do aterro. Através da escala de cores, é visto que ocorreu o maior recalque na superfície do aterro na linha do centro. As Figuras V.14 e V.15 mostram nitidamente que os recalques da superfície original e do aterro aumentam significativamente durante a última fase devido à dissipação de todo o excesso de poro-pressão, causando assim adensamento do solo. Isto indica que embora ocorra o adensamento devido ao intervalo de tempo necessário para a construção do aterro, ainda existe uma grande parcela de recalque ocorrendo na fase de adensamento.

O maior valor do recalque encontrado no final da construção na superfície do aterro foi de 1,04 m e de 1,62 m para o recalque total na fase de adensamento. Este resultado

mostra uma diferença pequena na ordem 8% entre os cálculos unidimensionais e a análise bidimensional. As Figuras V.14 e V.15 também apresentam recalques no pé do aterro no final da construção na ordem de 0,60 m a 0,70 m, e recalques em torno de 0,50 m na fase de adensamento.

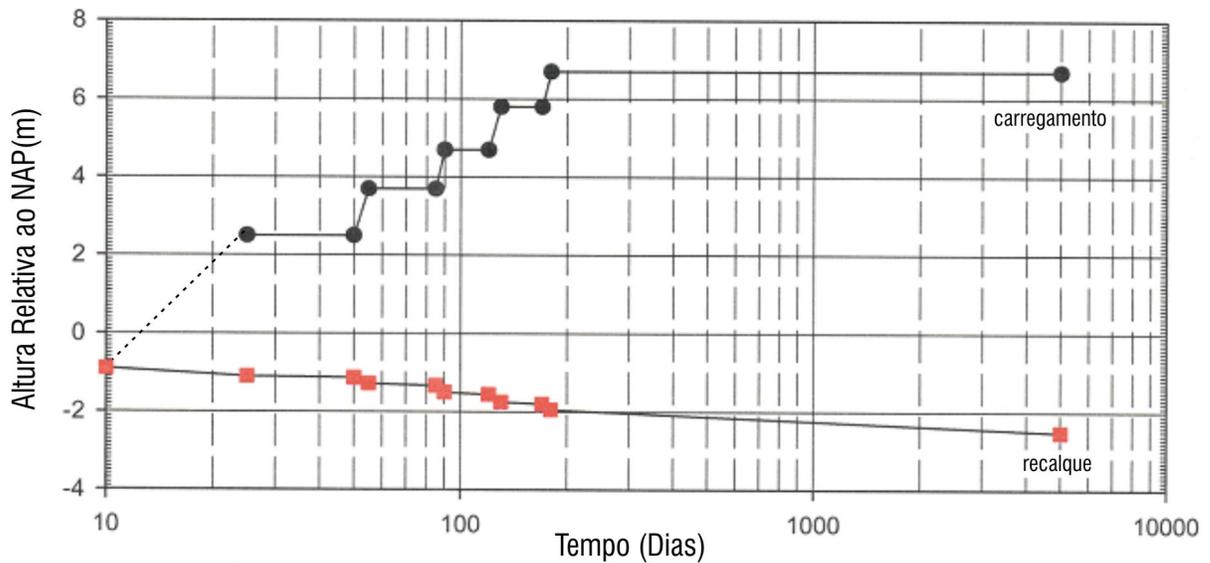


**Figura V. 14 – Recalque máximo total no final da construção na fundação mole.**



**Figura V. 15 – Recalque total após a fase de adensamento na fundação mole.**

A Figura V.16 ilustra a seqüência de carga usada para a análise do método de elementos finitos e o comportamento do recalque versus tempo na linha de centro do aterro. Pode-se extrair da figura que mesmo sem mais ocorrer carregamento, ainda estava ocorrendo recalque por volta de 5.000 dias.



**Figura V. 16 – Recalque e carregamento vs. tempo para o aterro sem melhoramento de solo na linha do centro do aterro.**

#### V.4.2.3. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

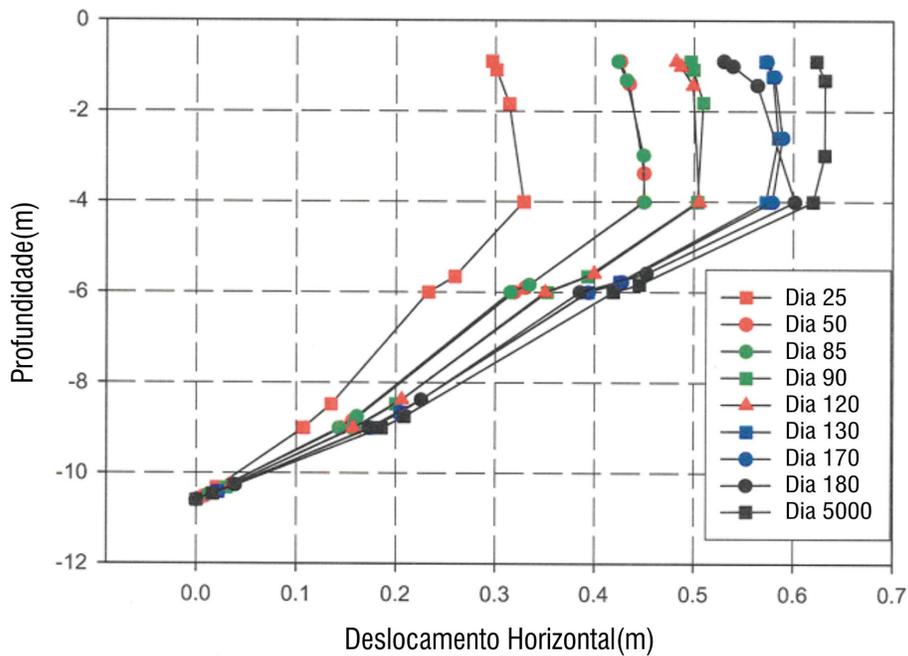
A distribuição do deslocamento horizontal com a profundidade corresponde à vertical sob o pé do aterro e está apresentada na figura V.17. A distribuição parece apresentar-se razoavelmente estacionária nos trechos da fundação levemente normalmente adensada. O comportamento apresentado de certa forma está em acordo com o preconizado pelos autores.

Pode ser visto através da Figura V.17 que a tendência é aumentar o deslocamento à medida que vai ocorrendo adensamento. Os maiores deslocamentos ocorreram durante a construção. Após o final da construção, pode-se registrar uma grande redução na magnitude dos deslocamentos horizontais.

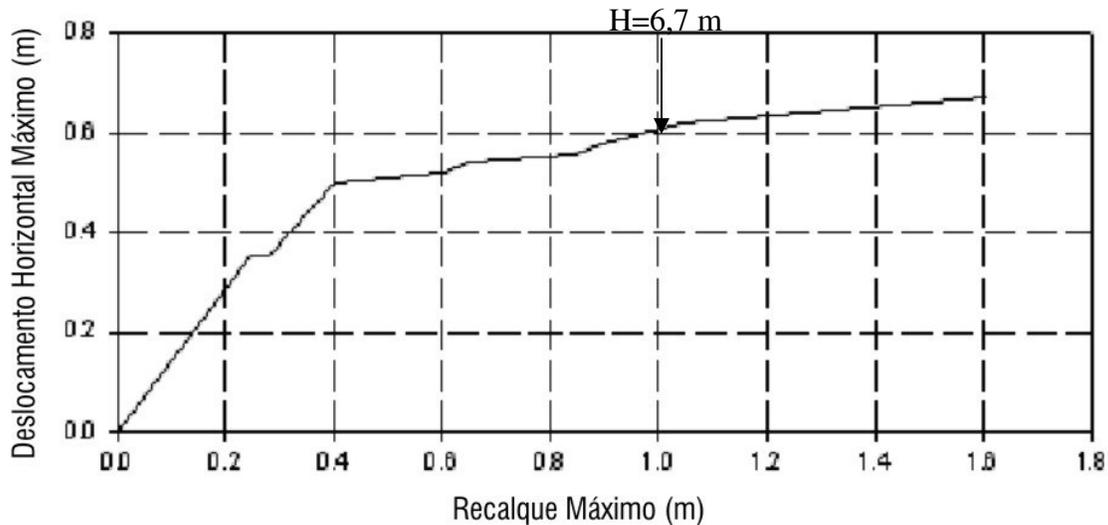
Durante a fase de construção, o deslocamento horizontal encontrado foi da ordem de 0,6 m e na fase de adensamento encontrou-se valores correspondentes a menos de 10% dos

valores dos deslocamentos horizontais durante a construção. É visto também que os maiores deslocamentos horizontais ocorreram por volta da cota -4 m, onde se encontra a transição da camada de argila para a camada de turfa.

