

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UMA
OBRA DE CONTENÇÃO NA CIDADE DE GOIÂNIA-GO**

RODRIGO JUNQUEIRA MOTA

ORIENTADOR: PEDRO MURRIETA SANTOS NETO, DSc

DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM – 169/08

BRASÍLIA / DF: NOVEMBRO / 2008

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UMA
OBRA DE CONTENÇÃO NA CIDADE DE GOIÂNIA-GO**

RODRIGO JUNQUEIRA MOTA

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:

**PEDRO MURRIETA SANTOS NETO DSc (UnB)
(ORIENTADOR)**

**RENATO PINTO DA CUNHA PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**CARLOS ALBERTO LAURO VARGAS DSc (UFG)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 24 de NOVEMBRO de 2008.

FICHA CATALOGRÁFICA

MOTA, RODRIGO JUNQUEIRA

Análise da interação solo-estrutura de uma obra de contenção na cidade de Goiânia-GO

xx, 128 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2008)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Estrutura de contenção

2. Escavações

3. Monitoramento dos deslocamentos

4. Análises numéricas

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MOTA, R.J. (2008). Análise da interação solo-estrutura de uma obra de contenção na cidade de Goiânia-GO. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-XXX/08, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 128 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Rodrigo Junqueira Mota

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise da interação solo-estrutura de uma obra de contenção na cidade de Goiânia-GO

GRAU: Mestre

ANO: 2008

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Rodrigo Junqueira Mota

Plano Diretor Norte, Quadra 504, Alameda 20, Lote 12,

CEP 77.006-602- Palmas/TO - Brasil

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho ao meu avô, Ary Vargas da Mota, que apesar de ter partido durante a realização deste, me deixou a maior herança que um homem pode deixar: seu exemplo de vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por trilhar e me guiar sempre pelos melhores caminhos;

Aos meus pais, José Fernando Leal da Mota e Maria Luiza Junqueira Mota (todo meu ouro), por tudo que fizeram por mim, com a certeza de que esta conquista também lhes pertence;

À minha irmã e amiga, Viviane Junqueira Mota, pela força nos momentos de dificuldades e por me presentear com um lindo afilhado;

À grande amiga Daniella Paixão pelo incentivo para realização desta pesquisa e pelas noites em claro para me ajudar;

À Universidade de Brasília UnB, pelo apoio para realização deste trabalho;

Ao professor Pedro Murrieta Santos Neto, pela orientação, sugestões e críticas;

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia pelos conhecimentos transmitidos;

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade Federal de Goiás, UFG, pela contribuição por meio de conhecimentos sempre que solicitados;

À Universidade Federal de Goiás, UFG, pelo apoio durante a realização dos ensaios;

À FURNAS Centrais Elétricas S. A., também pelo apoio na realização de ensaios;

À Empresa SETE Engenharia, pela execução dos ensaios de sondagem.

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM UMA OBRA DE CONTENÇÃO NA CIDADE DE GOIÂNIA-GO

RESUMO

O presente trabalho apresenta o estudo da interação solo-estrutura de um muro de contenção composto por perfis metálicos e pranchões de madeira, realizado durante a escavação de uma trincheira para a implantação da avenida Leste-Oeste na cidade de Goiânia (GO).

O estudo foi composto de monitoramentos dos deslocamentos durante a execução da obra, ensaios de campo e laboratório e também análises numéricas.

Por meio dos resultados dos ensaios de laboratório e dos dados obtidos no monitoramento, foi verificado o dimensionamento da obra. Realizou-se também, retroanálises dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo pelo Método de Elementos Finitos (MEF), utilizando-se para isso o programa SIGMA/W, simulado assim o comportamento tensão-deformação da obra.

As análises realizadas mostraram que a ferramenta numérica é muito confiável para verificação do dimensionamento quando se utilizam bons dados de entrada obtidos em ensaios de laboratório. Verificou-se que análises considerando-se parâmetros de deformabilidade do solo-estrutura, apesar de mais complexas, apresentam resultados mais precisos, resultando conseqüentemente em obras mais econômicas.

A retroanálise mostrou que o comportamento das camadas de solo não é homogêneo, ou seja, os valores pontuais obtidos nos ensaios de laboratório (para uma mesma camada), nem sempre representarão o parâmetro médio da camada.

Concluiu-se também que a intensidade dos movimentos laterais depende da seqüência de escavação e instalação da estrutura de contenção, ou seja, da forma que esta se desenvolve.

SOIL-STRUCTURE INTERACTION ANALYSIS OF A RETAINING STRUCTURE IN THE CITY OF GOIÂNIA-GO

ABSTRACT

This work presents the study of soil-structure interaction of a retaining wall composed of metallic profiles and wood plugs, accomplished during the excavation of a trench for the implantation of the avenue East-west in Goiânia city in Brazil.

The study was composed of monitoring of the displacements during the execution of the work, field and laboratory tests and numeric analysis.

Through the results of the laboratory tests and of the data obtained in the field, the checking design of the work was verified. It also took place, back analysis of the strength and deformability parameters of the soil by the Finite Elements Method (FEM), being used for that the SIGMA/W code, simulated like this the stress-strain behavior of the work.

The accomplished analyses showed that the numeric tool for design verification is very reliable when it is used good data obtained in laboratory tests. It was verified that analyses considering parameters of deformability of the soil-structure, in spite of more complex, present more accurate results, resulting consequently in more economical works.

The back analysis showed that the behavior of the soil layers is not homogeneous and the punctual values obtained in the laboratory tests (for a same layer), not always will represent the average parameter of the layer.

It was also concluded that the intensity of the lateral movements depends on the excavation sequence and installation of the contention structure, in other words, in the way that it develops.

ÍNDICE

Capítulo	Página
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO.....	1
1.1 - IMPORTÂNCIA DO TEMA.....	1
1.2 - OBJETIVOS DO TRABALHO	1
1.3 - METODOLOGIA	2
1.4 - ESCOPO DA PESQUISA	3
CAPÍTULO 2 - REVISÃO DA LITERATURA.....	4
2.1 - SOLOS TROPICAIS	4
2.1.1 - SOLOS LATERÍTICOS	4
2.1.2 - SOLOS SAPROLÍTICOS.....	6
2.2 - ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	6
2.2.1 - MUROS DE CONTENÇÃO	7
2.2.2 - CORTINAS DE ESTACA PRANCHA.....	8
2.2.3 - PAREDES DIAFRAGMA.....	9
2.2.4 - PAREDES DE ESTACAS JUSTAPOSTAS.....	9
2.2.5 - PAREDES DE ESTACAS SECANTES	10
2.2.6 - PAREDES DE ESTACAS METÁLICAS COM PRANCHÕES DE MADEIRA.....	10
2.3 - ESTUDOS REALIZADOS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM BALANÇO.....	12
2.4 - GEOLOGIA DA REGIÃO DE GOIÂNIA.....	16
CAPÍTULO 3 - MÉTODOS DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	18
3.1 - TEORIAS E MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO	18
3.1.1 - TEORIA DE RANKINE.....	21
3.1.2 - TEORIA DE COULOMB.....	24
3.2 - RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS	28
3.3 - DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM BALANÇO.....	31
3.3.1 - MÉTODO DE BOWLES (1968).....	31
3.3.2 - MÉTODO DE BLUM (1931).....	33
3.3.3 - MÉTODO DE PADFIELD & MAIR (1984)	36
3.3.4 - MÉTODO DE KING (1995)	38

3.4 - PROGRAMA DE VERIFICAÇÃO DE DIMENSIONAMENTO “FINE”	41
3.4.1 - TENSÕES NO SOLO.....	41
3.4.2 - TIPOS DE EMPUXOS DE TERRA ASSUMIDOS PELO PROGRAMA.....	43
3.4.2.1 - EMPUXO ATIVO	43
3.4.2.2 - EMPUXO NO REPOUSO.....	44
3.4.2.3 - EMPUXO PASSIVO	45
3.4.3 - ESTRUTURAS DE ESTACAS PRANCHAS	46
3.5 - ANÁLISE NUMÉRICA DA ESTRUTURA.....	49
3.5.1 - MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)	49
3.5.2 - PROGRAMA SIGMA/W (GEO-SLOPE INTERNATIONAL, 2000)	51
CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO DA OBRA ANALISADA	52
4.1 - DESCRIÇÃO DA OBRA	52
4.2 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	61
CAPÍTULO 5 - INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E ENSAIOS DE RESISTÊNCIA.....	63
5.1 - ENSAIO TIPO SPT	63
5.2 - COLETA DE AMOSTRA	65
5.3 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	67
5.4 - ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	69
5.5 - ENSAIO DE ADENSAMENTO	71
5.6 - ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	74
CAPÍTULO 6 - RESULTADOS	77
6.1 – DESLOCAMENTOS	77
6.1.1 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS.....	77
6.1.2 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS.....	80
6.2 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO.....	80
6.2.1 - DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS	80
6.2.2 - DETERMINAÇÃO DAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO MATERIAL	81
6.2.3 - PERFIL DE UMIDADE DO SOLO.....	81
6.2.4 - LIMITES DE CONSISTÊNCIA.....	82
6.3 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	83
6.4 - RESULTADO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	85
6.5 - ENSAIO DE ADENSAMENTO	87
6.6 - RETROANÁLISE NUMÉRICA	89

6.7 - VERIFICAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO	95
CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	99
7.1 - CONCLUSÕES	99
7.2 - RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	101
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	102
APÊNDICE.....	106
A - RELATÓRIO DE SONDAÇÃO DO TRECHO ANALISADO.....	106

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 2.1 - Extensão do fenômeno de laterização na superfície emersa da terra. (Villibor et al, 2000).....	5
Figura 2.2 - Ocorrência de solos lateríticos no território brasileiro. (Villibor et al, 2000)	5
Figura 2.3 - Muros de gravidade e os muro de gravidade aliviado	7
Figura 2.4 - Muros de flexão e com contrafortes	8
Figura 2.5 - Tipos de estruturas de contenção (Massad 2005).....	10
Figura 2.6 - Elementos constituintes das paredes de estacas metálicas com pranchões de madeira	11
Figura 2.7 - Detalhe da cortina de contenção em planta da Obra 1 - Feira dos Importados (Magalhães 2003).....	13
Figura 2.8 - Malha de Elementos Finitos para o problema de Bolton & Osman (2004)	14
Figura 2.9 - Comparação entre a metodologia MSD e Análise Numérica (FE) do momento nas estacas para três condições: (a) 5 m de escavação, (b) 8 m de escavação e (c) 10 m de escavação.....	15
Figura 2.10 - Mapa Geológico do município de Goiânia (Santos, 1997)	17
Figura 3.1 - Empuxo ativo e passivo.....	18
Figura 3.2 - Estado de pressões nos estados ativo e passivo e em repouso	19
Figura 3.3 - Empuxos ativos, passivos e em repouso.....	19
Figura 3.4 - Ângulo da cunha de ruptura formado com uma superfície plana; (a) Caso ativo; (b) Caso passivo (Lambe e Whitman, 1969).....	21
Figura 3.5 - Distribuição do Empuxo Ativo (Hachich 1998).....	23
Figura 3.6 - Distribuição do Empuxo Passivo (Hachich 1998).....	24
Figura 3.7 - Cunha de Empuxo Ativo	25
Figura 3.8 - Cunha de empuxo passivo	26
Figura 3.9 - Cunha de empuxo ativo considerado o solo coesivo.....	27

Figura 3.10 - Linha de ruptura de Mohr-Coulomb estendida para solos não saturados (Fredlund et al 1978).....	30
Figura 3.11 - Linha de interseção ao longo do plano de ruptura no plano τ vs $(u_a - u_w)$ (Fredlund et al 1978).....	31
Figura 3.12 - Considerações gerais e perfis de empuxos de terra para cortinas ancoradas. Para o projeto de cortinas em balanço, pode-se apenas desconsiderar o tirante. Os perfis de empuxos ativo e passivo são os similares (Bowles, 1996.....	32
Figura 3.13 - Cortina em balanço; (a) Deformada da cortina; (b) distribuição das tensões obtidas da teoria da elasticidade e plasticidade; (c) Diagrama simplificado.....	34
Figura 3.14 - Método de Blum para paredes em balanço com ficha mínima	34
Figura 3.15 - Contra-Empuxo no Método de Blum	35
Figura 3.16 - Diagrama de empuxo proposto por Padfield and Mair (1984).....	37
Figura 3.17 - Diagrama de empuxo proposto por King (1995).....	38
Figura 3.18 - Valores de ε' , variação de x'/h' com h'	41
Figura 3.19 - Dados de entrada dos parâmetros para definição das camadas de solo.....	42
Figura 3.20 - Análise de uma contenção ancorada (extremidade fixa).....	48
Figura 3.21 - Determinação de Δx	49
Figura 3.22 - Análises de contenções simplesmente apoiadas (extremidade livre).....	49
Figura 4.1 - Localização da obra setor aeroporto na cidade de Goiânia - GO (interseção avenida independência com avenida República do Líbano)	52
Figura 4.2 - Cravação das estacas metálicas com “Bate-Estacas.....	53
Figura 4.3 - Elementos da estrutura de contenção após a instalação das estroncas	54
Figura 4.4 - Elementos da estrutura de contenção após a construção das paredes de concreto.....	54
Figura 4.5 - Processo executivo da escavação sem travamento.....	55
Figura 4.6 - Processo executivo da escavação com travamento	56
Figura 4.7 - Trechos definidos em projeto	57
Figura 4.8 - Trecho “E” Definido em projeto com detalhamento do perfil a ser utilizado.....	57
Figura 4.9 - Execução da escavação.....	58

Figura 4.10 - Paredes de Concreto (Montagem das formas e solda dos conectores metálicos).....	58
Figura 4.11 - Detalhamento da Cortina Armada	59
Figura 4.12 - Afloramento do lençol freático.....	60
Figura 4.13 - Acúmulo de água do lençol e erosão na base do talude	60
Figura 4.14 - Localização dos furos de sondagem na obra, no setor aeroporto em Goiânia ...	61
Figura 4.15 - Perfil geotécnico do trecho escavado	62
Figura 5.1 - Localização dos Poços de Coleta de Amostras	66
Figura 5.2 - Poços de coleta de amostra indeformada.....	67
Figura 5.3 - Amostras deformadas e indeformadas no laboratório após coleta.....	67
Figura 5.4 - Esquema do equipamento para o ensaio de Cisalhamento Direto Simples.....	70
Figura 5.5 - Aparelho de Compressão Triaxial (Souza Pinto, 2000)	75
Figura 5.6 - (a) Aplicação da tensão principal σ_1 e da tensão de confinamento σ_3 ; (b) corpo de prova rompido; (c) Circulos de Mohr e envoltória de Coulomb.....	75
Figura 6.1 - Distância entre marcos superficiais para monitoramento dos deslocamentos.....	77
Figura 6.2 - Valores de: (a) Deslocamentos horizontais; (b) Velocidade, medidos em nove dias (Estacas lado direito)	78
Figura 6.3 - Valores de: (a) Deslocamentos horizontais; (b) Velocidade, medidos em nove dias (Estacas lado esquerdo)	79
Figura 6.4 - Trincas nos revestimentos asfálticos das vias paralelas à escavação	79
Figura 6.5 - Curva granulométrica	81
Figura 6.6 - Perfil de umidade do solo para as seções analisadas.....	82
Figura 6.7 - Ensaio de consistência (Limite de liquidez).....	82
Figura 6.8 - Curvas Tensão versus Deslocamento; Amostra seção 718/795	84
Figura 6.9 - Envoltória Tensão Cisalhante versus Tensão Normal; Amostra seção 718/795.....	84
Figura 6.10 - Tensão Desvio versus Deformação Axial	86
Figura 6.11 - Variação Específica de Volume versus Deformação Axial	86

Figura 6.12 - Círculo de Mohr	87
Figura 6.13 - Trajetória de Tensões Efetivas e Envoltórias de Ruptura (pico e residual)	87
Figura 6.14 - Curva de altura do corpo de prova, em função da raiz quadrada do tempo, para cálculo do coeficiente de adensamento, pelo método de Taylor.....	88
Figura 6.15 - Tensão Vertical aplicada versus Índice de Vazios	89
Figura 6.16 - Malha de elementos finitos da seção Est. 478/626 com duas camadas de solo e perfil metálico	90
Figura 6.17 - Fluxograma das etapas da retroanálise do programa SIGMA/W.....	92
Figura 6.18 - Deslocamentos horizontais medidos e numéricos para as seções analisadas.....	93
Figura 6.19 - Malha deformada pela escavação e zonas de plastificação	94
Figura 6.20 - Esquema da seção 251/291.....	96
Figura 6.21 - Esquema da seção 478/626.....	97
Figura 6.22 - Esquema da seção 718/795.....	97
Figura A.1 - Localização dos furos de sondagem	106
Figura A.2 - Relatório de sondagem referente ao SP 01	107
Figura A.3 - Relatório de sondagem referente ao SP 02.....	108
Figura A.4 - Relatório de sondagem referente ao SP 03	109
Figura A.5 - Relatório de sondagem referente ao SP 04.....	110
Figura A.6 - Relatório de sondagem referente ao SP 05	111
Figura A.7 - Relatório de sondagem referente ao SP 06.....	112
Figura A.8 - Relatório de sondagem referente ao SP 07	113
Figura A.9 - Relatório de sondagem referente ao SP 08.....	114
Figura A.10 - Relatório de sondagem referente ao SP 09.....	115
Figura A.11 - Relatório de sondagem referente ao SP 10.....	116
Figura A.12 - Relatório de sondagem referente ao SP 11	117
Figura A.13 - Relatório de sondagem referente ao SP 12.....	118

Figura A.14 - Relatório de sondagem referente ao SP 13.....	119
Figura A.15 - Relatório de sondagem referente ao SP 14.....	120
Figura A.16 - Relatório de sondagem referente ao SP 15.....	121
Figura A.17 - Relatório de sondagem referente ao SP 16.....	122
Figura A.18 - Relatório de sondagem referente ao SP 17.....	123
Figura A.19 - Relatório de sondagem referente ao SP 18.....	124
Figura A.20 - Relatório de sondagem referente ao SP 19.....	125
Figura A.21 - Relatório de sondagem referente ao SP 20.....	126
Figura A.22 - Relatório de sondagem referente ao SP 21.....	127
Figura A.23 - Relatório de sondagem referente ao SP 22.....	128

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 - Deslocamentos horizontais e recalques em obras escoradas (Massad, 2005).....	13
Tabela 2.2 - Resultados comparativos de deslocamentos do topo da estaca x profundidade de escavação.....	14
Tabela 4.1 Dimensões dos perfis Metálicos de acordo com o Trecho.....	57
Tabela 5.1 - Profundidade dos Poços	65
Tabela 6.1 - Deslocamentos horizontais máximos medidos	78
Tabela 6.2 - Deslocamentos verticais máximos medidos	80
Tabela 6.3 - Massa específica dos grãos	80
Tabela 6.4 - Resultados dos ensaios de consistência e índice de plasticidade.....	83
Tabela 6.5 - Classificação das seções analisadas	83
Tabela 6.6 - Resultados do Ensaio de Cisalhamento	85
Tabela 6.7 - Parâmetros do ensaio de adensamento.....	89
Tabela 6.8 - Resumo dos parâmetros do sistema de suporte (Perfis metálicos tipo I) para cada seção.....	90
Tabela 6.9 - Resumo dos parâmetros iniciais de deformação e resistência do solo.....	91
Tabela 6.10 - Resumo dos parâmetros finais de deformação e resistência do Solo.....	95
Tabela 6.11 - Dados de entrada do programa “FINE”.....	96
Tabela 6.12 - Valores de ficha e comprimento resultantes programa “FINE”	98
Tabela 6.13 - Dados de entrada do programa “FINE” resultantes do programa SIGMA/W.....	98
Tabela 6.14 - Valores de ficha e comprimento resultantes programa “FINE” com dados obtidos através do programa SIGMA/W.....	98

LISTA DE ABREVIACÕES, NOMENCLATURAS E SÍMBOLOS

A	Área do corpo de prova do ensaio de cisalhamento direto;
a_v	Coefficiente de compressibilidade;
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ABMS	Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica;
A_s	Área da seção transversal do perfil metálico;
ASTM	American Standards for Testing Materials;
cm	Centímetro;
c	Coesão do solo;
c'	Coesão efetiva do solo;
C_c	Coefficiente de compressibilidade;
CD	Ensaio de compressão triaxial adensado e drenado;
CPRM	Levantamento do Projeto Radam Brasil;
CS	Coefficiente de Segurança;
CU	Ensaio de compressão triaxial não drenado;
c_v	Coefficiente de adensamento;
c_{red}	Coesão reduzida;
D	Comprimento da ficha;
e	Índice de vazios;
e_0	Índice de vazios inicial;
et al	“et alli”;
E	Módulo de Young ou Elasticidade;
E_{oed}	Módulo Oedométrico;
E_f	Módulo de Elasticidade final;
E_i	Módulo de Elasticidade inicial;
E_s	Módulo de Elasticidade do perfil metálico;
E_c	Contra empuxo do método de Blum;
EUA	Estados Unidos da América;
f	Comprimento da ficha;
f	Profundidade do centro de rotação em relação ao ponto de tensão nula no método de Blum;
FS	Fator de Segurança;

f_{ck}	Resistência do concreto característica de projeto;
h	Altura de escavação;
h	Altura do corpo de prova no ensaio de adensamento;
h_s	Altura de sólidos do corpo de prova no ensaio de adensamento;
h_0	Altura inicial do corpo de prova no ensaio de adensamento;
H	Altura total da estrutura de contenção;
H	Altura de escavação no método de Blum;
H_d	Metade da altura do corpo de prova;
IP	Índice de Plasticidade;
I_h	Leitura horizontal do corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto;
I_i	Momento de inércia do perfil metálico;
I_v	Leitura vertical do corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto;
k	Coefficiente de redução do empuxo passivo;
k	Constante do anel do ensaio de cisalhamento direto;
K_o	Coefficiente de empuxo no repouso;
K_A	Coefficiente de empuxo ativo;
K_P	Coefficiente de empuxo passivo;
K_r	Coefficiente de empuxo no repouso;
KPa	KiloPascal;
K	Coefficiente de empuxo total;
KN	KiloNewton;
L	Lado do corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto;
l_{mi}	Leitura do anel do ensaio de cisalhamento direto;
m	Metro;
mm	Milímetro;
m^2	Metro quadrado;
M	Momento fletor;
MEF	Método de Elementos Finitos;
m_v	Coefficiente de variação volumétrica;
MPa	MegaPascal;
MN/m ³	MegaNewton por metro cúbico;
MSD	Mobilizable Strength Design;
n	Porosidade do solo;
N	Número de golpes dos últimos 30 cm do ensaio de Sondagem a Percussão;

NBR	Norma Brasileira;
N_{ϕ}	Fator de fluxo;
N.A.	Nível de água;
OCR	Razão de sobreadensamento;
p	Tensão média;
P	Peso da cunha no método de Coulomb;
p'	Tensão média efetiva;
p_a	Tensão ativa;
p_p	Tensão passiva;
P1	Poço de amostragem 01;
P2	Poço de amostragem 02;
P3	Poço de amostragem 03;
q	sobrecarga;
Q	Ensaio de compressão triaxial rápido;
R	Centro de rotação no método de Blum;
R	Ensaio de compressão triaxial rápido e pré-adensado;
R	Reação do terreno;
R^2	Coefficiente de correlação linear;
S	Coesão na superfície de deslizamento;
S	Ensaio de compressão triaxial lento;
S_{nf}	Resistência ao cisalhamento de solos não saturados;
S_r	Grau de saturação;
SETE	Serviços Técnicos de Engenharia LTDA;
SPT	Ensaio de Sondagem a Percussão;
T	Adesão entre terrapleno e parede da contenção;
T_i	Força de cisalhamento;
U	Distância do nível de escavação ao ponto de valor zero;
U	Pressão neutra;
u_a	Pressão de ar no elemento sólido;
u_w	Pressão de água no elemento sólido;
$(u_a - u_w)$	Sucção matricial;
U	Adensamento total;
UU	Ensaio de compressão triaxial não adensado e não drenado;
x	Parâmetro do método de King;

y	Parâmetro do método de King;
W_L	Limite de Liquidez;
W_P	Limite de Plasticidade;
α	Inclinação da face do muro em contato com o solo;
β	Inclinação do terreno;
δ	Ângulo de atrito solo muro;
δ	Deslocamento;
ε	Deformação específica;
ε	Parâmetro do método de King;
ϕ	Ângulo de atrito do solo;
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do solo;
ϕ^b	Ângulo do coeficiente de incremento de resistência cisalhante relativa à sucção mátrica;
ϕ_f	Ângulo de atrito final;
ϕ_i	Ângulo de atrito inicial;
ϕ_1	Ângulo de atrito solo estrutura;
ϕ_{red}	Ângulo de atrito reduzido;
γ	Peso específico do solo;
γ_{sat}	Peso específico do solo saturado;
γ'	Peso específico do solo submerso;
γ_ϕ	Coefficiente de redução do programa FINE;
$\gamma_{m\phi}$	Coefficiente de segurança do ângulo de atrito
φ	Ângulo com a normal a linha de ruptura;
κ	Parâmetro do modelo de Camclay;
λ	Parâmetro do modelo de Camclay;
π	$PI = 3,14159$;
σ_{oct}	Tensão octaédrica;
σ_a	Empuxo de terra no nível da escavação;
σ_h	Tensão horizontal;
σ_v	Tensão vertical;
σ'_h	Tensão horizontal efetiva;
σ'_v	Tensão vertical efetiva;

σ'_{pa}	Tensão de pré-adensamento;
σ_n	Tensão normal;
σ_3	Tensão confinante (tensão principal maior);
ρ_g	Massa específica dos grãos;
τ	Tensão cisalhante;
ν	Coefficiente de Poisson;
Δ	Varição;
%	Porcentagem.

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 - IMPORTÂNCIA DO TEMA

A intensa ocupação urbana nas grandes cidades gera a necessidade de execução de obras subterrâneas. A construção de obras civis, totais ou parcialmente enterradas, tais como metrô, subsolos de edifícios, a instalação de dutos de utilidades em valas escoradas nas proximidades de edificações importantes requer um maior controle das deformações e estabilidade do maciço escavado.

A maioria das obras de escavação necessita de estruturas de contenção. A contenção é feita pela introdução de uma estrutura ou de elementos estruturais compostos, que apresentam rigidez distinta daquela do terreno que conterá. O carregamento da estrutura pelo terreno gera deslocamentos que por sua vez alteram o carregamento, num processo iterativo.

De qualquer forma, contenções são estruturas cujo projeto é condicionado por cargas que dependem de deslocamentos. Apesar disto ser um fato há muito reconhecido e ilustrado nos resultados clássicos de Terzaghi (1943) em modelos de muros de arrimo em areia, a prática corrente nem sempre demonstra este reconhecimento.

É, portanto, muito útil avaliar as cargas e deslocamentos neste tipo de estrutura por meio do monitoramento dos deslocamentos da estrutura de contenção e do maciço de solo, acompanhado de uma campanha de ensaios em laboratório para obtenção de parâmetros de resistência dos diferentes materiais envolvidos.

A inexistência de trabalhos relativos a grandes obras de contenção e parâmetros do solo na região de Goiânia e os poucos estudos nacionais relatados motivaram a realização deste estudo, já que as teorias importadas, embasadas em solos de clima temperado, podem se mostrar inadequadas para prever o comportamento real de solos tropicais.

Outro motivo para a realização deste estudo é a execução próxima de grandes obras de escavação na região, como é o caso do Metrô de Goiânia, que precisará de uma experiência técnica apropriada para este tipo de obra em solos da região.

1.2 - OBJETIVOS DO TRABALHO

Esta pesquisa tem por objetivo analisar o comportamento de uma estrutura de contenção composta por perfis metálicos e pranchões de madeira e a interação desta com o solo, obtendo assim, parâmetros médios mais representativos para este tipo de obra, evitando

um eventual superdimensionamento e uso de fatores de segurança excessivos. Para atingir este objetivo são precisos os seguintes objetivos específicos:

- Caracterização do perfil de solo através da realização de uma série de ensaios em campo e em laboratório;
- Avaliação do comportamento mecânico do solo por meio de monitoramento da estrutura de contenção em campo;
- Retroanálise numérica;
- Verificação do dimensionamento da estrutura de contenção em questão, baseando-se nas teorias do equilíbrio limite.

1.3 - METODOLOGIA

O presente trabalho iniciou-se com o estudo de conceitos de solos tropicais, os principais tipos de estruturas de contenção e buscou-se encontrar trabalhos já realizados relativos às estruturas de contenção em balanço. Em seguida foram estudados teorias e métodos de dimensionamento referentes a estas estruturas.

O programa experimental consistiu na realização de uma série de ensaios de caracterização, sondagens tipo SPT, cisalhamento direto, compressão triaxial e adensamento, onde se avaliou o comportamento tensão-deformação de amostras retiradas na obra analisada. Além disso, foi realizada uma instrumentação de campo por meio de marcos superficiais, que permitiu o monitoramento dos deslocamentos horizontais das estacas de perfis metálicos e ainda medições periódicas dos deslocamentos verticais destas com a ajuda de um teodolito.

Realizou-se uma retroanálise numérica, utilizando o modelo eslásto-plástico de Mohr-Coulomb para o solo e o modelo elástico perfeitamente plástico para a cortina, pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) por meio do programa SIGMA/W. Esta retroanálise teve como objetivo de compatibilizar os deslocamentos simulados numericamente com os medidos em campo, visando encontrar parâmetros de resistência e deformação mais representativos do solo da região estudada.

Na seqüência verificou-se o dimensionamento da estrutura de contenção que compõe a obra analisada em função dos parâmetros de resistência obtidos no programa experimental, baseando-se na teoria do equilíbrio limite, desprezando-se assim, a deformabilidade do solo. Utilizou-se para isso o programa numérico FINE.

Por fim, analisou-se os resultados e apresentou-se as conclusões sobre a interação solo estrutura de contenção.

1.4 - ESCOPO DA PESQUISA

Esta dissertação é dividida em 7 capítulos, cujos assuntos abordados em cada um dos capítulos estão brevemente descritos a seguir:

No Capítulo 1 é feita introdução ao assunto, destacando-se a necessidade da execução de estruturas de contenção aliadas a um controle dos deslocamentos. Por fim, são apresentados a motivação, os objetivos, a metodologia e o escopo da dissertação.

O capítulo 2 consiste em uma revisão bibliográfica abordando conceitos de solos tropicais, os principais tipos de estruturas de contenção, dando ênfase à analisada neste trabalho, apresentando também casos já estudados relativos às estruturas de contenção em balanço e por fim, um breve relato da geologia da região de Goiânia.

O Capítulo 3 apresenta como fundamentos teóricos algumas teorias e metodologias de dimensionamento de estruturas de contenção, bem como a descrição dos programas numéricos utilizados.

No capítulo 4 descreve-se a obra analisada, apresentando assim, sua localização, detalhamento dos elementos constituintes da estrutura e do processo executivo.

O capítulo 5 apresenta os ensaios realizados para caracterização geotécnica e também a forma como foi realizado o monitoramento dos deslocamentos do trecho analisado.

No Capítulo 6 é feita a apresentação dos resultados obtidos nos ensaios e monitoramentos realizados na obra, mostrando também, os resultados das retroanálises numéricas realizadas com o programa SIGMA/W, baseadas nos deslocamentos medidos em campo e da verificação do dimensionamento pelo programa FINE.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões finais da dissertação e sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2 - REVISÃO DA LITERATURA

2.1 - SOLOS TROPICAIS

O conceito de solos tropicais engloba tanto os solos intensamente intemperizados, ricos em óxidos de ferro e alumínio, denominados de solos lateríticos, quanto os solos que mantêm a estrutura original da rocha-mãe, conhecidos como solos saprolíticos (Massad, 2005).

É importante ressaltar, que existem solos com outras características das descritas acima, mas que também são denominados solos tropicais, como aqueles originados da decomposição de cinzas e rochas vulcânicas (Sowers, 1971 apud Massad, 2005). A seguir é apresentada uma definição de solos Lateríticos e Saprolíticos.

2.1.1 - SOLOS LATERÍTICOS

Solos lateríticos são solos que sofreram um processo pedológico denominado laterização. Utiyama et al (1997) conceituaram laterização como sendo um processo que confere ao solo uma elevada concentração de óxidos hidratados de ferro e de alumínio, que leva a predominância da caulinita como argilo-mineral (quase sempre exclusivo) e imprime ao mesmo, macro e micro-estrutura porosa, sobretudo em sua parte argilosa.

Em 1807 o termo “laterita” foi utilizado para descrever um material ferruginoso oriundo de Malabar, Índia. No final do século XIX o termo laterita era conhecido como o produto da alteração de rochas ígneas, sedimentos, depósitos detríticos e cinzas vulcânicas de regiões tropicais e subtropicais.

Em 1982, Schellmann (Nóbrega,1995) definiu laterita como sendo “acumulações superficiais ou sub-superficiais de produtos provenientes do intemperismo de rochas, desenvolvidos sob condições favoráveis a uma maior mobilidade dos elementos alcalinos, alcalinos terrosos e sílica, e imobilização de ferro e alumínio”. Condições de alta temperatura e grande umidade são parâmetros favoráveis ao processo de laterização.

Estes solos ocorrem entre os trópicos, ou seja, entre os paralelos 30° N e 30° S de latitude, e apresentam propriedades de engenharia particulares diferentes daquelas características dos solos das regiões temperadas. Os solos lateríticos ocupam aproximadamente 40% das terras emersas do globo terrestre (Figura 2.1). No Brasil (Figura 2.2), eles recobrem cerca de 65% da área total do país.

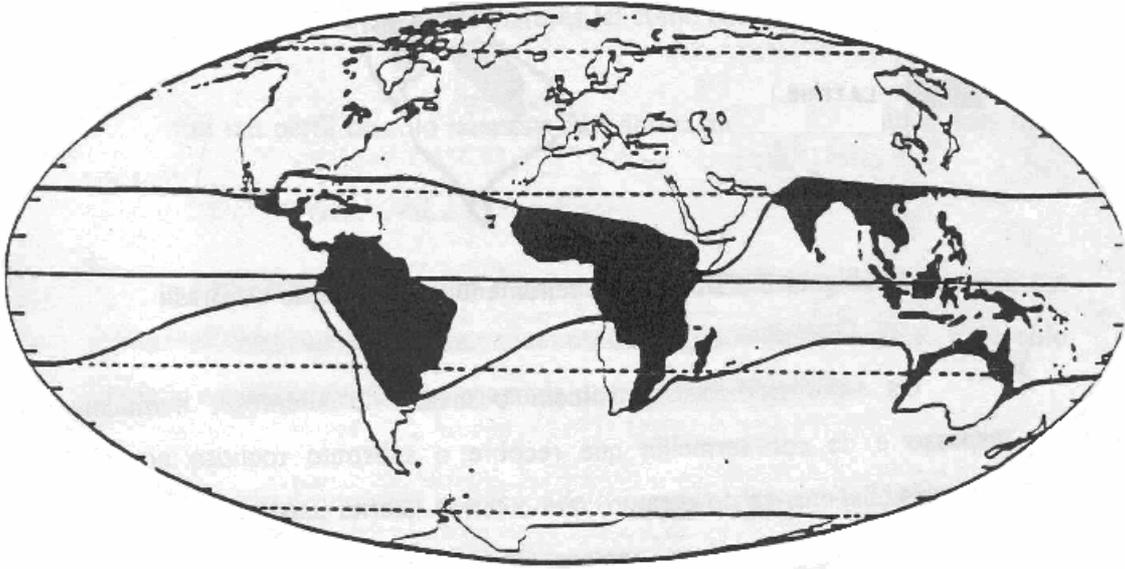


Figura 2.1 - Extensão do fenômeno de laterização na superfície emersa da terra.
(Villibor et al, 2000)

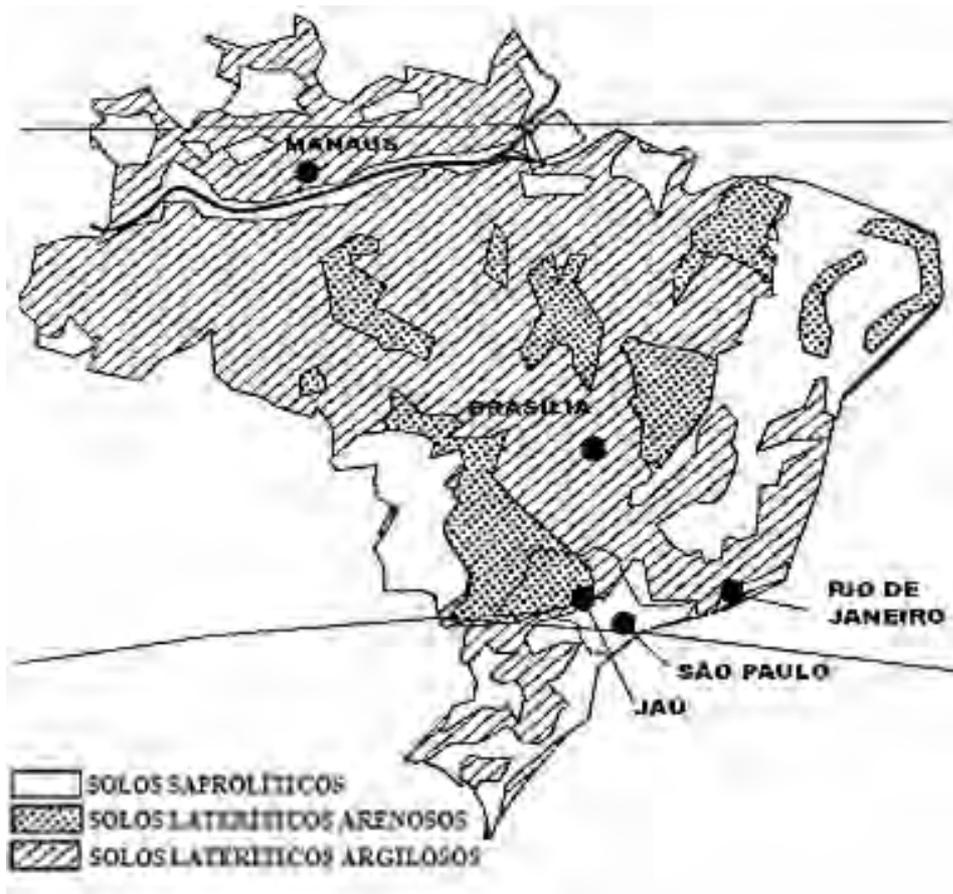


Figura 2.2 - Ocorrência de solos lateríticos no território brasileiro.
(Villibor et al, 2000)

Segundo Vargas (1953, 1973 e 1974) apud Massad (2005), os solos porosos da Região Centro-Sul do Brasil, oriundos de gnaisses, granitos, arenitos ou basaltos, foram formados dessa maneira, resultando em solos lateríticos de granulometria arenosa a argilosa.