A Figura V.18 ilustra a relação entre o deslocamento horizontal máximo sob o pé do aterro e o recalque máximo no centro do aterro. Pode ser visto pela Figura V.18 que praticamente houve um comportamento não drenado em todo o período de construção do aterro. Na fase de adensamento, o comportamento se tornou parcialmente drenado. A proposta de TAVENAS (1979) defende a existência de um comportamento parcialmente drenado ainda durante a fase de construção. No período de construção encontra-se uma relação entre o deslocamento horizontal máximo e o recalque máximo de  $\Delta Y_m = 1,5 \cdot \Delta S$ .



**Figura V. 17 – Deslocamento horizontal sob o pé do aterro para o caso do aterro sem melhoramento de solo.**



**Figura V. 18 – Relação entre o deslocamento máximo horizontal e o recalque máximo para o aterro sem melhoramento de solo**

#### **V.4.3. ATERRO COM DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS**

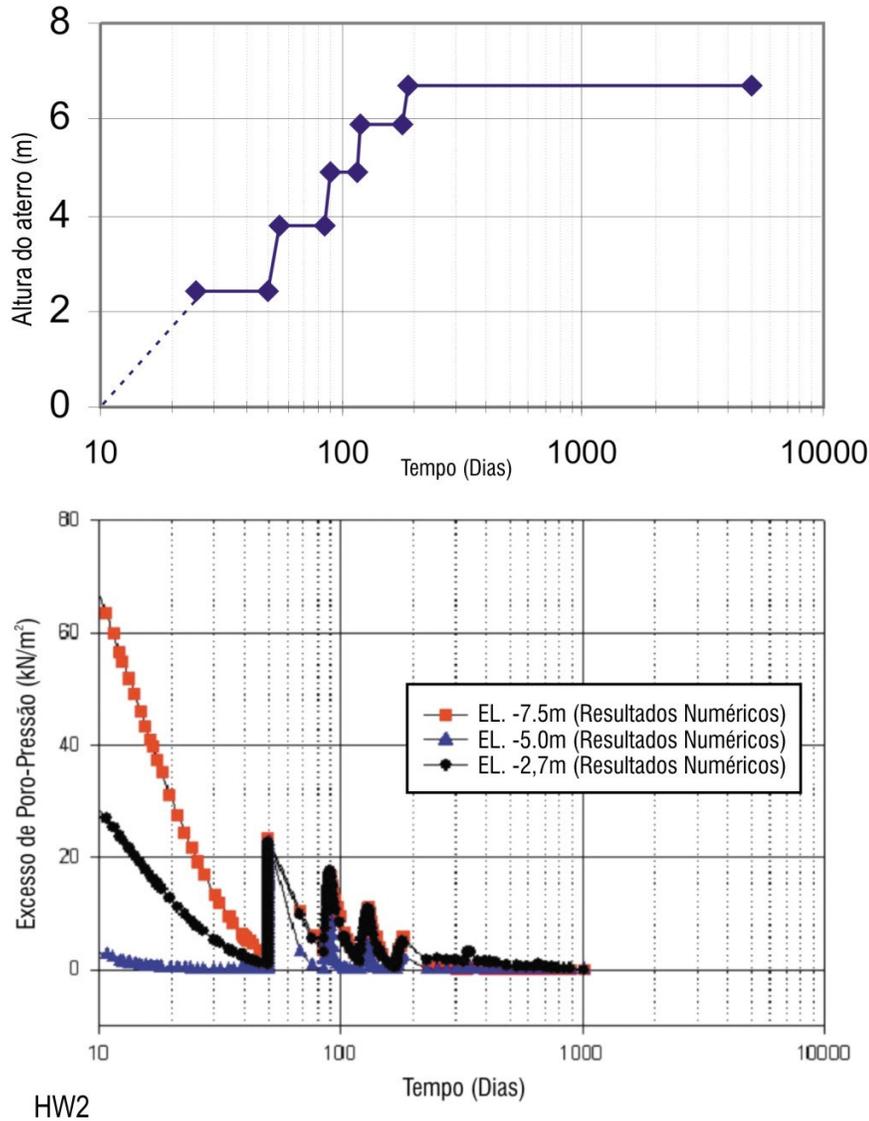
O adensamento primário de solos moles compressíveis pode ocorrer por um longo tempo, depende do caminho da drenagem. No local da obra do *Hoeksche Waard*, encontrou-se a altura de drenagem  $H_d = 5,55\text{m}$ , portanto 90% do adensamento levará oito anos e oito meses para atingir o fim do adensamento primário. O propósito da instalação dos drenos verticais foi acelerar o adensamento primário. Quando o solo tem características de um solo estratificado, tendo uma permeabilidade maior na direção horizontal que na vertical, os drenos verticais são mais eficientes. As propriedades de engenharia e os parâmetros de projeto usados para o modelo de análises de elementos finitos *Plaxis* nesses dois casos foram iguais ao caso do aterro sem técnica de melhoramento de solo.

##### **V.4.3.1. PORO-PRESSÃO**

A Figura V.19 apresenta os resultados do excesso de poro-pressão versus tempo com relação à altura ao longo do eixo central do aterro. Os resultados numéricos foram

extraídos das mesmas cotas que o aterro anterior, -2,7 m, -5,0 m e -7,5 m. No caso dos drenos verticais, o maior excesso de poro-pressão ocorreu durante o início da construção. Os drenos foram colocados 1m acima da camada de areia devido à pressão artesianas existente, que foi modulada como uma base rígida no Plaxis.

O comportamento inicial até os primeiros 50 dias mostra um excesso de poro-pressão maior na cota -7,5 m na ordem de  $60 \text{ kN/m}^2$ , isto pode ter sido devido a alguma falha na modelagem. Após esta fase inicial os valores tornam-se bem semelhantes aos valores do excesso de poro-pressão nas cotas -7,5 m e -2,7 m. Os resultados na cota -5,0 m apresentaram menor excesso de poro-pressão. A Figura V.19 mostra que houve drenagem quase total no período da construção, restando pouco excesso de poro-pressão a se dissipar durante a fase de adensamento. A figura mostra que o tempo final de adensamento foi em torno de 1.000 dias para o caso dos drenos verticais.



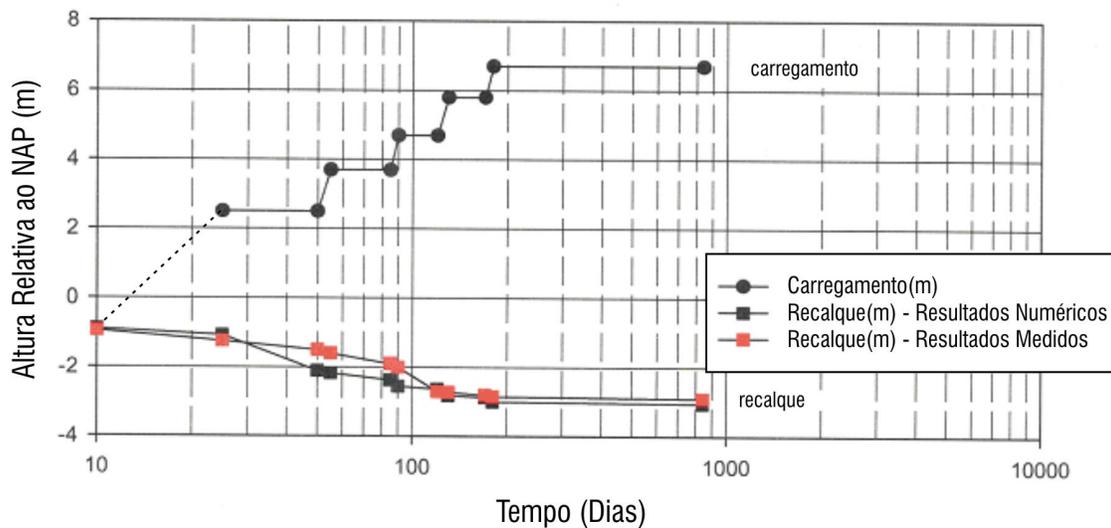
**Figura V. 19 – Excesso de poro-pressão nas três cotas no aterro com drenos verticais.**

#### V.4.3.2. DESLOCAMENTOS VERTICAIS (RECALQUES)

A Figura V.20 apresenta a seqüência de sobrecarga imposta e o recalque na linha de centro do aterro com drenos verticais pré-fabricados. Através dos resultados encontrados na Figura V.20 pode ser observado um comportamento similar entre os resultados numéricos e medidos em campo. Entende-se pelos resultados da análise que os drenos aceleraram a dissipação ocorrendo o recalque em menor tempo relativo ao caso anterior.