Sabe-se que a composição mineralógica e a estrutura dos solos lateríticos influem muito em suas características e propriedades geotécnicas. A lixiviação e a cimentação das partículas é responsável pela formação de agregados e pela estrutura porosa, resultando em um solo com elevado índice de vazios, elevada resistência contra a ação erosiva das águas pluviais e alta permeabilidade. Podem suportar escavações de até 10m de altura praticamente verticais, sem a necessidade de escoramento. No entanto, os seus macro-poros conferem-lhes uma elevada compressibilidade, além de serem colapsíveis, isto é, sofrem deformações bruscas quando saturados sob carga. Massad (2005).

Os solos lateríticos têm sido classificados comumente, em mecânica dos solos, mediante a determinação de propriedades físicas fáceis de serem determinadas tais como: granulometria e limites de Atterberg. Essas propriedades são designadas de propriedades índices. Sabe-se que os solos tropicais apresentam diversas peculiaridades quanto a tais propriedades, o que torna as classificações tradicionais muitas vezes insatisfatórias.

2.1.2 - SOLOS SAPROLÍTICOS

São solos heterogêneos que apresentam macro-estruturas herdadas da rocha-mãe, podendo assim coexistir, lado a lado, solos e blocos de rocha.

Sowers (1963) apud Massad (2005), descreveu a composição mineralógica destes solos oriundos de rochas ígneas e metamórficas, observando a predominância de quartzo, argilo-minerais (caolinita, haloisita, gibsita e ocasionalmente a montmorilonita), feldspatos parcialmente decompostos e mica.

Embora apresentem elevados índices de vazios, estes solos são geralmente muito resistentes, a ponto de permitirem escavações verticais profundas sem escoramento. Massad (2005).

2.2 - ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Contenção é todo elemento ou estrutura destinado a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em um maciço de solo, cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro (Hachich W. et al., 1998). São utilizadas quando se deseja

manter uma diferença de nível na superfície do terreno, e o espaço disponível não é suficiente para vencer o desnível através de taludes. Os principais tipos de estruturas de contenção estão apresentados a seguir.

2.2.1 - MUROS DE CONTENÇÃO

Estruturas corridas de contenção constituídas de parede vertical ou quase vertical apoiada em uma fundação rasa ou profunda. Podem ser construídas em alvenarias (tijolos ou pedras) ou em concreto (simples ou armados) ou ainda, de elementos especiais. Como exemplo tem-se os muros de gravidade, muros de flexão, muros com contrafortes e mistos.

Os muros de gravidade são estruturas em que o peso próprio é o responsável pela sua estabilidade. São muito utilizados em projetos de barragens, para a contenção dos aterros junto às estruturas do vertedouro e da tomada d'água.

Os muros de gravidade aliviados são utilizados quando se deseja reduzir a seção do muro, sendo necessária então a utilização de armação para resistir aos esforços de tração.

Os muros de gravidade e os muros de gravidade aliviados podem ser observados na Figura 2.3 a seguir.

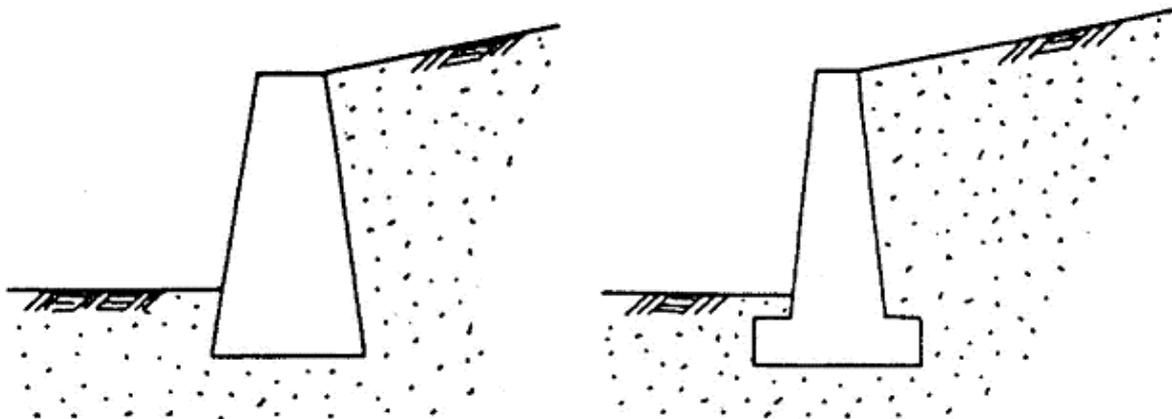


Figura 2.3 - Muros de gravidade e os muro de gravidade aliviado

Os muros de flexão são compostos basicamente de duas lajes de concreto. Podem ser introduzidas paredes de contrafortes para aumentar a rigidez do muro (Figura 2.4). A utilização deste tipo de muro requer um custo adicional em relação aos descritos anteriormente, devido à dificuldade de compactação do aterro nos encontros das lajes e o acréscimo de tempo para realização destes serviços e os de preparação de formas, armaduras e concretagem.

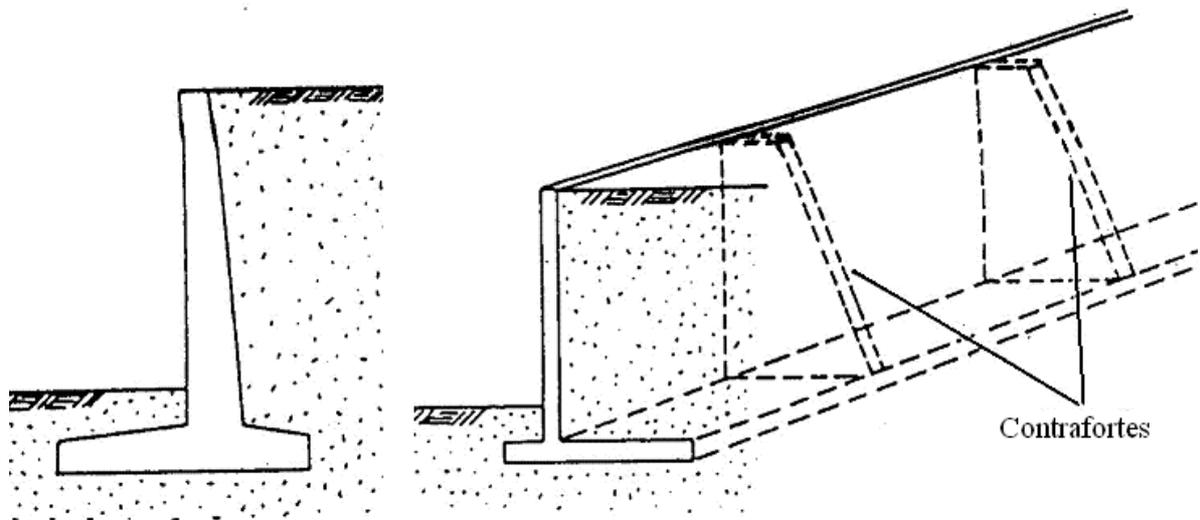


Figura 2.4 - Muros de flexão e com contrafortes

2.2.2 - CORTINAS DE ESTACA PRANCHA

São contruídas com elementos de aço, concreto ou madeira, cravados individualmente, um ao lado do outro, com engates laterais que permitem a sua conexão para construir a cortina. As estacas de madeira são geralmente utilizadas para escoramento de valas rasas, em solos de baixa consistência, onde os problemas de cravação não são muito importantes. Para resistir aos esforços da cravação, sem flambagem, as estacas de aço tem configurações especiais que garantem a rigidez necessária, mesmo com pequena espessura.

Quando construídas com elementos de aço, os perfis são dotados de encaixe na sua extremidade, de modo que a parede de contenção é obtida pela cravação sucessiva de perfis encaixados uns aos outros, formando uma parede contínua, mas ao mesmo tempo flexível (Figura 2.5). Após a cravação dos perfis pode-se então iniciar a escavação, sem a necessidade de execução de qualquer outro serviço, a não ser a que esteja previsto a colocação de escoramentos, estroncas e vigamento horizontal.

Em obras provisórias, as estacas pranchas são utilizadas na execução de valas ou trincheiras e também ensecadeiras. No entanto, este tipo de contenção pode ser utilizado de forma definitiva, como em paredes de canais, cais marítimo ou fluvial, barragens, proteções marginais de lagos e rios e também como contenções de deslizamentos de solos de um modo geral. Nesses casos os perfis são fabricados com aço galvanizado a quente, tornando-o resistente à corrosão e aumentando sua vida útil.

2.2.3 - PAREDES DIAFRAGMA

As paredes diafragmas são paredes contínuas de concreto armado ou aço. Quando de concreto, são concretadas em painéis antes do início da escavação, constituindo uma estrutura bastante rígida. São utilizadas quando as escavações devem ser realizadas nas proximidades de construções que não podem sofrer recalques diferenciais excessivos, podendo constituir as paredes da estrutura definitiva. Geralmente a obra pode ser realizada sem rebaixamento do lençol freático.

Os painéis de concreto apresentam forma retangular e comprimento variando de um a seis metros e largura de quarenta a sessenta centímetros. Este tipo de contenção apresenta uma forma diferenciada de execução, pois o local escavado para construção dos painéis é preenchido por uma lama bentonítica enquanto o concreto não for vertido. Tal lama tem a função de equilibrar a pressão exercida pelo solo e pela água naquele momento, de forma a evitar o desmoronamento do local escavado.

Terminada a escavação, coloca-se na extremidade lateral um tubo de aço que permite, durante a concretagem, a criação de um engate entre o painel em execução e o seguinte a ser executado. Em seguida, coloca-se a armação e aplica-se um concreto bastante plástico com o auxílio de tubos do tipo tremonha, preenchendo o buraco de baixo para cima, expulsando a lama, que é recolhida para posterior reaproveitamento. Após o concreto adquirir uma certa resistência, o tubo é sacado e o processo se reinicia.

As paredes diafragmas são aplicadas como contenções de paredes de subsolos enterrados, proteção de costas marítima e contenções em corte rodoviários (Figura 2.5).

2.2.4 - PAREDES DE ESTACAS JUSTAPOSTAS

A construção de contenções através de estacas de concreto moldadas in loco justapostas, é uma solução bastante simples e econômica. Após o concreto adquirir resistência suficiente, o solo é escavado e a face aparente pode receber um acabamento em concreto.

A forma mais viável de execução consiste na escavação alternada, de modo que a distância entre cada estaca seja igual ao seu diâmetro. Para completar a sequência, as estacas faltantes devem ser executadas antes que as anteriores atinjam maior resistência ($> 5\text{MPa}$), cerca de 24 horas, evitando assim o aparecimento de frestas (Figura 2.5).

Os principais tipos de estruturas de contenção relatados acima estão ilustrados na Figura 2.5.

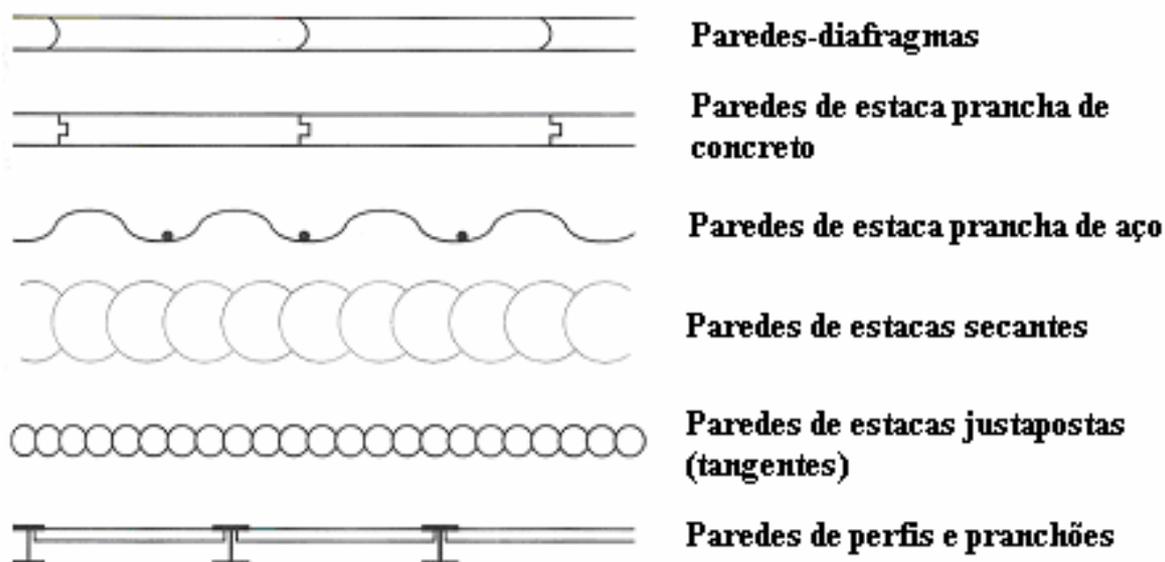


Figura 2.5 - Tipos de estruturas de contenção (Massad 2005)

2.2.5 - PAREDES DE ESTACAS SECANTES

O processo de execução é semelhante ao das estacas justapostas. Antes que se dê o endurecimento do concreto de uma estaca, a sua vizinha é escavada, cortando-se parte da seção de concreto já executado, garantindo-se assim, melhor contato entre as estacas (Figura 2.5).

2.2.6 - PAREDES DE ESTACAS METÁLICAS COM PRANCHÕES DE MADEIRA

A obra analisada neste trabalho foi realizada com um escoramento do tipo parede de estacas metálicas com pranchões de madeira. São constituídas de estacas metálicas, geralmente de seção “I”, que são cravadas com certo espaçamento nos limites da área a ser escavada, sendo posteriormente introduzidos pranchões de madeira entre elas a medida que a escavação vai sendo realizada. A Figura 2.6 apresenta os elementos constituintes desse tipo de contenção.

Este tipo de paramento é muito utilizado em obras de contenções implantadas acima do lençol freático e em solos que podem, por um efeito de arqueamento (areias) ou devido à sua coesão (siltes e argilas), permanecer estáveis, ao menos temporariamente, de modo a permitir a escavação do terreno, entre perfis, para a instalação do pranchamento. Nestas condições, e para contenções com alturas até aproximadamente 6m têm se mostrado uma

solução muito econômica, principalmente quando os perfis metálicos são incorporados à estrutura da cortina de concreto.

Os perfis metálicos são utilizados também para suportar as cargas verticais da contenção das vigas construídas em sua extremidade e as da estrutura da cortina de concreto definitiva.

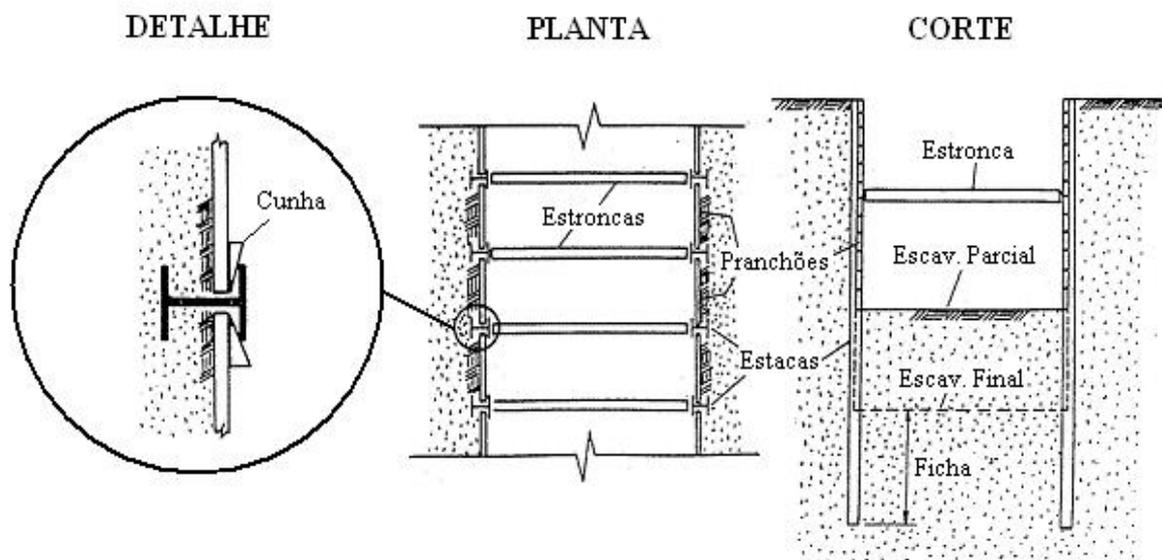


Figura 2.6 - Elementos constituintes das paredes de estacas metálicas com pranchões de madeira

A ficha que penetra abaixo do fundo da escavação corresponde somente às estacas de aço, que constituem engastamentos individuais da parede. Abaixo do N.A., a escavação só pode ser implantada com o auxílio de sistemas de rebaixamento do lençol freático, o que onera a implantação deste sistema de contenção além de propiciar o aparecimento de recalques indesejáveis nas construções vizinhas.

A cravação dos perfis metálicos pode causar vibrações elevadas se eles forem de porte avantajado e se o subsolo tiver camadas de solos resistentes.

Muitas vezes, os perfis metálicos só podem ser instalados com a utilização de pré-furos para minimizar as vibrações e permitir que atravessem as camadas de solo mais resistentes.

Para a instalação das pranchas de madeira (pranchões), que servirão de forma (perdida) para a cortina definitiva de concreto, é necessário executar uma escavação manual cujo custo, geralmente elevado, deve ser considerado quando do estudo econômico da solução, assim como, também, o custo das longarinas metálicas que servem para transmitir os

esforços dos tirantes ou estroncas aos perfis, quando um desses tipos de escoramento for adotado.

Devido à flexibilidade dos pranchões de madeira e mesmo das estacas de aço, as paredes da escavação podem sofrer algumas deformações, que resultam em recalques na superfície do terreno, que por sua vez podem provocar danos em construções existentes nas proximidades da escavação. Estes recalques são ainda agravados quando são retardados os serviços de colocação das estroncas nos níveis previstos pelo projeto.

2.3 - ESTUDOS REALIZADOS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM BALANÇO

Como exemplo de estudo de caso, tem-se a construção de metrô de São Paulo, onde parte da escavação foi escorada por perfis metálicos espaçados de 2 a 2,5m, com pranchões de madeira e longarina, em solos sedimentares intemperizados (solos tropicais).