Pode ser observado que ocorreu quase todo o recalque durante a fase de construção, por volta dos 180 dias. Na fase de adensamento, o recalque se comportou quase estavelmente.

O deslocamento vertical total encontrado para o aterro com drenos verticais pelo modelo de elementos finitos foi de 2,15 m. O recalque modelado no *Plaxis* na Figura V.20 mostra a concordância com o medido em campo. Esta magnitude do recalque nos primeiros quatro meses é devido aos drenos que ajudaram a acelerar a dissipação da poro-pressão, consequentemente acelerou a taxa de recalque.



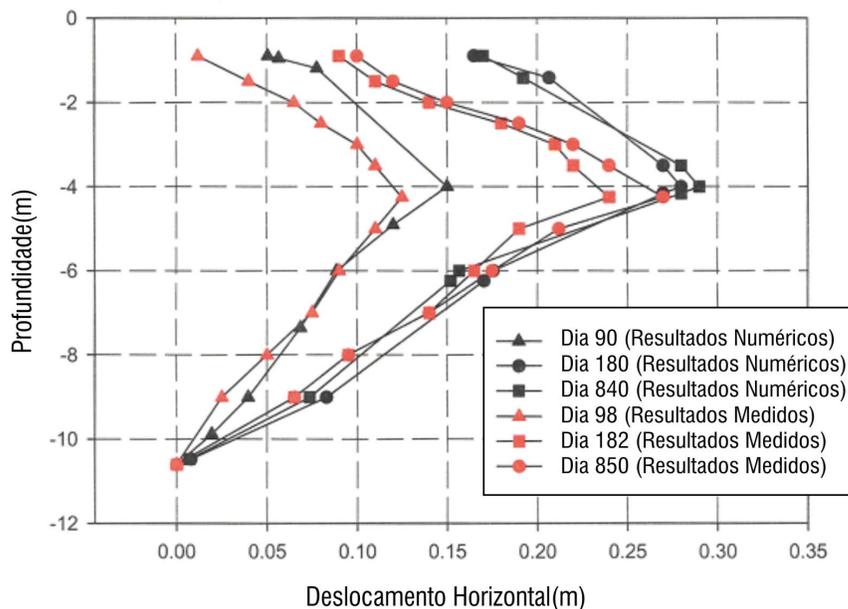
**Figura V. 20 - Sobrecarga versus tempo e os resultados numéricos dos recalques e os medidos em campo do aterro com drenos verticais**

#### V.4.3.3. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

O comportamento do deslocamento horizontal com a profundidade correspondente à vertical no pé do aterro e está apresentado na Figura V.21. O deslocamento horizontal modelado no *Plaxis* não está exatamente de acordo com os mesmos dias que os resultados medidos em campo. Mesmo que esta diferença não seja grande, pode ter influenciado para apresentar certa divergência entre os resultados previstos e os medidos em campo.

A Figura V.21 mostra que o maior deslocamento horizontal por volta da cota -4,0m, onde os valores são da ordem de 0,28 m. O comportamento analisado pelo Plaxis mostra que não ocorreu quase nenhum deslocamento horizontal na fase de adensamento, se mantendo praticamente estável.

O comportamento que a Figura V.21 mostra corresponde de certa forma com o analisado por alguns autores, onde no trecho de argila pré-adensada o deslocamento é relativamente pequeno correspondente ao comportamento com drenagem parcial da fundação, após a fundação tornar-se parte ou completamente na condição de normalmente adensada, os deslocamentos aumentariam neste trecho, resultando em uma relação não uniforme.

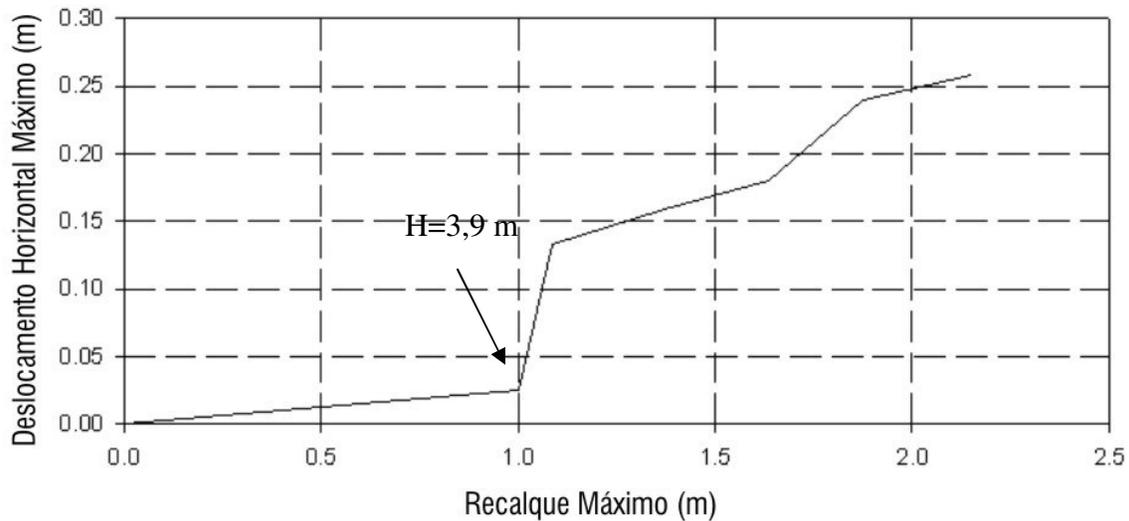


**Figura V. 21 – Resultados numéricos dos deslocamentos horizontais pelo Plaxis e os medidos em campo para o aterro com os drenos verticais.**

A Figura V.22 mostra as correlações existentes entre o deslocamento horizontal máximo e o recalque vertical máximo que provem uma útil introspecção com relação à importância das deformações não drenadas versus drenadas nas fundações de aterros (LADD, 1991).

Neste caso mostra uma semelhança com o princípio de TAVENAS (1979) onde diz que no início da construção pode ocorrer um comportamento parcialmente drenado devido a

compressibilidade do solo ser menor e devido ao alto  $C_v$  inicial (típico do trecho pré-adensado), tendo então os deslocamentos laterais pequenos em comparação ao recalques. No período do início da construção encontra-se uma relação entre o deslocamento horizontal máximo e o recalque máximo de  $\Delta Y_m = 0,02 \cdot \Delta S$ .



**Figura V. 22 – Relação entre o deslocamento horizontal máximo e o recalque máximo para o aterro com drenos verticais**

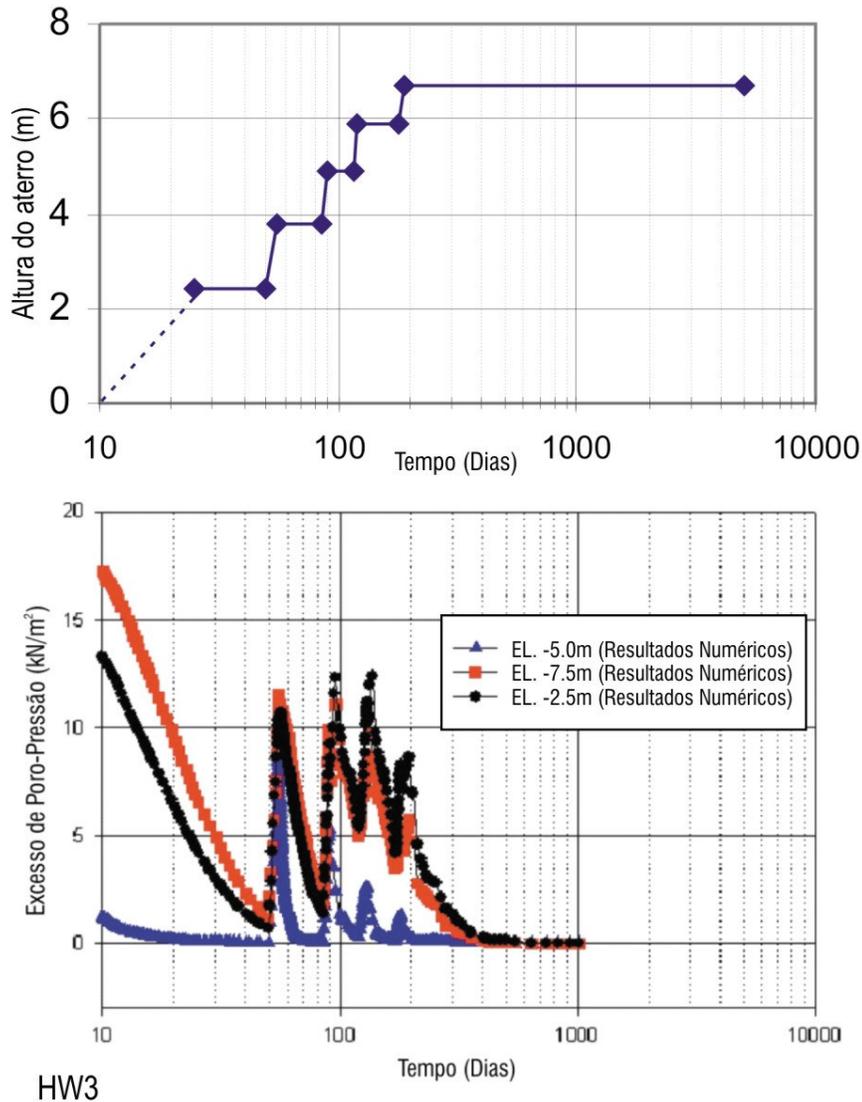
#### **V.4.4. ATERRO COM COLUNAS DE AREIA ENCAMISADAS (CONFINADAS) COM GEOTÉXTIL**

Na simulação do *Plaxis* para o caso das colunas de areia encamisadas com geotêxtil (GCS columns), as propriedades usadas para as colunas de areia foram às mesmas usadas para o material do aterro. Desde que o último metro da coluna de areia foi preenchido com material mole, as colunas de areia no modelo de elementos finitos *Plaxis* foram dimensionadas 1m acima da camada de areia, deixando o último metro com o solo original (turfa).

#### **V.4.4.1. PORO-PRESSÃO**

A Figura V.23 apresenta os resultados do excesso de poro-pressão versus tempo em relação à altura ao longo do eixo central do aterro. Similar aos aterros anteriores, os resultados previstos foram extraídos das cotas -2,5 m, -5,0 m e -7,5 m. Neste caso, o maior excesso de poro-pressão também ocorreu inicialmente na cota -7,5 m na ordem de  $18 \text{ kN/m}^2$ , ou seja, com a magnitude bem menor que o aterro com drenos verticais, mas certamente este comportamento inicial também deve ter sido devido a alguma falha na modelagem.

Os comportamentos das cotas -7,5 m e -2,5 m foram muito similares ao longo da análise, sendo a cota -5,0 m o menor excesso de poro-pressão ao longo de toda a análise. Quando ocorre o carregamento, aumenta o excesso de poro-pressão e acontece um decréscimo quando há a paralisação, chegando a um tempo final de adensamento por volta de 1.000 dias.

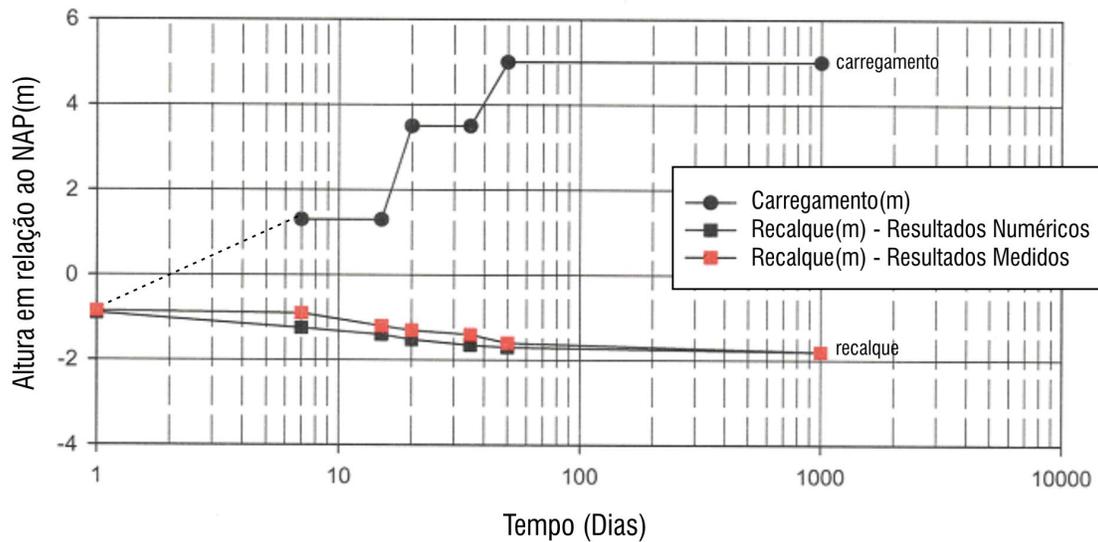


**Figura V. 23 – Excesso de poro-pressão no aterro das colunas encamisadas com geotêxtil.**

#### V.4.4.2. DESLOCAMENTOS VERTICAIS (RECALQUES)

A Figura V.24 apresenta a seqüência de sobrecarga imposta e a comparação entre os resultados numéricos dos recalques e os medidos em campo. Os resultados atingidos pelo modelo Plaxis foram similares aos medidos em campo. No caso das colunas de areia, não foi usado sobrecarga no aterro, apenas o peso próprio do material do aterro.

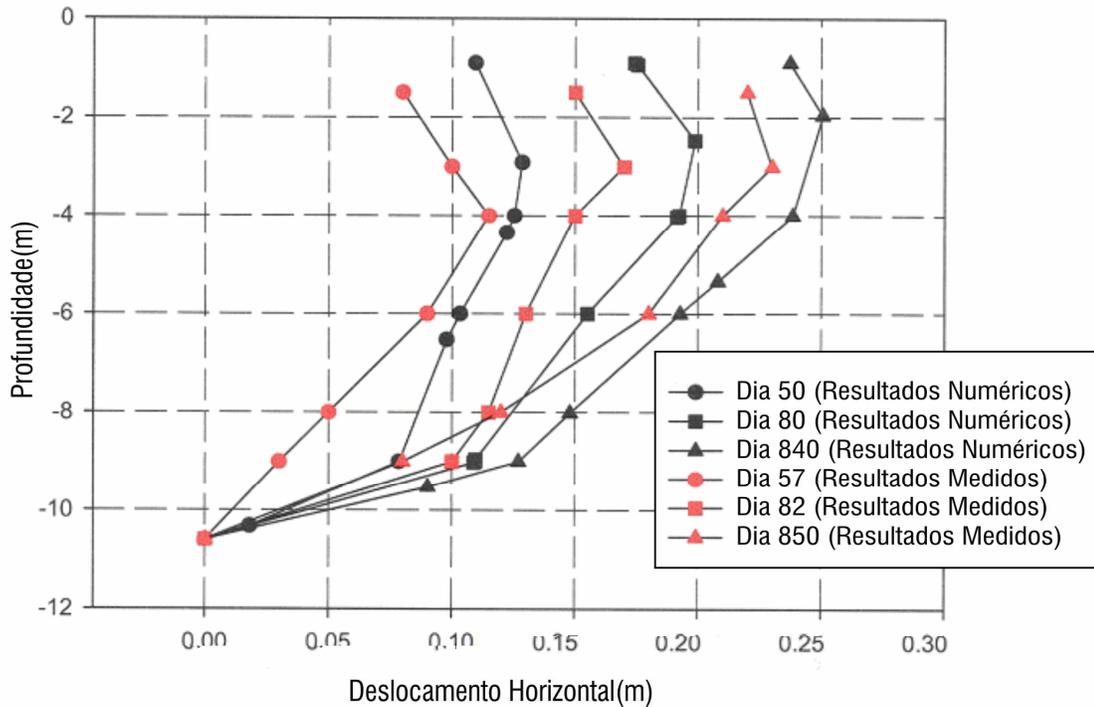
Devido à rigidez do sistema de colunas encamisadas com geotêxtil, não houve muita compressibilidade do solo sendo assim, ocorreu um recalque bem menor que o ocorrido no caso dos drenos verticais e quase não houve recalque na fase de adensamento. Usando as colunas de areia encamisadas com geotêxtil como técnica de melhoramento de solo se atingiu uma redução de recalque da ordem de 50%, em relação ao do aterro com drenos verticais pré-fabricados. A maior parte do recalque ocorreu durante a fase de construção, permanecendo quase estável na fase de adensamento.