Os deslocamentos horizontais e os recalques foram medidos com o auxílio de marcos superficiais e inclinômetros. Os resultados estão apresentados na Tabela 2.1, onde se encontram valores registrados em algumas obras executadas com o mesmo tipo de escoramento, porém em solos não Tropicais.

Como conclusão final, Massad (2005) afirmou que a intensidade dos movimentos laterais depende da seqüência de construção do sistema de escoramento da escavação e, até certo ponto, independe do solo escorado, seja sedimentar ou tropical.

Em relação às análises numéricas em estruturas de contenção em balanço, pode-se citar alguns autores como: Bolton & Osman (2004), King (1995), Marchetti & Monaco (2002), Magalhães (2003), Sá Quirino (2004) e Medeiros (2005), os quais são apresentados a seguir.

Magalhães (2003) estudou o comportamento de uma cortina de estaca prancha assente em solo poroso não saturado executado no Distrito Federal buscando compreender melhor como a contenção é solicitada devido ao empuxo de terra.

A cortina de estaca prancha foi executada no mês de junho, época de estiagem no Distrito Federal, e instrumentou-se cinco níveis de profundidade em três estacas. A extensão total do maciço a ser arrimado foi dividida em três trechos distintos, em cada trecho variou-se o espaçamento e o fator de segurança, obtendo assim três condições de solicitação de esforços, como se pode observar na Figura 2.7.

Tabela 2.1 - Deslocamentos horizontais e recalques em obras escoradas (Massad, 2005)

Tipo de solo	Local	Final da Escavação				Referência
		H (m)	δ/H (%)	ρ/H (%)	$p/\gamma H$	
Solos sedimentares intemperizados (solos tropicais)	Metrô de São Paulo (Brasil)	9,0 a 23,0	0,04 a 0,05 (< 0,14)	0,10 a 0,30	0,08	Massad (1978a; 1979a, b e c)
Solos residuais e saprolíticos de gnaisse granito e xistos	Metrô de Baltimore (EUA)	< 35,0	0,02 a 0,05 (< 0,15)	0,14	-	Wirth et al. (1982)
	Valas em Washington DC (EUA)	8,4 a 18,0	-	-	0,15 a 0,23	O'Rouke e Cording (1974a e b)
Solos sedimentares	Metrô de Washington DC (EUA)	12,0 a 25,0	0,07	0,10	0,25	O'Rouke e Cording (1974b)
	Escavação em Clayton, Missouri (EUA)	14	-	0,14	0,10	Mansur et al. (1970)
Solos sedimentares sobrepostos a solos residuais	Metrô de Rio de Janeiro (Brasil)	9,0 a 18,0	-	0,20 a 0,45	-	Jucá (1981)

Obs: O nível freático estava abaixo do fundo da vala, exceto nas escavações para o metrô de Baltimore.

Legenda: H: Profundidade da escavação δ : máximo deslocamento lateral γ : Peso específico do solo
 ρ : máximo recalque p: máxima pressão de terra aparente

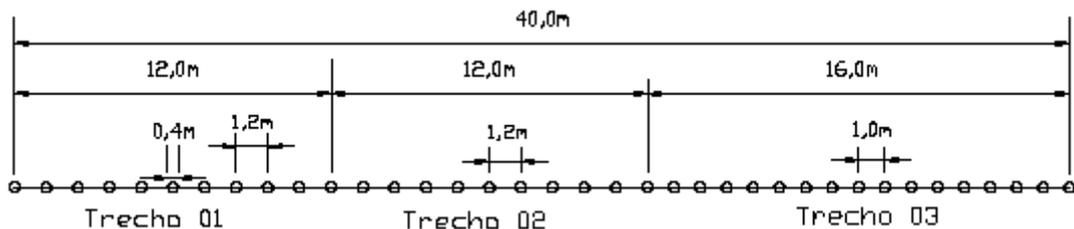


Figura 2.7 - Detalhe da cortina de contenção em planta da Obra 1 - Feira dos Importados (Magalhães 2003)

Baseado nos dados de instrumentação determinou-se os momentos atuantes, e via medidas diretas, obteve-se os deslocamentos no topo das estacas. Através do método de Bowles (1968) e do programa Geofine, fez-se retroanálises e observou-se a influência da sucção matricial no dimensionamento da estrutura de contenção, avaliando ainda a situação mais econômica para dimensionamento da obra.

Magalhães (2003) concluiu que ao considerar a parcela de coesão devido à sucção mátrica e a deformabilidade do maciço pode-se reduzir substancialmente o custo de uma obra

de contenção e aumentar a confiabilidade de projetos e que os dois métodos utilizados fornecem dados confiáveis, sendo que o método de Bowles (1968) mostrou-se mais conservador na determinação do comprimento da ficha que o método do Geofine, além de apresentar valores menores para os momentos fletores.

Bolton & Osman (2004) realizaram análises numéricas em estruturas de contenção em balanço para tentar validar o método MSD (*"Mobilizable Strength Design"*) proposto, comparando-o com o método dos elementos finitos. A estrutura de contenção possui um comprimento total de 20 m. A Figura 2.8 mostra a malha de elementos finitos para a simulação do problema.

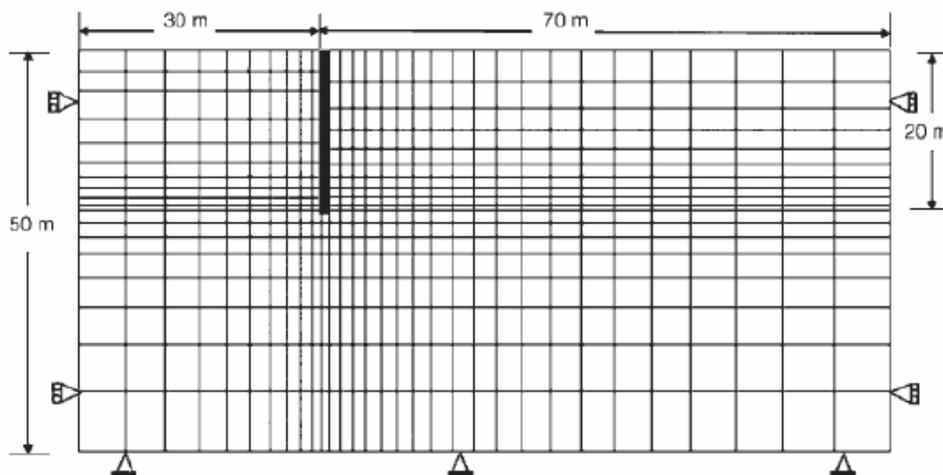


Figura 2.8 - Malha de Elementos Finitos para o problema de Bolton & Osman (2004)

A Tabela 2.2 mostra a comparação dos deslocamentos obtidos através da metodologia de Bolton & Osman (MSD) com a análise numérica pelo método dos elementos finitos. Pode-se notar que a metodologia proposta apresenta resultados menores que as análises numéricas.

Tabela 2.2 - Resultados comparativos de deslocamentos do topo da estaca x profundidade de escavação

	Método MSD	Análises Numéricas - MEF
Profundidade da escavação (m)	Δ_{MSD} (mm)	Δ_{MEF} (mm)
3	10	16
5	19	31
8	45	62
10	64	90

Com relação aos momentos nas estacas foram feitas comparações utilizando a metodologia MSD e a análise numérica para três condições: (a) 5 m de escavação, (b) 8 m de escavação e (c) 10 m de escavação, conforme mostrado na Figura 2.9.

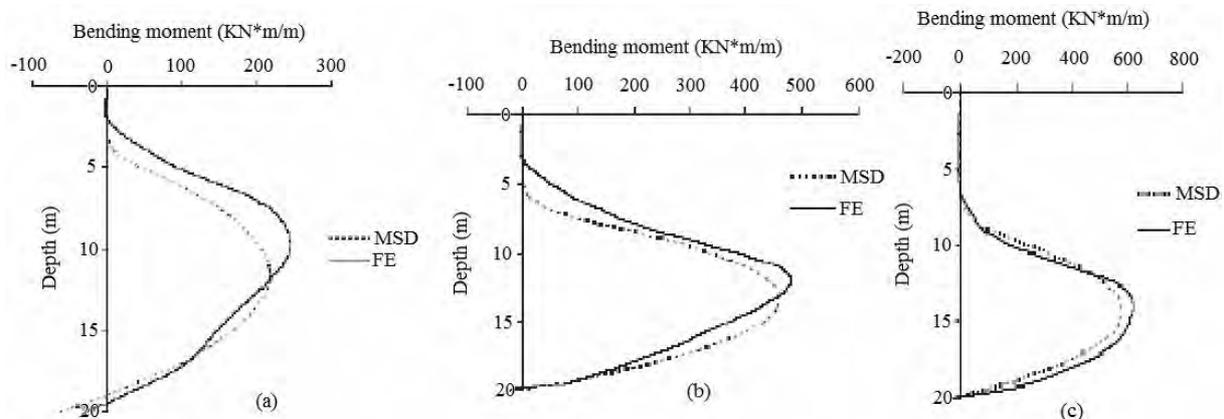


Figura 2.9 - Comparação entre a metodologia MSD e Análise Numérica (FE) do momento nas estacas para três condições: (a) 5 m de escavação, (b) 8 m de escavação e (c) 10 m de escavação.

Sá Quirino (2004) analisou o comportamento estrutural de uma cortina formada por estacas justapostas com altura total de oito metros, sendo quatro metros de ficha enterrada em camada de solo laterítico não saturado. Considerou-se para a análise a não saturação visando definir parâmetros mecânicos de resistência adequados a este tipo de contenção.

O objetivo deste trabalho consistiu em uma crítica dos métodos convencionais de dimensionamento, que desprezam a deformabilidade do solo e requer apenas os parâmetros de resistência para análises de equilíbrio da cortina. Sá Quirino (2004) defende que uma análise completa compreende a deformabilidade dos materiais envolvidos, tanto em termo do solo, como da cortina de contenção.

Uma solução completa compreende também as equações de equilíbrio, modelos constitutivos do comportamento tensão versus deformação do solo e da cortina, e as equações de compatibilidade de deformações do solo e da cortina. Utilizou-se então para realização destas análises o “software” PLAXIS.

A modelagem constitutiva foi obtida de um programa de laboratório envolvendo caracterização física, caracterização hidráulica, ensaios duplo-oedométrico e ensaios de resistência ao cisalhamento nas condições natural e saturada. Instrumentações em campo permitiram o monitoramento das deformações das estacas por meio de “strain-gauges” colados às barras de aço e medição dos deslocamentos nas estacas por meio de topografia.

Sá Quirino (2004) concluiu por meio dos resultados das análises que o Método do Equilíbrio Limite produz resultados conservadores.

Medeiros (2005) apresentou um estudo numérico do comportamento de estruturas de contenção em balanço e grampeadas do tipo “estaca justaposta”, assentes em solo poroso do Distrito Federal. Escolheu-se três obras para instrumentar o topo das contenções e analisá-las numericamente.

A primeira obra analisada situa-se na Feira dos Importados, que é uma estrutura de contenção em balanço, dividida em três trechos distintos. Em cada trecho variou-se o espaçamento e comprimento da ficha, obtendo assim, três condições de solicitações de esforços.

Em seguida, instrumentou-se uma obra localizada no Setor Bancário Sul, que possui na Fachada Oeste uma estrutura de contenção com quatro linhas de grampos. Por último, a Fachada Leste localizada no Setor de Autarquias Sul foi analisada. A mesma possui três linhas de grampos.

Para o estudo das estruturas de contenção em balanço e grampeadas foram selecionados dois programas: Sheeting check e GEO-FEM, ferramentas numéricas estas que contemplam a análise de construção em camadas, permitindo simular o processo construtivo, a deslocabilidade das estruturas e a presença de elementos estruturais como estacas e grampos.

Foram feitas comparações entre os resultados da simulação numérica e da instrumentação do topo das contenções. As análises apresentaram aspectos interessantes sobre o comportamento real das obras, tendo sido concluído que a metodologia apresenta-se como uma forte ferramenta para projetistas de estruturas de contenção considerando a deslocabilidade das estruturas. Ao se considerar esta deslocabilidade obtêm-se obras mais econômicas.

2.4 - GEOLOGIA DA REGIÃO DE GOIÂNIA

A região de Goiânia enquadra-se no domínio de terrenos metamórficos com evolução policíclica, situada entre os crátons Amazônicos e São Francisco, localizado na transição de duas unidades: ao norte, registra-se a ocorrência do Complexo Granulítico Anápolis-Itaçu, e na porção centro-sul, registra-se o Grupo Araxá, além de depósitos aluvionares ao longo de rios, ribeirões e córregos que cortam a área (Figura 2.10).

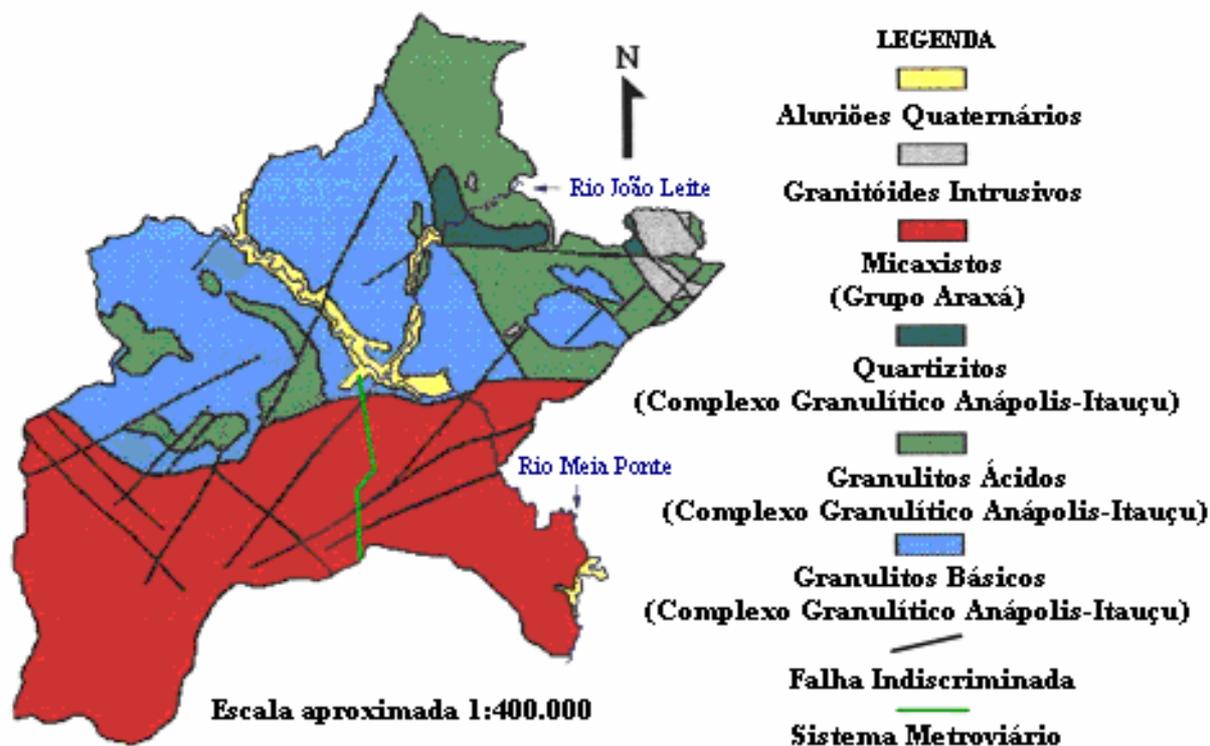


Figura 2.10 - Mapa Geológico do município de Goiânia (Santos, 1997)

No levantamento feito pelo Projeto Radam Brasil - CPRM (2001) observou-se ao norte da cidade de Goiânia uma série de afloramentos de rochas granulíticas, onde se alteram os tipos máficos e félsicos. Alguns afloramentos de anfibólio gnaisse e gnaisses encontram-se associados aos granulitos. Este tipo de rocha é responsável pela presença de um solo de alteração vermelho escuro, mas que quando intemperizados aparecem com uma coloração acastanhada.

A região sul de Goiânia, que se estende até as proximidades da cidade de Caldas Novas, encontra-se uma faixa de micaxistos (muscovita-quartzo xistos; quartzo-muscovita xistos e clorita-quartzo xistos) que contém, em seu bojo, micaxistos com características preservadas de rochas vulcânicas. Estes micaxistos, quando intemperizados, mostram colorações avermelhadas a arroxeadas e castanho-amareladas, devido principalmente à alteração da biotita e da granada, e geram solos silto-argilosos, de fácil desagregação, com a nítida presença de veios e lentes de quartzo, na maioria das vezes concordantes com a xistosidade. A formação pedológica dos solos do município de Goiânia define algumas classes que se encontram detalhadas em Santos, 1997.

CAPÍTULO 3 - MÉTODOS DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

3.1 - TEORIAS E MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

O carregamento final, oriundo das escavações, atuante no elemento estrutural das contenções é, em geral, composto de três parcelas básicas: empuxo de terra, empuxo devido a sobrecargas externas e empuxo da água (Bowles 1982).

O empuxo geralmente é calculado para uma faixa de largura unitária da estrutura de arrimo, não considerando as forças que atuariam sobre as superfícies laterais dessa faixa e pode ser dividido em ativo e passivo, o que corresponde ao estado de deformação plana (Bowles 1982).

No empuxo ativo a estrutura se desloca para fora do terrapleno. Neste caso, o solo sofre uma distensão ao reagir contra esta ação de afastamento do plano interno da estrutura de contenção, provocando na massa uma resistência ao longo do possível plano de escorregamento. No empuxo passivo a estrutura se desloca contra o terrapleno. O solo é comprimido pela estrutura, sofrendo uma compressão na cunha instável, gerando assim, ao longo do plano de ruptura, uma reação ao arrastamento denominada resistência ao cisalhamento (Bowles 1982). Tais empuxos podem ser observados na Figura 3.1.