**Figura V. 24 – Sequência de sobrecarga e os resultados numéricos dos recalques e os medidos em campo no aterro das colunas encamisadas com geotêxtil.**

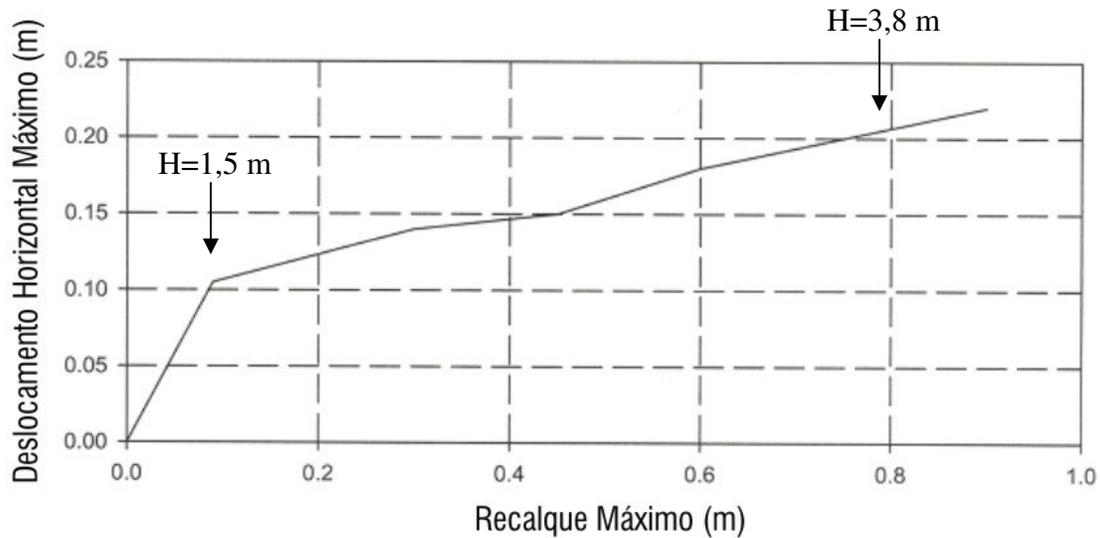
#### V.4.4.3. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

A Figura V.25 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais modelados no Plaxis e os obtidos em campo. Os resultados foram comparados em dias diferentes e mostraram uma pequena discordância entre eles. Os deslocamentos horizontais encontrados nos trechos iniciais foram menores devido ao pré-adensamento da camada inicial. Em todas as datas observadas, os resultados dos deslocamentos horizontais pelo Plaxis são maiores que os medidos em campo. Esta diferença pode ser devido à rigidez do solo provida pelas colunas de areia encamisadas com geotêxtil.



**Figura V. 25 – Resultados numéricos dos deslocamentos horizontais e os medidos em campo para o aterro com as colunas de areia encamisadas com geotêxtil.**

A Figura V.26 apresenta a relação entre o deslocamento horizontal máximo e o recalque máximo do aterro com as colunas encamisadas com geotêxtil. É observado na Figura V.26 que no período inicial de construção houve um comportamento não-drenado. Ainda durante a construção o comportamento se tornou parcialmente drenado. No período inicial da construção encontrou-se uma relação entre o deslocamento horizontal máximo e o recalque máximo de  $\Delta Y_m = 1,0 \cdot \Delta S$  e após este início a relação passou a ser de  $\Delta Y_m = 0,25 \cdot \Delta S$ .



**Figura V. 26 – Relação entre o deslocamento horizontal máximo e o recalque máximo no aterro com as colunas encamisadas com geotêxtil**

### V.5. COMPARAÇÃO ENTRE OS COMPORTAMENTOS DOS ATERROS

Foram analisados os resultados das análises da dissipação da poro-pressão, recalques e deslocamentos horizontais nos aterros. A previsão tipo “C” comparou os resultados numéricos obtidos através das análises do Plaxis com as medições de campo em alguns pontos da massa da fundação. A Tabela V.8 apresenta os resultados obtidos nas medições de campo e nas análises numéricas através do Plaxis para os aterros sem melhoramento de solo (apenas análises numéricas), com os drenos verticais e a solução com as colunas de areia encamisadas com geotêxtil.

As análises da poro-pressão nos três aterros pelo Plaxis mostrou comportamentos diversos. No caso do aterro sem melhoramento de solo, o excesso de poro-pressão atingiu o valor de  $87,00 \text{ kN/m}^2$  no final da construção no centro do aterro no meio da camada de fundação (cota  $-5,0\text{m}$ ) e o tempo de referência para a dissipação do excesso de poro-pressão foi 5.000 dias ou quase 14 anos (ver Figura V.13). Já no caso do aterro com drenos verticais, o valor atingido na mesma cota no final da construção foi de  $5,0 \text{ kN/m}^2$  e no aterro com as colunas de areia encamisada com geotêxtil atingiu o valor de  $2,0 \text{ kN/m}^2$ . Nos últimos dois casos, o tempo encontrado foi muito menor para dissipar o

excesso de poro-pressão. Pode-se avaliar nestes dois métodos que o excesso de poro-pressão deve ter sido praticamente dissipado no final da construção – 180 dias (ver Figuras V.19 e V.23). Em consequência, o adensamento primário fica concluído no final da construção, provavelmente já existindo o adensamento secundário no período de tempo de 1.000 dias. Não houve medidas diretas de campo (instrumentação), sendo, os valores para os tais casos estimados através do Plaxis.

	Aterro sem Melhoramento		Drenos Verticais				Colunas com Geotéxtil			
	Construção (180 dias)	Adensamento (5.000 dias)	Construção (180 dias)		Adensamento (1.000 dias)		Construção (180 dias)		Adensamento (1.000 dias)	
<b>Excesso de poro-pressão no centro (cota=-5,0m) do aterro (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>87,0</b>	<b>1,0</b>	<b>5,0</b>		<b>1,0</b>		<b>2,0</b>		<b>1,0</b>	
			Medido	Numérico	Medido	Numérico	Medido	Numérico	Medido	Numérico
<b>Recalque máximo no centro do aterro (m)</b>	<b>1,04</b>	<b>1,62</b>	<b>1,90</b>	<b>1,90</b>	<b>2,0</b>	<b>2,0</b>	<b>0,85</b>	<b>0,85</b>	<b>0,90</b>	<b>0,90</b>
			Medido	Numérico	Medido	Numérico	Medido	Numérico	Medido	Numérico
<b>Deslocamento horizontal máx. sob o pé do aterro (m)</b>	<b>0,60</b>	<b>0,62</b>	<b>0,24</b>	<b>0,28</b>	<b>0,27</b>	<b>0,29</b>	<b>0,17</b>	<b>0,20</b>	<b>0,23</b>	<b>0,25</b>

**Tabela V. 8 – Tabela de comparação dos resultados dos três aterros.**

O recalque máximo do adensamento primário encontrado no centro do aterro no meio da camada de fundação no aterro sem técnica de melhoramento de solo foi de 1,62m onde no aterro com os drenos verticais encontrou-se o valor de 1,90m (final da construção) existindo um aumento de 17% (ver Figura V.20). Para o caso do aterro com as colunas de areia encamisadas com geotéxtil, houve uma diminuição do valor recalque máximo em relação ao aterro de referência de 1,62 para 0,90m (final da construção), que corresponde a uma redução de 44% (ver Figura V.24). A razão para o aumento do recalque no aterro com os drenos de areia pode ser devido ao efeito “smear”, a perturbação causada no solo com a penetração dos drenos. No caso do aterro com as colunas de areia encamisadas com geotéxtil, a redução do recalque pode ter sido devido à rigidez das colunas de areia. A relação entre o aterro com drenos verticais e o aterro com as colunas encamisadas com geotéxtil, o recalque diminui de 1,90m para 0,90m, cerca de 53%.

Domingues, 2007 cita, em um caso similar de solo reforçado com colunas de brita, a análise do fator de redução de recalque como sendo de grande importância na prática de avaliação da eficiência do reforço. Este fator é definido pelo coeficiente entre o recalque do solo reforçado e o recalque do solo não reforçado para as mesmas condições. Muitas

vezes também é usado o inverso do fator de redução de recalque, designado como fator de melhoramento.

O tempo de ocorrência do recalque máximo do adensamento primário no caso do aterro sem melhoramento de solo foi cerca de 5.000 dias (quase 14 anos), onde para os dois casos dos aterros com drenos verticais e com as colunas de areia encamisadas com geotêxtil foi cerca de 180 dias (final da construção). No caso do aterro com drenos verticais, o tempo foi menor que o atingido no aterro de referência devido a instalação dos drenos juntamente com a sobrecarga acelerando assim o processo de dissipação da poro-pressão. A mesma redução ocorreu para o caso do aterro com as colunas de areia encamisadas devido ao geotêxtil que envolve as colunas atuando como filtro e assim mantendo a capacidade drenante das colunas, facilitando a dissipação.

Os gráficos de deslocamentos horizontais versus a profundidade mostraram formas semelhantes nos três casos de aterros analisados pelo Plaxis e os medidos em campo nos casos dos aterros com drenos verticais e com as colunas de areia encamisadas com geotêxtil (ver Figuras V.17, V.21 e V.25). Nos três casos, na camada superficial encontraram-se valores pequenos de deslocamento, atingindo por volta da cota -4,0m os valores máximos, e após esta cota retornando assim a valores menores de deslocamentos horizontais.

O comportamento dos dois aterros em relação ao aterro sem técnica de melhoramento de solo foi similar para as análises de deslocamentos horizontais, ambos mostraram redução nos valores máximos encontrados (ver Tabela V.8). Para o caso do aterro com drenos verticais em relação ao aterro em referência, foi encontrada uma redução de 0,62m para 0,28m correspondendo a quase 55% (ver Figura V.21). O mesmo comportamento ocorreu no caso do aterro com as colunas de areia encamisadas com geotêxtil, houve uma redução de 0,62m para 0,20m que corresponde a quase 68% (ver Figura V.25). Pode-se perceber que após a construção o acréscimo dos valores é pequeno devido à rigidez da fundação. A relação entre o aterro com drenos verticais e o aterro com as colunas de areia, os valores diminuíram de 0,28m para 0,20m reduzindo cerca de 28%.

No caso do aterro com as colunas de areia encamisadas com geotêxtil, um dos fatores que influencia o comportamento é a rigidez do conjunto que transmite parte da carga para a camada mais resistente reduzindo o recalque na camada mole. O outro fator importante é o papel de filtro que o geotêxtil desempenha garantindo a permeabilidade da coluna de areia conseqüentemente a drenagem, acelerando a ocorrência do adensamento.

Como a proposta do projeto era atender os requerimentos impostos para a construção de aterros para fins de linhas de trem de alta velocidade, as análises foram importantes para avaliar as soluções de melhoramento de solo. Os requerimentos básicos do projeto eram curto tempo de construção, recalques residuais baixos, o mínimo de volume de solo mobilizado e comportamento rígido da construção sob carregamento dinâmico.

Após analisar todas as vantagens e limitações dos aterros em questão, pode-se concluir que para atingir os requerimentos solicitados no projeto *No Recess*, o aterro com as colunas de areia encamisadas (confinadas) com geotêxtil mostrou-se ser a opção mais favorável de solução de melhoramento de solo.

## CAPÍTULO VI

### CONCLUSÕES

Na Holanda, na parte oeste do país se encontra um solo mole, compressível – turfa e argila mole. Nesta área, a organização *HSL-South* se envolveu na construção de uma nova linha de trem de alta velocidade entre Amsterdã e Bruxelas. Alguns fatores como curto tempo de construção e requerimentos restritos para recalques em longo prazo foram importantes no projeto da construção dos aterros sobre solos moles da região. Como os aterros ferroviários convencionais não seriam apropriados devido a estes requerimentos, o projeto *No-Recess* foi criado para testar alguns métodos de melhoramento de solo. As cinco tentativas de melhoramento de solo demonstraram aplicações de sucesso para o desenvolvimento das recentes técnicas geotécnicas.

O propósito deste trabalho, iniciado pela autora no curso de “Master of Engineering” no MIT (Massachusetts Institute of Technology) e ampliado neste trabalho, foi investigar e comparar as técnicas usadas no projeto que demandou altos níveis de requerimentos de construção e adquirir dados e informações para comparar a viabilidade das técnicas recentes de melhoramento de solo com a ajuda de um programa de elementos finitos Plaxis que proveu ferramentas para o desenvolvimento de várias análises tipo “C”. Devido às limitações das instrumentações em campo, as análises só puderam ser feitas em alguns pontos da massa da fundação.

Na região do projeto foi executada uma campanha geotécnica preliminar e outra adicional onde foram realizados furos de sondagem de reconhecimento, campanhas de obtenção de amostras para ensaios de laboratório e ensaios de campo. O monitoramento em campo foi feito através de inclinômetros, indicadores de recalque e de piezômetros. Cada um dos cinco aterros foi monitorado para prover as informações detalhadas do deslocamento vertical e horizontal, poro-pressão e tensões verticais em campo.

Este trabalho analisa os aterros experimentais em ordem de prover bases para avaliação do desempenho das soluções de melhoramento de solo. A análise de cálculos e o julgamento de engenheiros foram empregados para desenvolver parâmetros próprios para se entender as condições da região de *Hoeksche Waard* na Holanda. Para uma análise mais aprimorada, o programa de computador foi uma ferramenta necessária para os cálculos das análises bidimensionais.

Foram feitas análises de dissipação de poro-pressão, deslocamentos verticais (recalques) e deslocamentos horizontais de um aterro hipotético sem técnica de melhoramento de solo e de duas técnicas usadas no projeto, sendo o aterro com drenos verticais pré-fabricados e o aterro com as colunas de areia encamisadas (confinadas) com geotêxtil, com as mesmas características locais, parâmetros de solo e tensões de campo. Estas análises foram comparadas aos resultados obtidos em campo através de instrumentos medidos ao longo e após a obra.

Através da aplicação de um modelo numérico baseado no método de elementos finitos e dos resultados encontrados em campo, várias conclusões puderam ser destacadas. No aterro sem melhoramento de solo, o excesso de poro-pressão atingiu o valor de 87,00 kN/m<sup>2</sup> no final da construção no centro do aterro no meio da camada de fundação (cota - 5,0m) e o tempo de referência para a dissipação do excesso de poro-pressão foi 5.000 dias ou quase 14 anos. Já no caso do aterro com drenos verticais, o valor atingido na mesma cota no final da construção foi de 5,0 kN/m<sup>2</sup> e no aterro com as colunas de areia encamisada com geotêxtil atingiu o valor de 2,0 kN/m<sup>2</sup>. Nos últimos dois casos, o tempo encontrado foi muito menor para dissipar o excesso de poro-pressão. Pode-se avaliar nestes dois métodos que o excesso de poro-pressão deve ter sido praticamente dissipado no final da construção – 180 dias. Em consequência, o adensamento primário fica concluído no final da construção, provavelmente já existindo o adensamento secundário no período de tempo de 1.000 dias.

O recalque máximo do adensamento primário encontrado no centro do aterro no meio da camada de fundação no aterro sem técnica de melhoramento de solo foi de 1,62m onde

no aterro com os drenos verticais encontrou-se o valor de 1,90m (final da construção) existindo um aumento de 17%. Para o caso do aterro com as colunas de areia encamisadas com geotêxtil, houve uma diminuição do valor recalque máximo em relação ao aterro de referência de 1,62 para 0,90m (final da construção), que corresponde a uma redução de 44%. A razão para o aumento do recalque no aterro com os drenos de areia pode ser devido ao efeito “smear”, a perturbação causada no solo com a penetração dos drenos. No caso do aterro com as colunas de areia encamisadas com geotêxtil, a redução do recalque pode ter sido devido à rigidez das colunas de areia. A relação entre o aterro com drenos verticais e o aterro com as colunas encamisadas com geotêxtil, o recalque diminui de 1,90m para 0,90m, cerca de 53%.

O tempo de ocorrência do recalque máximo do adensamento primário no caso do aterro sem melhoramento de solo foi cerca de 5.000 dias, onde para os dois casos dos aterros com drenos verticais e com as colunas de areia encamisadas com geotêxtil foi cerca de 180 dias (final da construção). No caso do aterro com drenos verticais, o tempo de ocorrência foi menor que o atingido no aterro de referência devido a instalação dos drenos juntamente com a sobrecarga acelerando assim o processo de dissipação da poro-pressão. A mesma redução ocorreu para o caso do aterro com as colunas de areia encamisadas devido ao geotêxtil que envolve as colunas de areia atuando como filtro e assim mantendo a capacidade drenante das colunas, facilitando a dissipação.

O comportamento dos dois aterros em relação ao aterro sem técnica de melhoramento de solo foi similar para as análises de deslocamentos horizontais, ambos mostrando redução nos valores máximos encontrados. Para o caso do aterro com drenos verticais em relação ao aterro em referência, foi encontrada uma redução de 0,62m para 0,28m correspondendo a quase 55%. O mesmo comportamento ocorreu no caso do aterro com as colunas de areia encamisadas com geotêxtil, houve uma redução de 0,62m para 0,20m que corresponde a quase 68% (ver Figura V.25). Pode-se perceber que após a construção o acréscimo dos valores é pequeno devido à rigidez da fundação. A relação entre o aterro com drenos verticais e o aterro com as colunas de areia, os valores diminuíram de 0,28m para 0,20m reduzindo cerca de 28%.