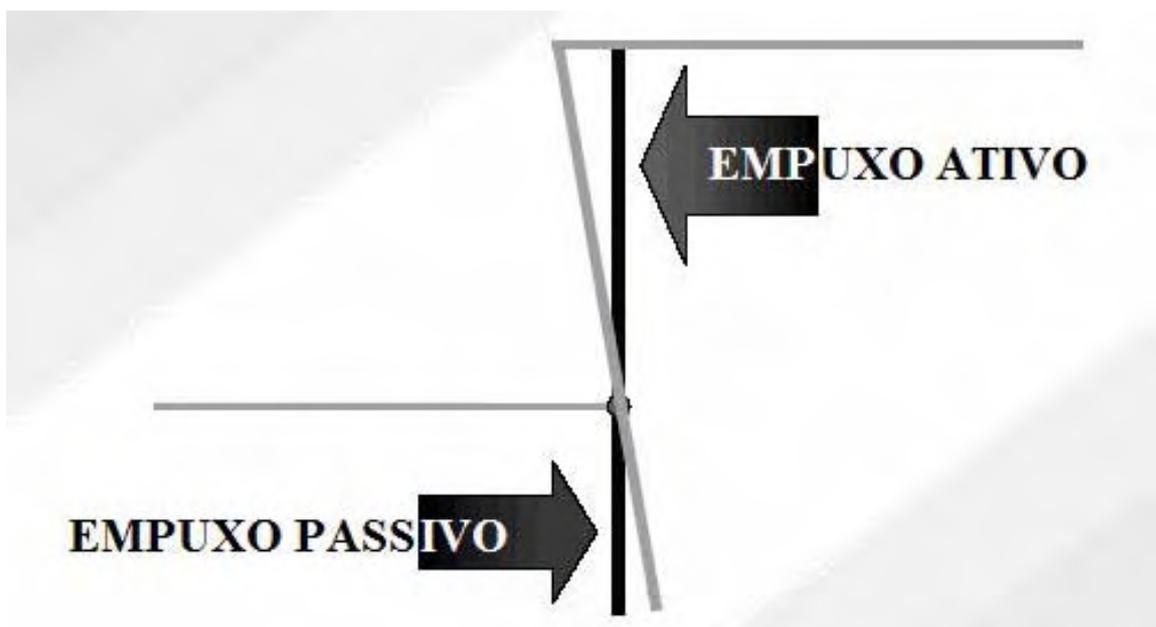


Figura 3.1 - Empuxo ativo e passivo.

Em resumo, a variação do estado de tensões nos estados Ativo e Passivo, assim como em repouso, pode ser interpretado com o auxílio do traçado dos círculos de Mohr e da envoltória de resistência do material, como mostrado na Figura 3.2 (Bowles 1982), onde o círculo 1 representa o estado de pressão em repouso (K_0), o círculo 2 representa o estado de pressão ativa e o círculo 3 o estado de pressão passiva.

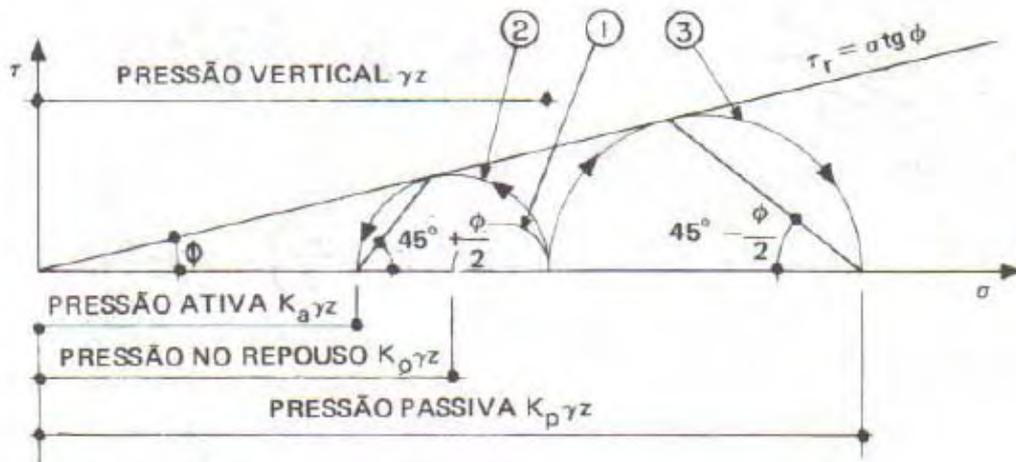


Figura 3.2 - Estado de pressões nos estados ativo e passivo e em repouso

A mobilização da resistência do solo ao longo da superfície de ruptura (plano de ruptura) reduz a ação do terrapleno. Na Figura 3.3 observa-se que depois de determinada mobilização não ocorre variação do empuxo, pois a resistência ao cisalhamento já atingiu o valor máximo. Esta variação de sollicitação no plano é decorrente, então, da capacidade que o solo tem de desenvolver, internamente, resistência ao cisalhamento (Bowles 1982).

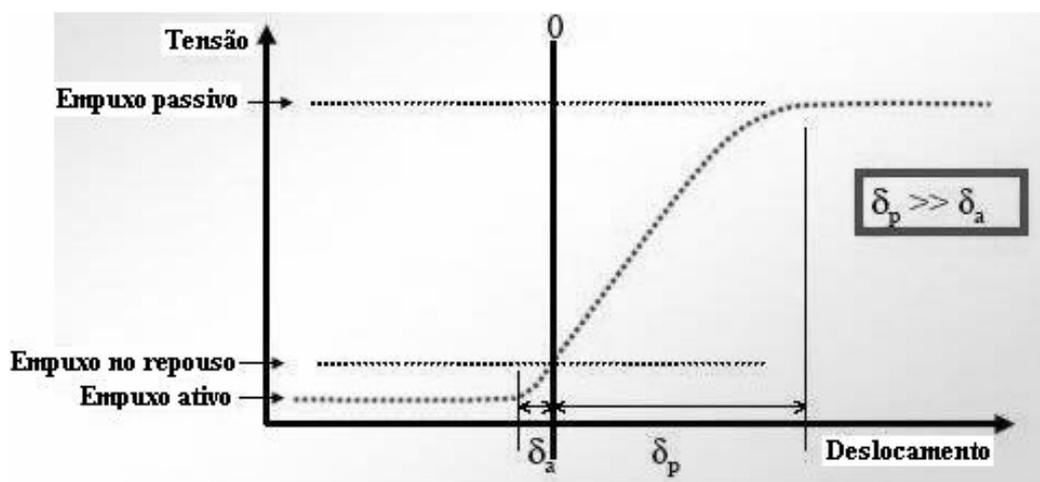


Figura 3.3 - Empuxos ativos, passivos e em repouso

A uma profundidade z , a relação entre a pressão lateral e a pressão vertical atuantes sobre a face vertical e a face horizontal, respectivamente, desse elemento denominou o “Coeficiente de Empuxo no Repouso” (K_0)

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (3.1)$$

Onde:

K_0 - coeficiente de empuxo em repouso;

σ'_h - tensão horizontal efetiva;

σ'_v - tensão vertical efetiva.

A tentativa de relacionar K_0 com outras propriedades do solo normalmente adensado levou Jaky (1944) a correlacioná-lo com o atrito mobilizado entre as partículas de solo, ou seja uma relação do tipo $K_0 = f(\phi')$. Nesta equação, ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo dos solos (Ortigão, 1995). Jaky propôs a seguinte relação:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad (3.2)$$

Essa relação, apesar de simples e empírica, produz resultados satisfatórios tanto para areias quanto para argilas normalmente adensadas. Mayne e Kulhawy (1982) procuraram estender esta relação para areias e argilas pré-adensadas, através da equação:

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') (OCR)^{\text{sen}\phi'} \quad (3.3)$$

$$OCR = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_0} \quad (3.4)$$

Onde:

OCR é a razão de sobre-adensamento;

σ'_a - tensão horizontal efetiva.

Para a determinação dos empuxos ativos e passivos podem ser utilizadas duas teorias: a Teoria de Rankine e a Teoria de Coulomb. A Teoria de Rankine analisa as tensões em um elemento de solo no estado de equilíbrio plástico com o auxílio da teoria de Mohr, já a Teoria de Coulomb, analisa o equilíbrio de uma cunha do maciço adjacente à estrutura de arrimo

quando é mobilizada toda a resistência ao cisalhamento do maciço, e considera o atrito na superfície de contato entre o muro e o terrapleno.

3.1.1 - TEORIA DE RANKINE

Rankine estudou o estado de tensão dentro de um maciço granular e não coesivo. Sua análise foi baseada na hipótese de que uma ligeira deformação do solo é suficiente para provocar uma total mobilização da resistência de atrito e produzir um “estado ativo” se o solo sofre uma expansão e um “estado passivo” se o solo sofre uma compressão.

Quando o movimento da estrutura for o de afastar-se do solo haverá a mobilização das forças de atrito, e a superfície crítica é aproximadamente uma superfície plana a um ângulo de $45^\circ + \frac{\phi'}{2}$ com o plano horizontal, tendo-se neste caso a condição de pressão de terra ativa como se pode observar na Figura 3.4 (a). Por outro lado, se a estrutura é movida contra o solo, a cunha de ruptura pode ser aproximadamente uma superfície plana com um ângulo de $45^\circ + \frac{\phi'}{2}$ com a vertical. A pressão desenvolvida neste caso é denominada pressão de terra passiva, como mostrada na Figura 3.4 (b).

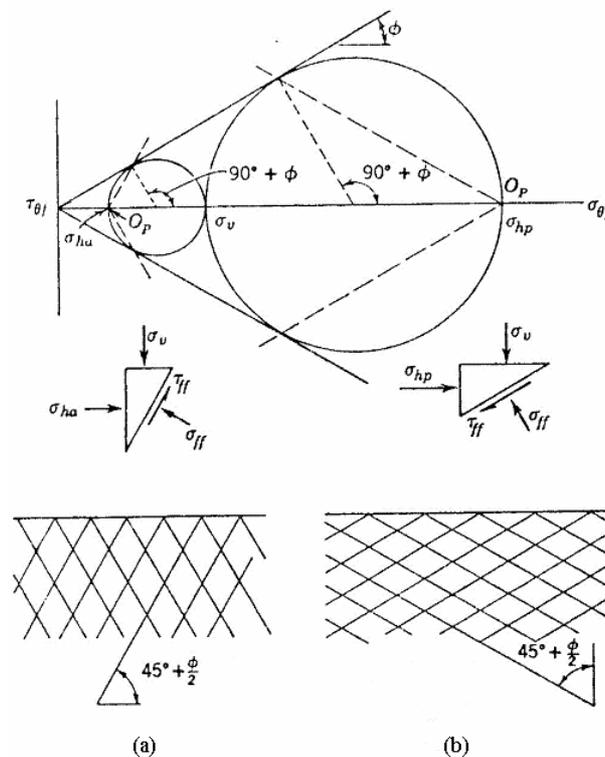


Figura 3.4 - Ângulo da cunha de ruptura formado com uma superfície plana; (a) Caso ativo; (b) Caso passivo (Lambe e Whitman, 1969)

A utilização da teoria original de Rankine para determinar as tensões laterais sobre uma estrutura de arrimo implica em assumir algumas hipóteses. Considera-se um maciço de extensão semi-infinita, não coesivo, homogêneo, isotrópico, com forças de atrito distribuídas uniformemente ao longo da superfície de ruptura, sendo esta plana e resistência ao cisalhamento em função da tensão normal e do ângulo de atrito do solo, solo este sem percolação de água. A teoria original de Rankine foi posteriormente expandida e adaptada por Résal (1910) para considerar solos com atrito e coesão.

Pela teoria de Rankine vê-se que as tensões laterais variam linearmente com a profundidade e os valores dos empuxos ativo e passivo, por unidade de largura, de uma estrutura de arrimo, de altura h , valem, portanto:

Caso ativo:

$$\sigma_h = \gamma h \frac{1}{N_\phi} \quad (3.8)$$

$$K_a = \frac{1}{N_\phi} \quad (3.9)$$

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \quad (3.10)$$

Caso passivo:

$$\sigma_h = \gamma h K_a \quad (3.11)$$

$$K_p = N_\phi \quad (3.12)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p \quad (3.13)$$

Sendo:

K_a - Coeficiente de Empuxo Ativo;

K_p - Coeficiente de Empuxo Passivo;

γ - Peso Específico do solo;

ϕ - Ângulo de Atrito do solo;

E_A - Força Total do Empuxo Ativo;

E_p - Força Total do Empuxo Passivo;

N_ϕ - Fator de Fluxo, dado pela equação:

$$N_{\phi} = tg^2 \left(45^{\circ} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.14)$$

No caso do empuxo ativo, a tendência da cunha de ruptura é de acompanhar o movimento desta com o afastamento, mas a resistência ao cisalhamento, desenvolvida ao longo do plano de ruptura, reduz esta ação de movimento, reduzindo também o esforço sobre o parâmetro vertical a um valor mínimo (Hachich 1998). A distribuição do empuxo ativo em um terrapleno qualquer pode ser observada na Figura 3.5.

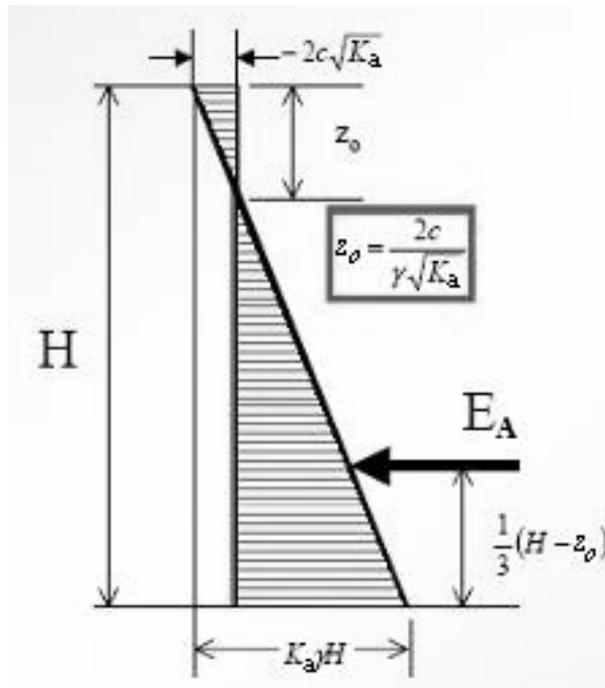


Figura 3.5 - Distribuição do Empuxo Ativo (Hachich 1998)

A tendência da cunha de ruptura, no caso passivo, é de resistir ao movimento da estrutura ao longo de toda a superfície de ruptura devido a sua resistência interna ao cisalhamento. Isso porque o peso da cunha agindo sobre o parâmetro vertical somado a toda a resistência ao cisalhamento desenvolvida ao longo deste plano, resulta em uma maior componente horizontal. Assim, a ação do terrapleno sobre o parâmetro vertical aumenta (Hachich 1998). A distribuição do empuxo passivo em um terrapleno qualquer pode ser observada na Figura 3.6.

O ponto de aplicação do empuxo fica, portanto, situado a um terço da altura do muro, e a sua direção é paralela à superfície do terrapleno, independente do ângulo de atrito existente entre o muro e o terrapleno (Hachich et al., 1998).

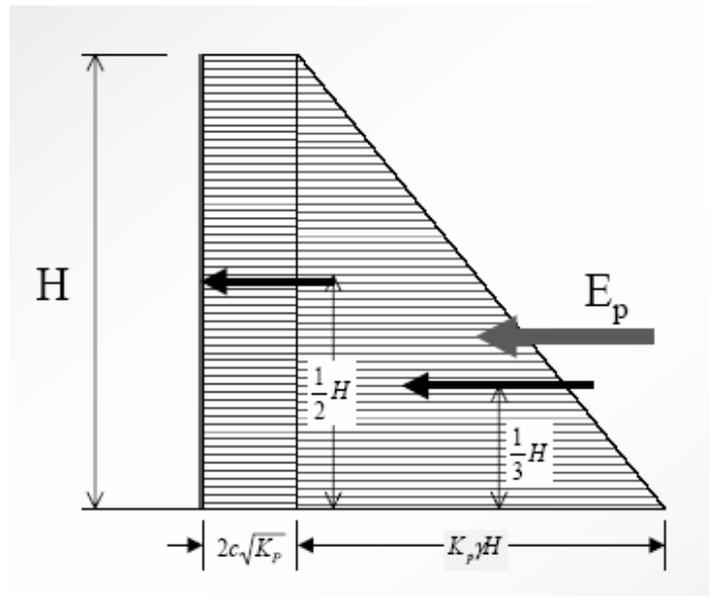


Figura 3.6 - Distribuição do Empuxo Passivo (Hachich 1998)

3.1.2 - TEORIA DE COULOMB

A teoria de Coulomb foi estabelecida em 1776 e estabelece algumas condições para o cálculo de empuxos: o solo é isotrópico e homogêneo e possui ângulo de atrito; a superfície de ruptura é plana; as forças de atrito são distribuídas uniformemente ao longo da superfície de ruptura; a cunha de ruptura é um corpo rígido; a ruptura é um problema bidimensional, considerando uma unidade de comprimento de um corpo infinitamente longo, e principalmente, a consideração do ângulo de atrito no contato solo-muro.

O fato de Rankine não levar em consideração o atrito entre o solo e o muro pode levar a erros significativos nos resultados dos cálculos dos empuxos. A teoria de Coulomb mesmo fazendo muitas simplificações e 81 anos mais antiga é mais precisa.

Coulomb considerou o deslizamento de uma cunha em uma superfície plana e analisou o equilíbrio de forças atuantes nesta cunha. É importante ressaltar que ele analisa o equilíbrio em termos de forças resultantes e não em termos de tensão, admitindo o ângulo de atrito entre o solo e o muro conhecido. O terrapleno é considerado como um maciço indeformável, mas que se rompe segundo superfícies curvas, as quais se admitem planas por conveniência conforme ilustra a Figura 3.7.

A teoria de Coulomb considera a ocorrência de um deslizamento segundo uma superfície plana e analisa as forças que agem na cunha limitada por essa superfície, pelo tardoz e pela superfície do terreno. Admite-se como conhecido o ângulo de atrito δ entre o muro e o terrapleno.

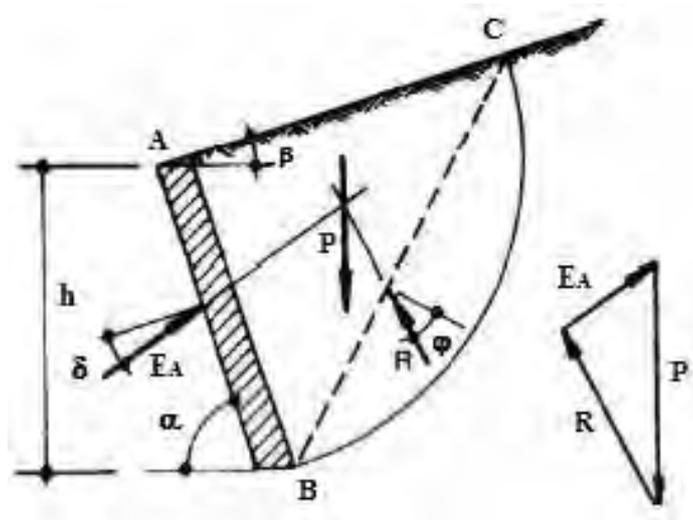


Figura 3.7 - Cunha de Empuxo Ativo

Pela Figura 3.7, observa-se uma possível cunha de ruptura ABC em equilíbrio sob a ação de: P que é o peso da cunha, conhecido em grandeza e direção; R a reação do terreno, formando um ângulo φ com a normal à linha de ruptura BC; E_A o empuxo ativo resistido pela parede, força cuja direção é determinada pelo ângulo δ de atrito entre a superfície rugosa AB e o solo.

Divergem as opiniões quanto ao valor a ser atribuído a δ , como visto acima, sabendo-se, no entanto que ele não pode exceder φ ; admite-se, segundo Müller Breslau, quanto muito $\delta' = \frac{3}{4}\varphi$ e, de acordo com Terzaghi, $\frac{\varphi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\varphi$.

Obtem-se assim a determinação de E_a (resultante de empuxo ativo) traçando-se o polígono de forças, tal como apresentado na Figura 3.7.

Admitindo-se, então, vários possíveis planos de escorregamentos partindo do ponto B até um ponto C_i qualquer na superfície do reaterro, determina-se, pelo equilíbrio de forças (Figura 3.7), vários valores de E_A , sendo a superfície que corresponder ao maior valor de E_A (plano crítico), a superfície procurada.

Partindo das condições de equilíbrio das três forças P, R, E_a , deduzem-se analiticamente as equações gerais, para os empuxos ativo (E_A) e passivo (E_p), este último correspondendo à superfície de deslizamento, também suposta plana, que produz o prisma de empuxo mínimo (Bowles 1982), conforme mostrado na Figura 3.8.

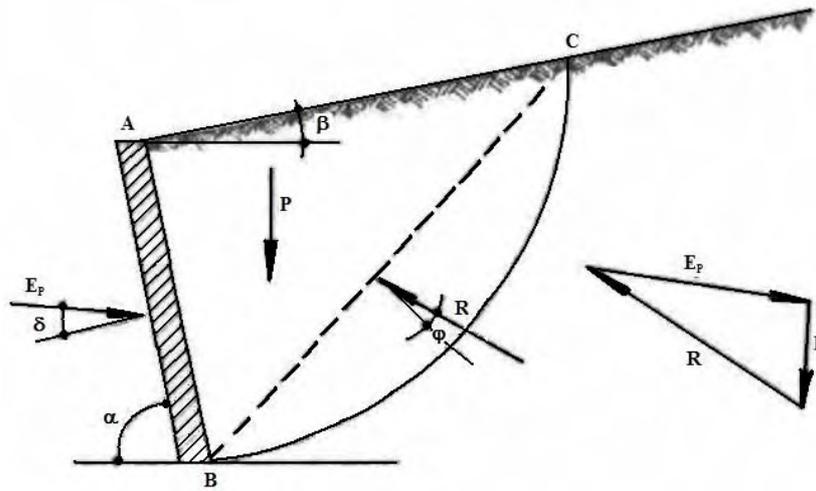


Figura 3.8 - Cunha de empuxo passivo

A curvatura da superfície de ruptura tem aqui maior importância que no caso ativo e é tanto mais acentuada quanto maior for δ em relação à ϕ , o que torna admissível a aplicação da teoria de Coulomb para o cálculo do empuxo passivo somente aos solos não coesivos quando $\delta \leq \frac{\phi}{3}$. (Hachich 1998; Bowles 1982)

Em função dos parâmetros relacionados nas Figuras 3.7 e 3.8, pode-se determinar os coeficientes de empuxo ativo e passivo respectivamente, para os casos críticos, conforme se observa nas fórmulas a seguir:

Ativa:

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (3.15)$$

Passiva:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (3.16)$$

Sendo:

ϕ - Ângulo de Atrito do solo;

δ - Ângulo de atrito solo/muro;

β - Inclinação do terreno;

α - Inclinação da Face do Muro em Contato com o solo.

A teoria de Coulomb, acima apresentada, refere-se a solos não coesivos, considerando, ao contrário da teoria de Rankine, o atrito entre o terrapleno e a superfície sobre a qual se apóia. Assim, essas equações, para $\alpha = 90^\circ$ e $\beta = \delta = 0^\circ$, transformam-se nas conhecidas expressões de Rankine (Equações 3.9 e 3.12).

Na aplicação da teoria de Coulomb aos solos coesivos, além das forças R (atrito) e P (peso da cunha), deve-se considerar ainda as forças de coesão (S) ao longo da superfície de deslizamento e a de adesão (T) entre o terrapleno e a parede. O problema consiste então em determinar o máximo valor da força E_A que, com as demais, feche o polígono de forças (Figura 3.9), as quais são conhecidas em grandeza e direção: P , S e T , e apenas em direção: R e E_A .

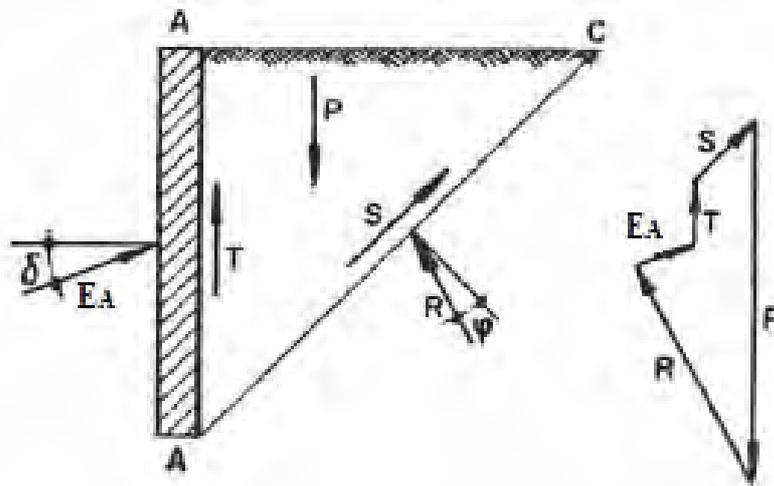


Figura 3.9 - Cunha de empuxo ativo considerando o solo coesivo

As soluções de Coulomb e Rankine são analíticas, embora sob conceituações distintas, são simples e de fácil utilização e vem sendo largamente empregadas até o presente apesar de algumas limitações de aplicabilidade em situações práticas. Ambas não levam em conta, por exemplo, a condição de o reaterro ser irregular ou apresentar sobrecarga. Uma outra questão, para a análise de um projeto desta natureza, consiste no conhecimento do ponto de aplicação da força resultante de empuxo para o caso acima mencionado (Bowles 1982).

Frenlund et al (1978), estenderam a teoria de resistência ao cisalhamento para solos não saturados, considerando para isso alguns parâmetros como coesão efetiva c' , ângulo de atrito efetivo ϕ' e ângulo de atrito base ϕ^b , mudando desta forma os cálculos dos empuxos.

3.2 - RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Problemas geotécnicos como capacidade de carga, pressão lateral e estabilidade de taludes, estão relacionados à resistência ao cisalhamento do solo, que pode ser descrita usando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e o conceito de tensões efetivas. Numerosas tentativas, através de ensaios, foram realizadas, desde os anos 60, a fim de se obter para solos não saturados, uma forma adequada de se estabelecer uma equação para o critério de ruptura, em forma similar ao utilizado para os solos saturados.

Fredlund et al. (1978) propuseram que a resistência ao cisalhamento de solos não saturados seja formulada em termo das variáveis independentes de estado de tensão, $(u_a - u_w)_f$ e $(\sigma - u_a)_f$, que, segundo alguns autores citados em Fredlund 1978, tem-se mostrado como as combinações mais vantajosas na prática. A equação de resistência ao cisalhamento proposta foi expressa na seguinte forma:

$$S_{nf} = c' + (\sigma_n - u_a)_f \cdot \text{tg}(\phi') + (u_a - u_w)_f \cdot \text{tg}(\phi^b) \quad (3.17)$$

Onde:

S_{nf} - resistência ao cisalhamento de solos não saturados;

c' - intercepto da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb com os eixos de tensão cisalhante, onde a tensão normal líquida e a sucção matricial na ruptura são iguais a zero; também chamada “coesão efetiva”;

$(\sigma_n - u_a)_f$ - estado de tensão normal líquida no plano de ruptura;

u_{af} - pressão de ar no plano de ruptura;

ϕ' - ângulo de atrito interno associado com a variável de tensão normal líquida;

$(u_a - u_w)_f$ - sucção matricial no plano de ruptura;

ϕ^b - ângulo indicativo do incremento de resistência cisalhante relativa a sucção matricial na ruptura, $(u_a - u_w)_f$.

Comparando a Equação 3.17 com a utilizada para o critério de Mohr-Coulomb, observamos ser essa uma extensão do critério utilizado para o caso de solos saturados. Para um solo não saturado, duas variáveis de estado de tensão são usadas, enquanto apenas uma variável de tensão é requerida para o solo saturado (isto é, tensão normal efetiva, $(\sigma_f - u_a)_f$). Quando o solo aproxima-se da saturação, a pressão de água se aproxima da pressão de ar, e a sucção matricial tende a zero, voltando à equação original de Mohr-Coulomb para solos saturados.

Experimentos realizados por Gan & Fredlund (1988) demonstraram que os parâmetros c' e ϕ' são relativamente constantes para solos com estrutura estável, no entanto, ϕ^b varia devido às variações na sucção matricial. Para um solo meta-estável se observa um comportamento não linear de c' , ϕ' e ϕ^b . Estudos posteriores citados em Fredlund (1978) verificaram ser o parâmetro ϕ^b não linear, sendo esta grandeza uma função da sucção matricial do solo.

O critério de ruptura para o solo saturado é obtido plotando uma série de círculos de Mohr, correspondente às condições de ruptura em um gráfico bidimensional. No caso de um solo não saturado, os círculos de Mohr correspondem às condições de ruptura que podem ser plotados de maneira tridimensional, como mostrado na Figura 3.10. O gráfico tridimensional tem tensão cisalhante, τ , como ordenada e as duas variáveis do estado de tensão, $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, como abscissas. O plano frontal, o eixo τ reverte-se ao eixo $(\sigma - u_w)$ desde que a poropressão de ar torne-se igual a poropressão de água na saturação. A superfície tangente ao círculo de Mohr na ruptura refere-se à linha de ruptura de Mohr-Coulomb para solos não saturados.

A Figura 3.10 mostra um plano de ruptura que intercepta o eixo de tensão cisalhante, dando uma coesão, c' . O plano tem ângulo de atrito, ϕ' e ϕ^b com relação aos eixos $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, respectivamente. Ambos os ângulos são assumidos como constantes. O comportamento mecânico de um solo não saturado é afetado diferentemente na mudança de tensão normal ou pela mudança na sucção matricial (Jennings e Burland, 1962). O aumento na tensão cisalhante aliado a um aumento na tensão normal é caracterizado pelo ângulo de atrito, ϕ' . Por outro lado, o aumento na tensão cisalhante causado pelo aumento da sucção matricial é descrito pelo ângulo, ϕ^b .

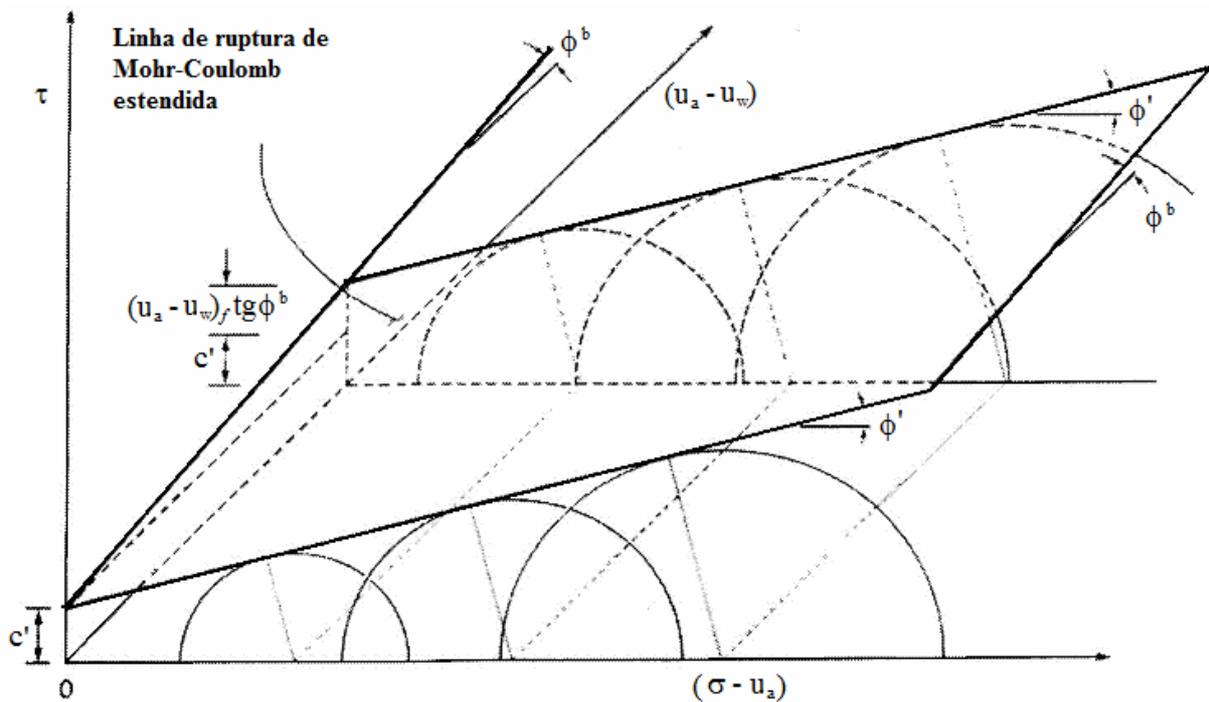


Figura 3.10 - Linha de ruptura de Mohr-Coulomb estendida para solos não saturados
(Fredlund et al 1978)

Nota-se que o comportamento mecânico quanto à resistência ao cisalhamento dos solos não saturados é considerado pelo parâmetro de sucção do solo, que depende do índice de vazios e da umidade e , portanto, do seu grau de saturação. A sucção e a saturação estão ligadas por meio da curva característica que apresenta a capacidade de armazenamento ou retenção de água no solo.

A linha de ruptura intercepta o plano de tensão cisalhante *versus* sucção matricial, como mostrado na Figura 3.11. A resistência ao cisalhamento aumenta com relação ao aumento na sucção matricial definida pelo ângulo ϕ^b . A equação para a linha de interseção é como segue:

$$c = c' + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg} \phi^b \quad (3.18)$$

Onde,

c - coesão total

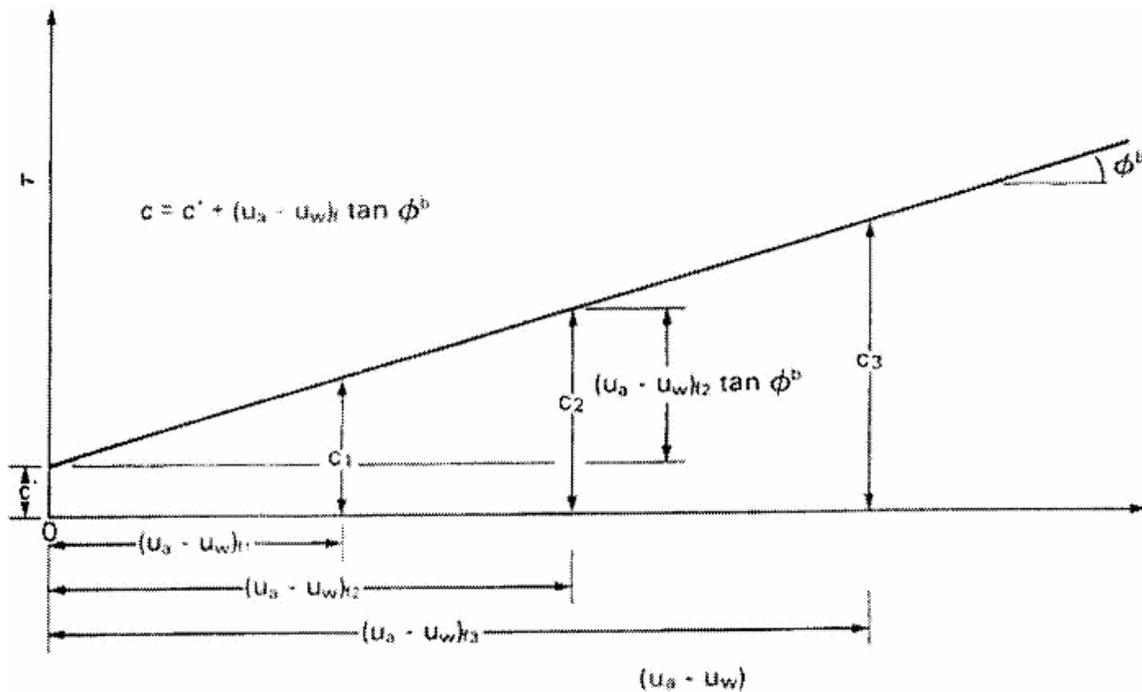


Figura 3.11 - Linha de interseção ao longo do plano de ruptura no plano τ vs $(u_a - u_w)$
(Fredlund et al 1978)

A equação de Mohr-Coulomb estendida para solos não saturados evidencia uma variação da resistência ao cisalhamento com saturação, em consequência da alteração na sucção, fato esse que deve ser considerado no dimensionamento de maciços não saturados. A idéia implícita na equação proposta por Fedlund et al. (1978), de que a resistência ao cisalhamento pode ser representada pelos parâmetros c' , ϕ' e ϕ^b , quer constantes ou não, permite um modelagem adequada da resistência ao cisalhamento de solos não saturados com a inclusão da sucção matricial. Por esse motivo esta proposta tem grande aceitação.

3.3 - DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM BALANÇO

3.3.1 - MÉTODO DE BOWLES (1968)

A metodologia de Bowles (1968) para dimensionamento de uma cortina em balanço é comumente utilizada nos Estados Unidos. O dimensionamento convencional de cortinas de estacas segundo essa metodologia segue alguns princípios e os métodos mais utilizados são: Método da Extremidade Fixa e Método da Extremidade Livre.

Este método de dimensionamento leva em consideração o tipo de solo a ser contido. Entretanto, as condições de nível d'água, tipo de solo envolvido e a presença ou não de aterro

são fatores que influenciam o comportamento apresentado pela estrutura de contenção e os diagramas de tensões.

O princípio básico para o cálculo da distribuição dos empuxos de terra de acordo com Bowles (1996), pode ser explicado por meio da Figura 3.12.