Os resultados atingidos ajudaram a validar os métodos usados no projeto. As opções usadas no projeto *No-Recess* foram oferecidas para o melhor desenvolvimento das técnicas de melhoramento de solo mole, onde os fatores como curto tempo de construção, recalques residuais baixos, o mínimo de volume de solo mobilizado e comportamento rígido da construção sob carregamento dinâmico foram muito importantes.

Conclui-se que para atingir os requerimentos solicitados no projeto, o aterro com as colunas de areia encamisadas (confinadas) com geotêxtil foi à opção mais favorável de solução de melhoramento de solo. Apesar da eficiência e do desempenho da solução das colunas de areia encamisadas com geotêxtil serem comprovadas em algumas situações na prática, ainda precisam ser mais aprimoradas.

### **SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS**

Como sugestões para novas pesquisas é interessante adquirir mais conhecimento para uma análise 3-D mais aprimorada. Se levar em conta a zona de influência individual da simetria dos eixos nos drenos, poderá se atingir uma capacidade computacional bem maior de simular situações realísticas em projetos de aterros com grande número de drenos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ANDRAWES, K. Z. (1983) - “The Behavior of a Geotextile Reinforced Sand loaded by a Strip Footing.” *Improvement of Ground*, vol.1, A.A.Balkema, 329-334.
2. ALMEIDA, M. S. S. (1984) – “Stage Constructed Embankments on Soft Clays”, Tese Doutorado, Cambridge University, Cambridge, England.
3. ALMEIDA, M. S. S. & TERRA, B. R. C. S. R. (1988) – “Aterro Experimental II sobre Drenos Verticais do IPR: Cálculo de Recalques Finais e Coeficientes de Adensamento de Campo”, Simpósio Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras, vol.1, pp.4.111-4.131, Rio de Janeiro.
4. ALMEIDA, M. S. S., DANZIGER, F. A. B., ALMEIDA, M. C. F., CARVALHO, S. R. L. & MARTINS, I. S. M. (1993) – “Performance of an Embankment Built on Soft Disturbed Clay”, III Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, Missouri, v. 1, p. 351-356.
5. ALMEIDA, M. S. S. (1996) – “Aterros Sobre Solos Moles: da Concepção à Avaliação do Desempenho”, Rio de Janeiro, Editora UFRJ.
6. ALMEIDA, M. S. S., OLIVEIRA, J. R. M. S. & SPOTTI, A.P. (2001) – “Previsão e Desempenho de Aterro Sobre Solos Moles: Estabilidade, Recalques e Análises Numéricas”, Encontro Propriedades das Argilas Moles Brasileiras, COPPE/UFRJ e ABMS, pp.166-191, Rio de Janeiro.
7. ALMEIDA, M. S. S. (2007) – “Aterro Estruturado com Plataforma de Geogrelha: Concepção e Desempenho. REGEO 2007.
8. ASAOKA, A. (1978) – “Observational Procedure of Settlement Prediction”, *Soil and Foundations*, v.18, n.4, p. 87-101.
9. AZZOUZ, A. S., BALIGH, M. M. e LADD, C. C. (1983) “Correct Field Vane Strength for Embankment Design” – ASCE, *JGED*, vol. 109, No. 5, pp. 730-734.
10. BASUBRAMANIAM, A.S. et al. (1994) - “Embankment on Sand Columns: Comparison between Model and Field.” *Predictions versus Performance in Geotechnical Engineering*, A.A.Balkema, 167-173.
11. BARENDS et al. (1999). “Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure”, A.A. Balkema.

12. BARRON R. A. (1948) – “Consolidation of Fine-Grained Soils by Drains Wells”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Transactions, paper 2346, vol.113, p. 718-754.
13. BATEREAU, C. et al. (1983) - “Improvement of Ground through the Application of Geotextiles.” *Improvement of Ground*, vol.2, A.A.Balkema, 459-462.
14. BATISTA, I. B. S. (2003) – “A Case Study on the Performance of Embankments on Treated Soft Ground”, Tese M. Eng., MIT, Cambridge, Massachusetts.
15. BATISTA, I. B. S. (2007) – “Estudo de Caso da Performance de Melhoramento de Aterros sobre Solos Moles”. REGEO 2007.
16. BIGOT, G., BOURGES, F., FRANK, R. & GUÉGAN, Y. (1978) – “ Action of Lateral Soil Movement on a Pile”, Bull. Liaison Labo., special issue VI E, p.62-67.
17. BJERRUM, L. (1967) – “Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays as related to Settlements of Buildings”, 7<sup>th</sup> Rankine Lecture – Geotechnique, vol. 17, n. 2, pp. 81-118.
18. BJERRUM, L. (1972) – “Embankments on Soft Ground”, spec. Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, vol. 2, pp. 1-54.
19. BOURGES, F. & MIEUSSENS, C. (1979) – “Déplacement Latéraux à Proximité des Remblais Sur Sols Compressibles – Méthod de Prévision”, Bull. Liaison Labo. P. et Ch., n. 101, pp. 73-100.
20. BREDENBERG, HAKAN et al. (1999) - “The Performance of Stabilized Soil Columns in two Dutch Testsites.” *Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization*, A.A.Balkema, 239-244.
21. BURLAND, J. B. (1971) – “A Method of Estimating the Pore Pressure and Displacements Beneath Embankments on Soft Natural Clay Deposits” Proc. Roscoe Memorial Symposium, Cambridge, G. T. Foulis (Publishers), pp. 505-536.
22. CAPUTO, H. P. (1988) – “Mecânica dos Solos e suas Aplicações”, Livros Técnicos e Científicos Editora, vol. 2.
23. CARRILLO, N. (1942) – “Simple Two and Three Dimensional Cases in the Theory of Consolidation Soils”, Journal of Math and Physical, vol. 21, pp. 1-5.

24. CAVALCANTE, S. P. P., OLIVEIRA, A. T. J. & COUTINHO, R. Q. (1999) – “Qualidade dos Parâmetros Geotécnicos Obtidos em Argilas Moles”, VI CONIC-UFPE – Congresso de Iniciação Científica, Recife.
25. CAVALCANTE, S. P. P. (2001) - “Análise de Comportamento de Aterros Sobre Solos Moles – Aterros de Encontro da Ponte sobre o Rio Jitituba – AL”, Dissertação M. SC., UFPE.
26. CHARLES, J. A. (1997) - “Treatment of Compressible Foundation Soils.” *Ground Improvement Geosystems*, Thomas Telford Publishing, 109-119.
27. COUTINHO, R.Q. (1976) – “Características de Adensamento com Drenagem Vertical e Radial em Argila Mole na Baixada Fluminense”, Dissertação M. Sc., COPPE/UFRJ.
28. COUTINHO, R. Q. (1986) - “Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura Sobre Solos Orgânicos - Argilas Moles da Barragem de Juturnaíba”, Tese D. Sc., COPPE/UFRJ.
29. COUTINHO, R. Q., ALMEIDA, M. S. S. & BOURGES, J. B. (1994) – “Analysis of the Juturnaíba Embankment Dam Built on an Soft Clay”, Vertical e Horizontal Deformation of Foundation and Embankments, Proc. 94, Texas, vol. 1, pp. 348-363.
30. COUTINHO, R. Q. & OLIVEIRA, J. T. R. (1997) – “Geotechnical Characterization of Recife Soft Clay – Laboratory and in situ tests”, X International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Humburg, v.1, pp.69-72.
31. COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R. & OLIVEIRA, A. T. J. (1998) – Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras de Argilas Moles Brasileiras – Recife e Rio de Janeiro” – XI COBRAMSEG – vol. 2, p. 927-936 – Brasília/DF.
32. COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R. & OLIVEIRA, A. T. J. (2001) – “Geotechnical Properties of Recife Soft Clay”, Encontro Propriedades das Argilas Moles Naturais Brasileiras, COPPE / UFRJ – ABMS, pp. 1-28 (Revista Solos & Rochas).
33. COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R. & CAVALCANTE, S. P. P. (2001) – “Exemplos de problemas Práticos nas Argilas Moles de Recife”, Encontro Propriedades das Argilas Moles Naturais Brasileiras, COPPE / UFRJ – ABMS, pp. 221-244.
34. COUTINHO, R.Q. & BELLO, M. I. (2005) – “Obras de Terra – Aterro sobre Solos Moles”, Geotecnia no Nordeste. Editora Universitária da UFPE.