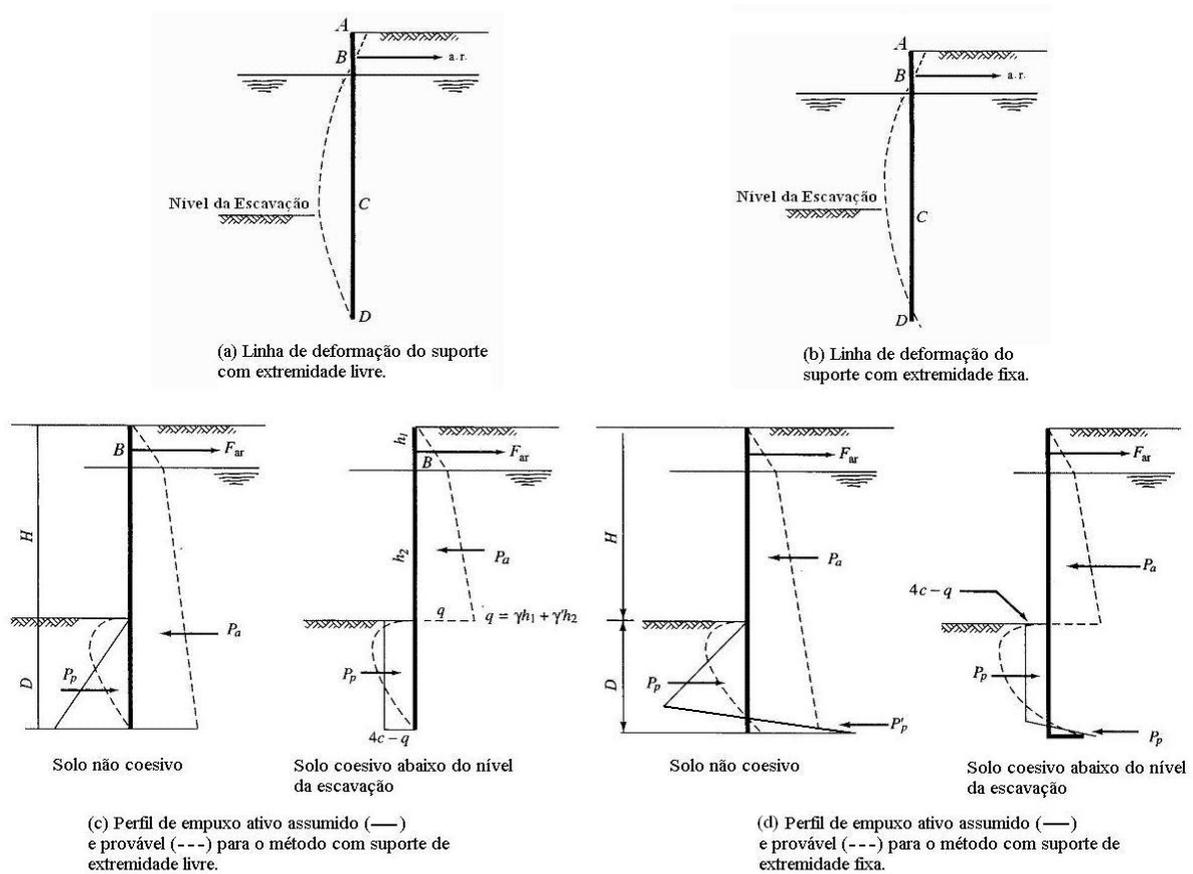


Figura 3.12 - Considerações gerais e perfis de empuxos de terra para cortinas ancoradas. Para o projeto de cortinas em balanço, pode-se apenas desconsiderar o tirante. Os perfis de empuxos ativo e passivo são os similares (Bowles, 1996).

No dimensionamento de uma cortina, considerando o Método da Extremidade Livre, a estrutura pode ser considerada como uma viga contínua, rígida, com a parte superior em balanço e com as condições de apoio determinadas pela profundidade do embutimento do perfil (ficha com giro na base) como se pode observar na Figura 3.12 - (a) e (c).

A estrutura de contenção pode também ser analisada assumindo que ocorre rotação em torno de um ponto O, logo acima da base da parede, considerando o Método da Extremidade Fixa. A consequência de se fazer tal hipótese é que abaixo do ponto de rotação, o empuxo lateral é passivo no lado da escavação e ativo, no lado oposto a esta. (Figura 3.12 - (b) e (d)).

Para este método de cálculo, alguns procedimentos devem ser adotados, como o estudo do equilíbrio da contenção sob a ação de tensões ativas e passivas, visando o cálculo do comprimento da ficha (D) necessário. Neste método as tensões são determinadas através de uma equação de equilíbrio de forças na direção horizontal e de uma equação de equilíbrio de momentos ao pé da cortina. Conhecida a geometria da estrutura e as cargas atuantes, o problema é estaticamente determinado, podendo ser facilmente calculada a distribuição dos momentos fletores e o seu valor máximo.

Para satisfazer as condições de equilíbrio estático, tanto as soluções de problemas de empuxo de terra em estruturas de contenção em solos saturados de Rankine quanto as de Coulomb podem ser utilizadas.

Na verificação da estabilidade, deve-se considerar a profundidade D da ficha e o empuxo atuando em toda a extensão do perfil (H+D). Além do cálculo estrutural das partes componentes do escoramento, é necessário verificar a profundidade do embutimento da ficha, estabilidade global de todo o sistema e deslocamento da parede.

3.3.2 - MÉTODO DE BLUM (1931)

O método de Blum (ABMS/ABEF, 1998) possui neste caso, o diagrama de tensões em toda a altura da parede, no trecho escavado, é o correspondente ao empuxo ativo, qualquer que seja o tipo da parede; pois se admite que haverá, em qualquer caso, deslocamentos suficientes para mobilizá-lo. Considerando-se que o movimento é de rotação em torno de um ponto situado abaixo do fundo de escavação, a distribuição destas tensões deve ser a convencional, isto é, triangular, ideal, no caso de maciço homogêneo e isotrópico.

Abaixo do fundo de escavação considera-se, além do empuxo ativo, a existência do empuxo passivo, que deverá ser integralmente mobilizado, pois se trata de utilizar a menor ficha possível.

A Figura 3.13 mostra que a cortina está sujeita, no lado do solo, a uma pressão ativa. Abaixo da influência da pressão ativa o muro tende a girar, desenvolvendo pressões passivas na frente da cortina e pressões ativas atrás da cortina. No ponto de rotação (Figura 3.13 (a)), o solo atrás da cortina muda de pressão ativa para pressão passiva, com pressão ativa na frente da cortina para o restante da ficha até o final da cortina.

Para o cálculo da ficha mínima, é suficiente aplicação do método, que consiste em aplicar as equações de equilíbrio conforme o carregamento indicado na Figura 3.14.

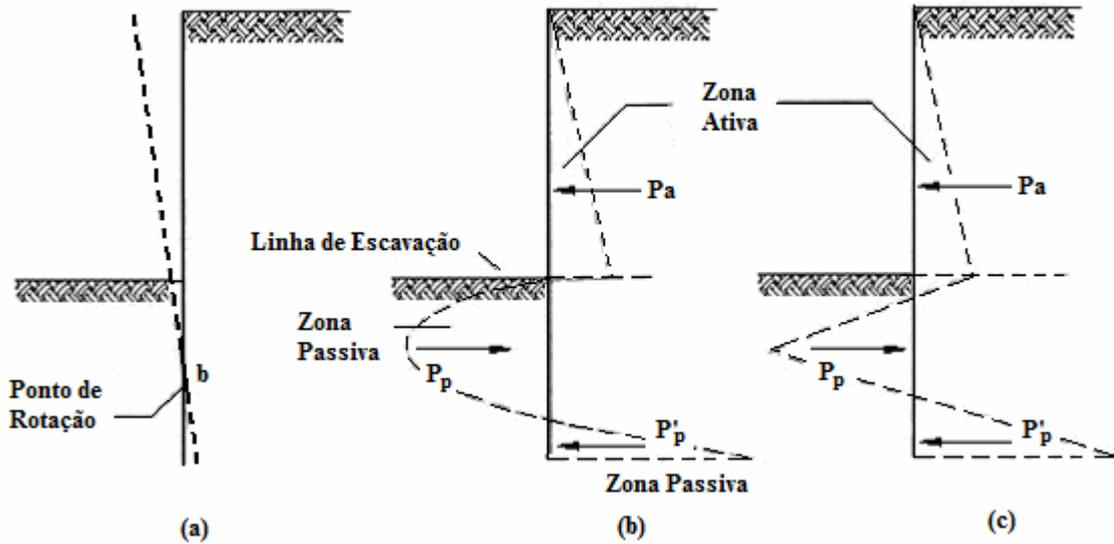


Figura 3.13 - Cortina em balanço; (a) Deformada da cortina; (b) distribuição das tensões obtidas da teoria da elasticidade e plasticidade; (c) Diagrama simplificado

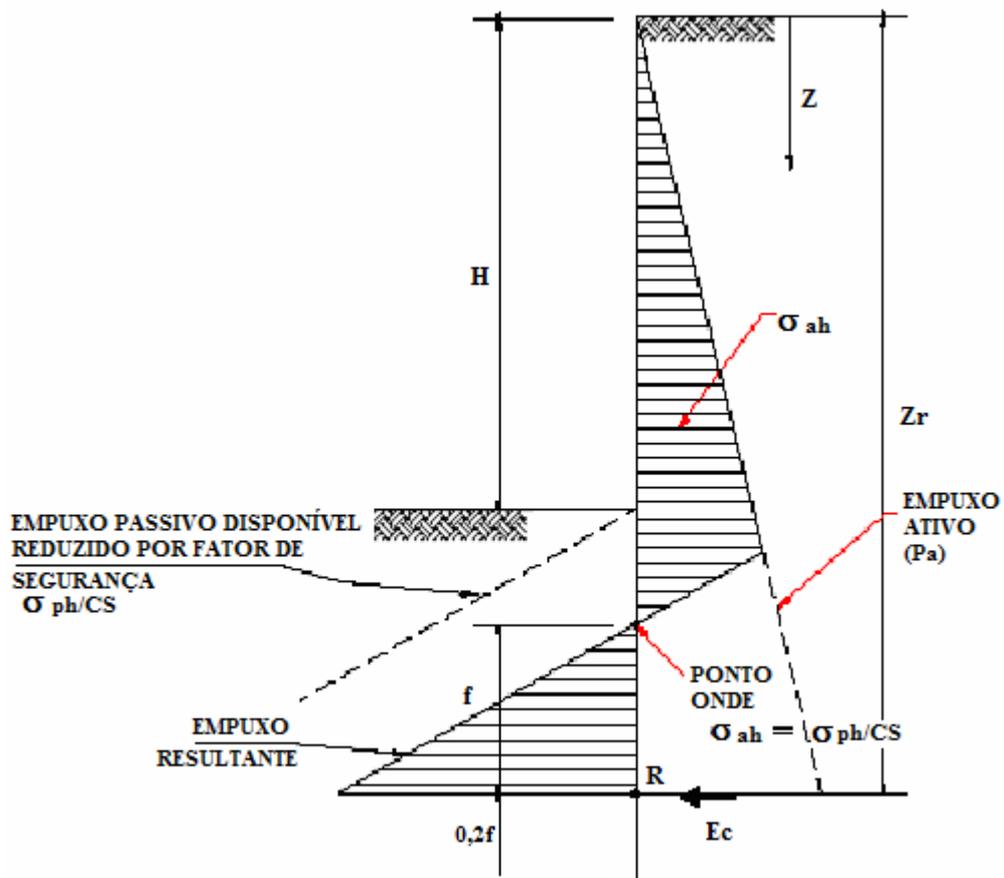


Figura 3.14 - Método de Blum para paredes em balanço com ficha mínima

É importante lembrar que a tensão σ_{ah} deve contemplar o empuxo devido ao solo, à sobrecarga e todas as demais ações que influenciam o empuxo ativo. O momento de todas as forças atuantes é nulo em relação ao ponto R, ou seja:

$$\int_0^{ZR} (\sigma_{ah})(zm - z) dz = \int_H^{ZR} \frac{\sigma_{ph}}{CS} (zm - z) dz \quad (3.19)$$

Para o equilíbrio das forças horizontais, admite-se a existência de um contra-empuxo “Ec” que equilibre o sistema, conforme mostrado na Figura 3.15.

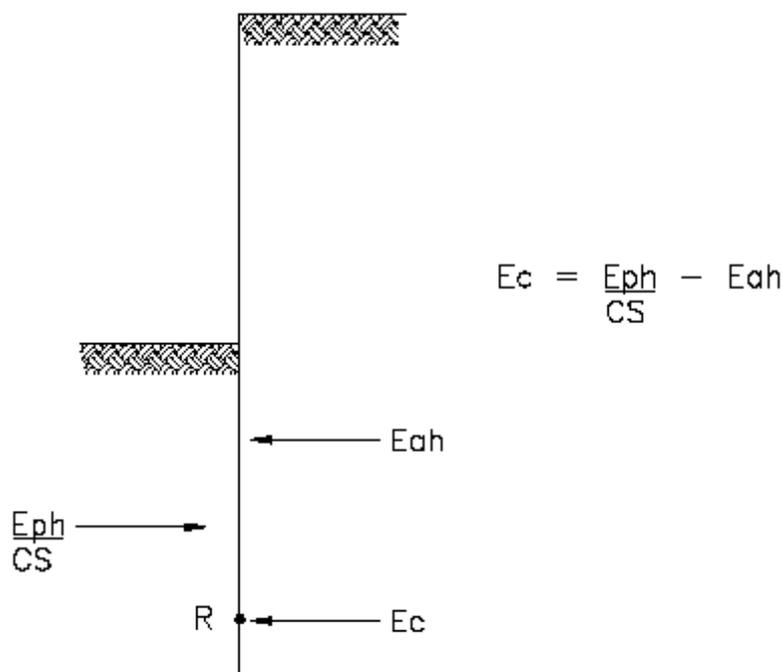


Figura 3.15 - Contra-Empuxo no Método de Blum

No método, considera-se que o “contra-empuxo” atue no centro de rotação R, não influenciando no equilíbrio dos momentos; admite-se ainda um comprimento adicional de ficha igual a $0,2 f$ (f = profundidade do centro de rotação em relação ao ponto de tensão nula). Este comprimento adicional geralmente é suficiente para garantir a existência do contra-empuxo; em casos extremos deverá ser comprovada a capacidade do maciço em fornecer este valor. O coeficiente de segurança CS é normalmente adotado como igual ou maior que 1,5 para obras provisórias e 2,0 para obras definitivas e aplicado apenas à tensão efetiva.

Cabe observar que a introdução do coeficiente de segurança no empuxo passivo tem a finalidade de assegurar a estabilidade da parede. A ficha adicional (0,2 f) tem a finalidade de garantir o equilíbrio das componentes horizontais das forças do sistema, no caso de o empuxo passivo disponível real ser inferior ao calculado.

Os esforços solicitantes são obtidos do carregamento indicado na Figura 3.14.

Em se tratando de obras permanentes, é recomendável executar um piso estrutural no fundo da escavação, a fim de evitar deformações por fluência ou redução de rigidez do solo e eventual colapso por perda de resistência ou até mesmo erosão do solo.

3.3.3 - MÉTODO DE PADFIELD & MAIR (1984)

Esse método é comumente usado no Reino Unido e descrito no relatório número 104 publicado por Padfield & Mair (1984) no CIRIA (Construction Industry Res. and Information Association). A simplificação do diagrama do empuxo ativo e passivo e as forças equivalentes ativa e passiva P_a e P_p estão mostradas na Figura 3.16. O ponto O é considerado como ponto de rotação da cortina e fica próximo do final da cortina. O valor do comprimento da estaca abaixo do ponto de rotação O é inicialmente ignorado e as pressões nessa seção são substituídas pela força concentrada R .

O momento de equilíbrio sobre o ponto O produz:

$$d_0 = \frac{h}{\sqrt[3]{K_p / K_a} - 1} \quad (3.20)$$

Onde K_A e K_p são os respectivos coeficientes de empuxo ativo e passivo e d_0 e h apresentam-se esquematizados na Figura 3.16.

O comprimento da ficha d é dado por:

$$d = 1,2d_0 \quad (3.21)$$

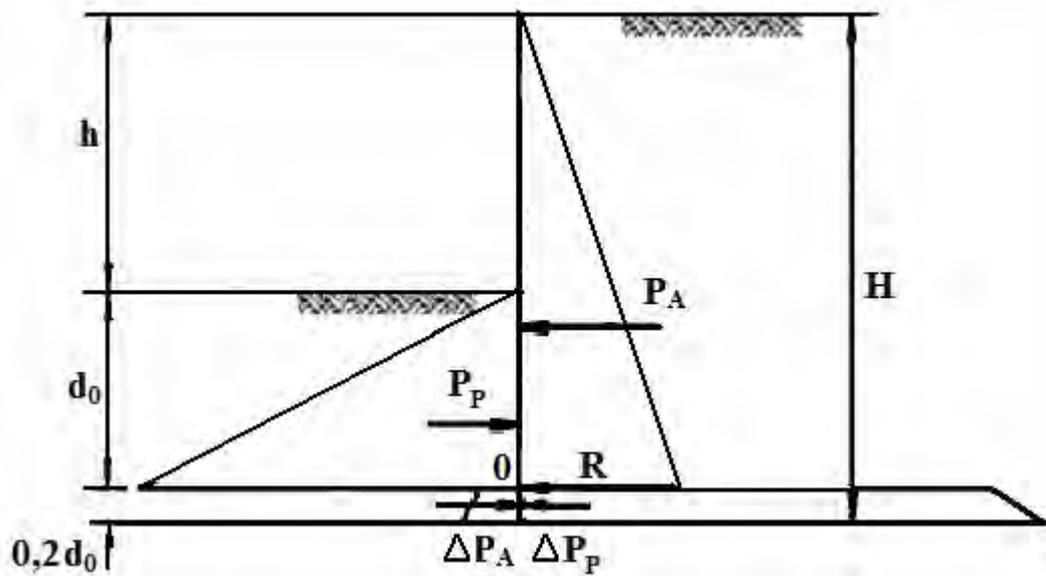


Figura 3.16 - Diagrama de empuxo proposto por Padfield and Mair (1984)

Então é verificado que $\Delta P_p - \Delta P_a > R$.

A profundidade d_m abaixo da linha de escavação onde a força cisalhante é nula e o momento é máximo é dada por:

$$d_m = \frac{h}{\sqrt{K_p - K_a - 1}} \quad (3.22)$$

E o momento numa profundidade qualquer z abaixo da linha de escavação ($z < d_0$) é dado por:

$$M = \left[K_a (h + z)^3 - K_p z^3 \right] \gamma / 6 \quad (3.23)$$

Onde γ = peso específico do solo.

O comprimento total da cortina é dado por H , onde $H = h + 1,2d_0$ dando um limite de altura de escavação dado por:

$$h = H \left(\sqrt[3]{K_p / K_a - 1} \right) / \left(\sqrt[3]{K_p - K_a} + 0,2 \right) \quad (3.24)$$

As equações (3.20) - (3.24) são válidas somente para perfis de camadas homogêneas, apesar de que para uma análise inicial, esse método poder ser usado para perfis com várias camadas de solo.

3.3.4 - MÉTODO DE KING (1995)

A análise do método é baseada no diagrama de empuxo apresentado na Figura 3.17. O método possui uma simplificação no que se refere ao empuxo ativo, sendo somente considerado até a linha de escavação, portanto, temos:

$$p = p_A = K_A \gamma h \quad (3.25)$$

Onde γ é o peso específico do solo, K_a é o coeficiente de empuxo ativo e h é altura da escavação da cortina.

As reações de empuxo linear abaixo da linha de escavação, acima da profundidade de penetração d , são providas pela ficha e definidas pelas distâncias x , y e ϵ . Ao contrário dos outros métodos, o método em questão não é pré-determinado assumindo os estados limites.