35. CRAIG W. H. & Z. A. AL-KHAFAJI (1997) - “Reduction of Soft Clay Settlement by Compacted Sand Columns.” *Ground Improvement Geosystems*, Thomas Telford Publishing, 218-224.
36. CUR (1996) – “*Building on Soft Soils*”, A.A.Balkema.
37. CUR (2001) - Evaluatie No-Recess – Testbanen Hoeksche Waard, Data CD.
38. DANZINGER, F. A. B. (1990) – “Desenvolvimento de Equipamentos para Realização de Ensaio de Piezocone: Aplicação a Argilas Moles”, Tese D. Sc., COPPE / UFRJ.
39. DE BEER, E. E. & WALLAYS, M. (1972) – “Forces Induced in Piles by Unsymmetrical Surcharges on the Soil Around the Pile”, V ICSMFE, Madrid, pp. 107.
40. DOMINGUES, T.S., BORGES, J.L. & CARDOSO, A.S. (2007) – “Colunas de Brita em Aterros sobre Solos Moles. Análise pelo Método dos Elementos Finitos”, *Geotecnia* n.107 – pp.95-109.
41. EDIL, T.B. (1983) - “Improvement of Peat: a Case History.” *Improvement of Ground*, vol.2, A.A.Balkema, 739-744.
42. FOOT, R. & LADD, C.C. (1981) – “Undrained Settlement of Plastic Organics Clays”, ASCE, JGED, vol. 107, n. GT8, pp. 1079-1094.
43. GUSMÃO FILHO, J. A. et al. (1999) – Performance of a high building with superficial foundation in Recife, Brazil – XI PCSMGE, vol. 3: 1563-1569.
44. HANSBO, S. (1979) – “Consolidation of Clay by Band-Shaped Prefabricated Drains”, *Foundation Engineering*, 12 (5), pp. 16-25.
45. HANSBO, S. (1981) – “Consolidation of Fine-grained Soils by Prefabricated Drains”, 10<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. and Foundation Engineering, v. 3, pp. 677-682, Estocolmo.
46. HOLM, G. (1983) - “Lime Columns under Embankments – a Full Scale Test.” *Improvement of Ground*, vol.3, A.A.Balkema, 909-912.
47. ILANDER, A. et al. (1999) - “Eurosoilstab – Test Embankment – Construction and Research.” *Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization*, A.A.Balkema, 347-354.
48. INDRARATNA, B., CHU, J and HUDSON, J. A. (2005). *Ground Improvement – Case Histories*. Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, UK.

49. JAMIOLKOWSKI, M. B. et al. (1983) - “Behavior of Oil Tanks on Soft Cohesive Ground Improved by Vertical Drains.”, A.A.Balkema, 627-632.
50. JANSEN, H. L. (1997) - “Eurosoilstab Test Site’s Gravendeel NL Subsoil Characterization and Soil Parameters.” Fugro Ingenieursbureau B.V.
51. LADD, CHARLES (1986) – “*The Twenty-Second Terzaghi Lecture*”, American Society of Civil Engineers. 1986 Annual Convention.
52. LADD, C. C. (1991) – “Stability Evaluation During Stage Construction”, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 117, n. 4, pp. 540-615.
53. LAAD, C. C., FOOT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER, F. & POULOS, H. G. (1977) – “Stress-deformation and Strength Characteristics”, State-of-the-art report, Proc. 9<sup>th</sup> ICSMFE, Tokyo, v. 2, pp. 421-494.
54. LAMBE, T. WILLIAM & ROBERT V. WHITMAN (1969) – “*Soil Mechanics*”, John Wiley & Sons, Inc.
55. LEROUEIL, S. (1994) – “Compressibility of Clays: fundamental and Practical Aspects”, Vertical and Horizontal Deformation of Foundation and Embankments, Proc. of Settlement 94, Texas, vol.1, pp. 57-76.
56. LEROUEIL, S., KABBAJ, M., TAVENAS, F. (1988) – “Study of the Validity of a  $\sigma'_v$ - $\varepsilon_v$ - $\varepsilon_v$  model in in situ conditions” – Soils and Foundations, vol. 28, No. 3: 13-25.
57. LEROUEIL, S., MAGNAN, J. P., TAVENAS, F. (1990) – “Embankment on soft clay” – Ellis Horwood Limited.
58. LO, K. Y. (1969, Parte II) – “The Pore-Pressure-Strain Relationships of Normally Consolidated Clays”. Experimental Investigation and Pratical Applications”, Can. Geot. Journal, vol. 6, no. 4, pp. 395-412.
59. LUNNE, T., BERRE, T. & STRANDVIK, S. (1997) – “Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay”, *Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*. COPPE / UFRJ, Rio de Janeiro, Vol. único, p. 81-102.
60. MARTINS, I. S. M. & LACERDA, W. A. (1985) – “A Theory of Consolidation with Secondary Compression”, 11th ICSMFE, San Francisco, (1985).
61. MASSAD, F. (1988) – “Baixada Santista: Aterros sobre Solos Moles Interpretados a Luz dos Novos Conhecimentos sobre a Gênese das Argilas Quaternárias” Simpósio

Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras, vol. 1, pp. 4.1-4.19, Rio de Janeiro.

62. MASTERBROEK (1998) - “Soil Investigation No-Recess Test Site Hoeksche Waard Report.” Fugro Ingenieursbureau B.V.

63. MESRI, G., LO, D.O.K. & FENG, T. W. (1994) – “Settlement of Embankments on Soft Clays”, Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Proc. Of Settlement 94, Texas, vol. 1, pp. 8-56.

64. NODS, MAX (2002) - “Put a Sock on It.” Ground Engineering

65. OLIVEIRA, J. T. R. (1991) – “Ensaio de Piezocone na Argila Mole de Recife”, Dissertação M. SC., COPPE / UFRJ.

66. OLIVEIRA, J. T. R. (2002) – “Influência da Qualidade da Amostragem no Comportamento Tensão-Deformação-Tempo das Argilas Moles”, Tese de Doutorado, COPPE / UFRJ – DEC-UFPE.

67. OLIVEIRA, J. T. R., DANZIGER, F. A. B. & COUTINHO, R. Q. (2000) – “Amostragem em Bloco nas Argilas Moles Brasileiras”, SEFE-BIC – Vol. 3, pp. 199-208, São Paulo.

68. ORLEACH, P. (1983) – “Techniques to Evaluate the Field Performance of Vertical Drains”, Tese M. Sc., MIT, Cambridge, Massachusetts.

69. ORTIGÃO, J. A. R. (1980) – “Aterro Experimental levado à Ruptura sobre Argila cinza do Rio de Janeiro”, Tese D. Sc., COPPE / UFRJ.

70. OVESEN, N. K. et al. (1983) - “Centrifuge Tests of Embankments Reinforced with Geotextiles on Soft Clay.” *Improvement of Ground*, vol.1, A.A.Balkema, 393-398.

71. POULOS, H. G. e DAVIS, E. H. (1974) – “Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics”, John Wiley & Sons Inc., 411 p.

72. SANDRONI, S. S., RUSSO NETO, L. & CARVALHO, J. (1981) – “Instrumented Settlement Fill on a Peaty Deposit”, Proc. X ICSMFE, Stockholm, vol. 1, pp. 229-232.

73. SANDRONI, S. S. (2001) – “Recalque em Solos Extremamente Moles Costeiros Brasileiros”, Encontro Propriedades das Argilas Moles Naturais Brasileiras, COPPE / UFRJ – ABMS, pp. 245-257.

74. SANDRONI, S. S. (2006) – “Sobre a Prática Brasileira de Projeto Geotécnico de Aterros Rodoviários em Terrenos com Solos Muito Moles”, COBRAMSEG 2006.

75. SANTOS, C. T. (2007) – “Técnicas de Dimensionamento de Colunas Granulares Confinadas em Geotêxteis para Melhoramento de Solos de Baixa Consistência”. REGEO 2007.
76. SCHMERTMANN, H.N. (1984) “Discussion on HANZAWA (1983), Soil and Foundation, vol. 24, No. 1, pp. 158-160.
77. SKEMPTON, A. W. & BJERRUM, L. (1957) – “A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clays”, Geotechnique, v. 7 (2), pp. 168-178.
78. TAVENAS, F. LEROUEIL, S. (1980) – “The Behavior of Embankments on clay Foundations”, Canadian Geotechnical J., v. 47 (2), pp. 236-260.
79. TAVENAS, F., MIEUSSENS, C. & BOURGES, F. (1979) – “Lateral Displacements in Clay Foundations under Embankments”, Canadian Geotechnical J., v. 16, pp. 532-550.
80. TERZAGHI, K. (1943) – “Theoretical Soil Mechanics”, Wiley, New York.
81. TERZAGHI, et al. (1996). Soil Mechanics and Engineering Practice. John Wiley & Sons, Inc.
82. WU C. S. & C. Y. SHEN (1997) - “Improvement of Soft Soil by Geosynthetic-Encapsulated Granular Column.” *Ground Improvement Geosystems*, Thomas Telford Publishing, 211-217.

# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)