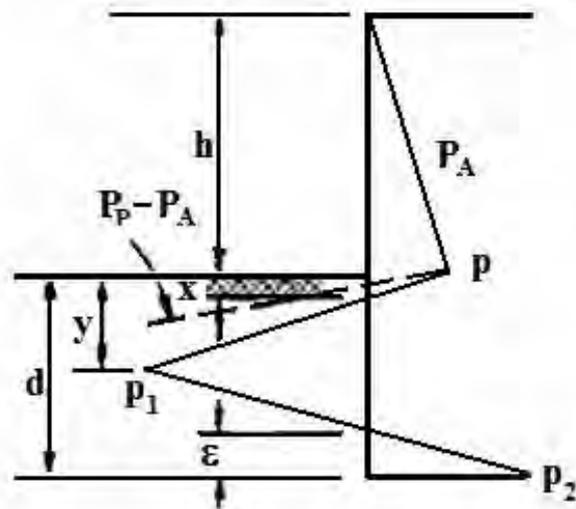


Figura 3.17 - Diagrama de empuxo proposto por King (1995)

Através da similaridade dos triângulos tem-se:

$$p_1 = (y - x)p / x \quad (3.26)$$

$$p_2 = \epsilon p_1 / (d - \epsilon - y) \quad (3.27)$$

Resolvendo-se horizontalmente tem-se:

$$p(h+x)/2 + p_2 \varepsilon / 2 = (d - \varepsilon - x)p_1 / 2 \quad (3.28)$$

Substituindo o valor de p_1 e p_2 da equação (2.28) e escrevendo;

$$h' = h/d \quad (3.29)$$

$$y' = y/d \quad (3.30)$$

$$x' = x/d \quad (3.31)$$

$$\varepsilon' = \varepsilon/d \quad (3.32)$$

Racionalizando-se em seguida, tem-se:

$$x'(h'+x')(1-\varepsilon'-y') + \varepsilon'^2 (y'-x') - (1-\varepsilon'-x')(1-\varepsilon'-y')(y'-x') = 0 \quad (3.33)$$

Pegando os momentos sobre o ponto na profundidade y tem-se:

$$\begin{aligned} hp(h/3+y)/2 + xp(y-x/3)/2 - (y-x)^2 p_1 / 6 + \\ (d-\varepsilon-y)^2 p_1 / 6 - \varepsilon p_2 (d-\varepsilon/3-y)/2 = 0 \end{aligned} \quad (3.34)$$

Substituindo e racionalizando tem-se:

$$\begin{aligned} h'x'(1-\varepsilon'-y')(h'+3y') + x'^2 (1-\varepsilon'-y')(3y'-x') + \\ (y'-x')(1-\varepsilon'-y')[(1-\varepsilon'-y')^2 - (y'-x')^2] - \varepsilon'^2 (y'-x')(3-\varepsilon'-3y') = 0 \end{aligned} \quad (3.35)$$

As equações (3.33) e (3.35) são independentes da pressão p e muito menos do peso específico do solo e do coeficiente de empuxo ativo. Entretanto, para um dado valor de h , existem somente duas equações e 3 incógnitas. Na ausência de uma simples equação para compatibilizar e resolver o sistema, ε' será considerado como um parâmetro obtido empiricamente.

Isolando-se o valor de x' na Equação 3.33 e substituindo-o na Equação 3.35, tem-se:

$$[(1 - \varepsilon')h' + (1 - 2\varepsilon')]y'^2 + [(1 - \varepsilon')h'^2 - (1 - 3\varepsilon')]y' - [(1 - 2\varepsilon')h'^2 + (1 - 3\varepsilon')h'] = 0 \quad (3.36)$$

Portanto, para um determinado valor de h' e assumindo valores de ε' , inicialmente, o ótimo valor de $\varepsilon' = 0,35$, que é um valor que apresenta uma boa precisão, conforme King (1995). Os valores de y' e x' podem ser determinados utilizando as equações (3.36) e (3.33) respectivamente.

A ruptura ocorrerá quando a pressão passiva, p_p , mobilizada abaixo do nível de escavação e p_l se encontrar na linha de empuxo $p_p - p_a$.

Conseqüentemente, para estabilidade tem-se:

$$\frac{x}{p} \geq \frac{1}{\gamma(K_p - K_A)} \quad (3.37)$$

Onde K_p é o coeficiente de empuxo passivo. Os coeficientes de empuxo ativo (K_A) e empuxo passivo (K_p) dependem do ângulo de atrito do solo (φ) e o do ângulo de atrito solo-estrutura (δ).

Usando a Equação (3.25), o critério de ruptura pode, conseqüentemente, ser expresso como uma relação crítica:

$$(x/h)_c = (x'/h')_c = 1/(K_p/K_A - 1) \quad (3.38)$$

A variação de x'/h' com h' calculada usando as Equações (3.33) e (3.36), é mostrada na Figura 3.18 para diferentes valores de ε' . Essas curvas podem ser usadas em conjunto com a Equação (2.33) para predizer valores críticos de h' para dados de ângulo de atrito do solo (φ) e solo-estrutura (δ). Esses valores aumentarão com o decréscimo de ε' .

Os Valores de y' e x' calculados a partir das Equações (3.30) e (3.31) são independentes das propriedades do solo e da cortina. Assim, todos os empuxos e os momentos na cortina são proporcionais à altura de escavação, p e, portanto, tem-se o calculo de M_D como:

$$M_D = K_a \gamma h^3 / 6 \quad (3.39)$$

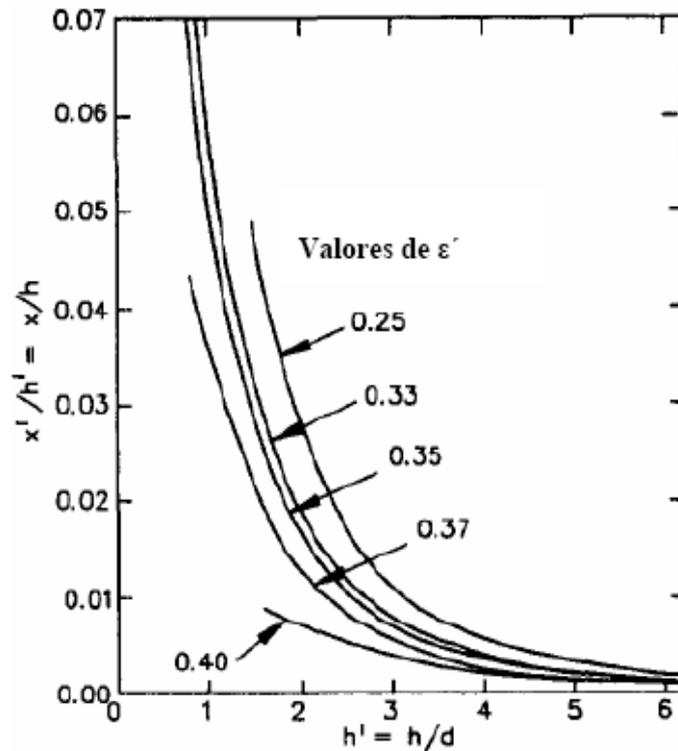


Figura 3.18 - Valores de ε' , variação de x'/h' com h'

3.4 - PROGRAMA DE VERIFICAÇÃO DE DIMENSIONAMENTO “FINE”

O programa FINE permite modelar e solucionar vários problemas de engenharia como muros de gravidade, muros de gabiões, estabilidade de taludes, análises de fundações rasas e profundas, cortinas de contenção entre outros. O ponto de partida do programa FINE consiste na análise dos empuxos de terra. Este programa foi utilizado no presente trabalho para verificação do dimensionamento da estrutura de contenção analisada.

3.4.1 - TENSÕES NO SOLO

A tensão no solo é determinada em função dos dados de entrada especificados pelo usuário. Para determinação da tensão normal em um ponto qualquer da camada de solo, utiliza-se a seguinte fórmula:

$$\sigma_i = \sum h_i \gamma_i \quad (3.40)$$

Onde:

h_i - espessura da camada i ;

γ_i - peso específico do solo da camada i .

Se a camada está abaixo do nível de água, o peso específico do solo submerso pode ser definido de acordo com a opção definida pelo usuário da seguinte forma:

Opção de subpressão igual a 10 kN/m³:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - 10 \quad (3.41)$$

Opção de cálculo a partir da porosidade:

$$\gamma' = (1 - n)(\gamma_s - 10) \quad (3.42)$$

Onde:

γ' - peso específico do solo submerso;

γ_{sat} - peso específico do solo saturado;

γ_s - peso específico do esqueleto de solo

n - porosidade do solo

A Figura 3.19 mostra os dados de entrada dos parâmetros a serem definidos pelo usuário para definição das camadas de solo que irão compor o perfil de solo desejado.

Parameter	Symbol	Value	Unit
Name		Areia 1	
Angle of internal friction	ϕ	32.00	[°]
Cohesion	c	0.00	[kPa]
Active angle of friction	δ_a	0.00	[°]
Passive angle of friction	δ_p	0.00	[°]
Bulk weight of soil	γ	20.89	[kN/m ³]
<input checked="" type="radio"/> Uplift pressure 10 kN/m ³ <input type="radio"/> Compute from porosity			
Bulk weight of satur. soil	γ_{sat}	30.89	[kN/m ³]
Porosity <0-1>	n	0.000	[-]
Unit weight of skeleton	γ_s	25.00	[kN/m ³]

Figura 3.19 - Dados de entrada dos parâmetros para definição das camadas de solo

3.4.2 - TIPOS DE EMPUXOS DE TERRA ASSUMIDOS PELO PROGRAMA

3.4.2.1 - EMPUXO ATIVO

Para desenvolver a pressão lateral a estrutura deve mover-se na mesma direção do empuxo de terra atuante. A rotação mínima requerida para que se desenvolva empuxo ativo é de aproximadamente 2 mm/m para a altura da estrutura.

A magnitude do empuxo ativo depende do ângulo de atrito entre o solo e a estrutura, ϕ_1 , o empuxo diminui quando se aumenta o ângulo de atrito. Se a superfície atrás da contenção for tratada para evitar a infiltração, o valor do ângulo de atrito entre o solo e a estrutura deve ser inferior a $\phi_1 \leq \frac{1}{3}\phi$. Para superfícies rugosas, esse valor não deve superar

$\phi_1 = \frac{2}{3}\phi$, onde ϕ é o ângulo de atrito do solo.

Para definição das fórmulas, as seguintes notações serão utilizadas:

γ - peso específico do solo (kN/m³);

ϕ - ângulo de atrito do solo (°);

c - coesão do solo (KPa);

α - ângulo de inclinação da estrutura com relação ao eixo vertical (°);

β - inclinação do terrapleno (°);

ϕ_1 - ângulo de atrito entre a estrutura e o solo (°);

ν - coeficiente de Poisson;

σ - tensão normal (KPa).

O empuxo ativo é dado por:

$$\sigma_a = \sigma_z K_A - 2c\sqrt{K_{ac}} \quad (3.43)$$

Onde o coeficiente de empuxo ativo é uma expressão analítica do método de Coulomb para solos não coesivos, dada pela Equação 3.44. Então o ângulo de inclinação do terrapleno β não deve superar o valor do ângulo de atrito ϕ em qualquer camada atrás da estrutura.

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \phi_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_1)\sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \phi_1)\cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (3.44)$$

Os componentes verticais e horizontais do empuxo ativo são fornecidos por:

$$\sigma_{ax} = \sigma_a \cos(\alpha + \phi_1) \quad (3.45)$$

$$\sigma_{az} = \sigma_a \operatorname{sen}(\alpha + \phi_1) \quad (3.46)$$

O coeficiente de empuxo ativo assume a forma:

$$K_{ahc} = \frac{\cos \phi \cos \beta \cos(\phi_1 - \alpha)(1 + \tan(-\alpha)\tan \beta)}{1 + \operatorname{sen}(\phi + \phi_1 - \alpha - \beta)} \quad (3.47)$$

$$K_{ac} = \frac{K_{ahc}}{\cos(\phi_1 + \alpha)} \quad (3.48)$$

Nota-se que para solos coesivos, devido à coesão, o valor do empuxo ativo pode ficar negativo tornando-se menor que a pressão mínima de dimensionamento. Se isso ocorre, esse valor é fixado como zero ou substituído pela pressão mínima de dimensionamento, que será definida mais adiante.

3.4.2.2 - EMPUXO NO REPOUSO

É o empuxo de terra atuante em uma estrutura indeslocável. É considerado nos casos onde é necessária uma restrição na deformação na superfície vertical do solo, ou quando a estrutura é suficientemente rígida e não permite deformação ao ponto de desenvolver empuxo ativo. Nesses casos é aconselhável considerar uma possível implementação no empuxo ativo, que é um valor entre o empuxo ativo e o empuxo no repouso. Este empuxo entra nos cálculos como a média ponderada de ambos os empuxos ou como empuxo ativo calculado com ângulo de atrito reduzido ϕ_{red} . Solos coesivos requerem uma redução na coesão de:

$$c_{red} = \frac{c \tan \phi_{red}}{\tan \phi} \quad (3.49)$$

O empuxo no repouso é dado por:

$$\sigma_r = \sigma_z K_r \quad (3.50)$$

Onde K_r pode ser obtido da Equação 3.2 de Jaky ou da seguinte expressão da teoria da elasticidade:

$$K_r = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (3.51)$$

A primeira fórmula para calcular K_r (Equação 3.2) é usada na análise de solos coesivos, e a segunda (Equação 3.51) para solos não coesivos. A escolha do tipo de solo durante a definição dos parâmetros nos dados de entrada influencia no cálculo do empuxo no repouso.

3.4.2.3 - EMPUXO PASSIVO

Para desenvolver a pressão lateral a estrutura deve mover-se em direção oposta ao empuxo de terra atuante. A rotação mínima requerida para que se desenvolva empuxo passivo é de aproximadamente 2 mm/m para a altura da estrutura.

A magnitude do empuxo passivo depende do ângulo de atrito entre o solo e a estrutura, ϕ_1 , o empuxo aumenta quando se aumenta o ângulo de atrito. Se a superfície atrás da contenção for tratada para evitar a infiltração, o valor do ângulo de atrito entre o solo e a estrutura deve ser inferior a $\phi_1 \leq \frac{1}{3}\phi$. Para superfícies rugosas, esse valor não deve superar

$\phi_1 = \frac{2}{3}\phi$, onde ϕ é o ângulo de atrito do solo.

O empuxo passivo é dado pela seguinte equação:

$$\sigma_p = \sigma_z K_p \psi + 2c\sqrt{K_p \psi} \quad (3.52)$$

Sendo que o coeficiente K_p pode ser obtido pela equação 3.12 ou 3.16 e o coeficiente ψ utilizado para redução do empuxo passivo em função da necessidade do projetista.

Os componentes verticais e horizontais do empuxo passivo são fornecidos por:

$$\sigma_{px} = \sigma_p \cos(\alpha + \phi_1) \quad (3.53)$$

$$\sigma_{pz} = \sigma_p \sen(\alpha + \phi_1) \quad (3.54)$$

Para análise dos empuxos de terra, duas alternativas estão disponíveis para redução dos parâmetros do solo:

- Teoria clássica: todos os coeficientes de segurança são iguais a 1,0. Os parâmetros do solo não sofrem redução. Os campos na caixa de diálogo do programa onde inserem os coeficientes ficam desativados. Essa opção pode ser usada para análise do estado de deformação de uma construção. Para verificação do dimensionamento realizado neste trabalho foi utilizada essa opção.
- Estados Limites: Possibilita a escolha dos coeficientes de acordo com as exigências dos usuários ou da norma. Essa opção permite inserir o valor necessário dos coeficientes de segurança do solo de fundação.

Selecionando-se o coeficiente de redução γ_ϕ em um intervalo de 0,67 a 1,0, aumenta-se o empuxo ativo e diminui o passivo, deste modo aumenta-se a segurança da estrutura ou limita-se suas deformações. Este coeficiente pode ser ainda multiplicado pelo coeficiente de segurança do ângulo de atrito ($\gamma_{m\phi}$). As análises com aumento do empuxo ativo e redução do passivo requerem a redução da coesão de ϕ_{red} , obtido através da Equação 3.49.

3.4.3 - ESTRUTURAS DE ESTACAS PRANCHAS

O programa FINE permite, utilizando equações de equilíbrio estático, determinar o comprimento de ficha no solo de um muro de contenção (muros ancorados ou não, ambos simplesmente apoiados ou com a extremidade fixa). O programa calcula as forças internas sobre a estrutura juntamente com as forças desenvolvidas nas ancoragens, não calculando, porém, os deslocamentos de campo. O carregamento aplicado na estrutura é assumido na forma de empuxo passivo ou ativo, com possibilidade de suas reduções.

As análises podem ser divididas em dois grupos:

- Análises de contenções não ancorados (em balanço), como é o caso das cortinas de estacas prancha;
- Análises de contenções ancoradas.

Uma cortina de estaca prancha é analisada considerando que o empuxo ativo atua atrás da estrutura e o empuxo passivo na frente desta.

Usando um processo de interação, o programa procura um ponto na cortina em que a equação de equilíbrio de momentos ($M_{\text{tombamento}} = M_{\text{resistente}}$) seja satisfeita. Após esse procedimento, o programa procura a localização de um ponto na extremidade (base) da

estrutura no qual o equilíbrio das forças horizontais também seja satisfeito (análise do comprimento da ficha). Desta forma é encontrado o comprimento total da estrutura. Este procedimento difere-se dos métodos convencionais de cálculo como o de Bowles (1968), pois nestes métodos as condições de somatório de momentos e de forças horizontais iguais a zero são atendidas simultaneamente.

O programa permite optar pela realização de um dimensionamento considerando um empuxo ativo com valor não inferior a 20% da tensão vertical. Tal fato é considerado a favor da segurança de estruturas em solos coesivos em regiões abaixo da superfície do terreno, onde são desenvolvidas trincas de tração ao calcular o empuxo ativo.

É possível também acrescentar um coeficiente de redução do empuxo passivo com valor menor ou igual a um, reduzindo assim, o valor do empuxo passivo desenvolvido na frente da estrutura. Isto porque na maioria dos casos a deformação do muro não é suficiente para mobilizar totalmente o empuxo passivo. Considera-se aproximadamente, que ao reduzir o valor do empuxo em 2/3, a deformação reduz a metade e ao reduzir a 1/2, a deformação diminui para 20% do seu valor original.

Em relação à contenção ancorada, esta é analisada como uma viga contínua usando a variante de deformação pelo método dos elementos finitos, de modo que a estrutura simplesmente apoiada ou com a extremidade fixa seja satisfeita.

Para determinação do empuxo ativo, o programa pode considerar os parâmetros do solo, sobrecargas, presença de água e geometria do terreno sem nenhuma redução ou então um valor mínimo para este, equivalente a 20% da tensão vertical, como no dimensionamento das cortinas de estacas prancha.

Na análise das contenções ancoradas, é determinado um ponto onde o empuxo total é igual a zero. Abaixo deste ponto, os empuxos são calculados por meio de parâmetros de solo informados como dados de entrada do programa, considerando-se o solo homogêneo e desprezando-se a influência de sobrecargas, da presença de água e da geometria do terreno.

O ponto de valor zero é determinado pela Equação 3.55.

$$u = \frac{\sigma_a}{\gamma K} \quad (3.55)$$

Onde:

u - distância do nível de escavação ao ponto de valor zero;

σ_a - empuxo de terra ao nível da escavação;

K - coeficiente de empuxo total;

γ - peso específico do solo.

Caso o solo abaixo do nível da escavação esteja submerso, o peso específico do solo natural é substituído pelo peso específico do solo submerso. O coeficiente empuxo total é encontrado pela seguinte fórmula:

$$K = kK_p \cos \delta_p - K_A \cos \delta_a \quad (3.56)$$

Onde:

k - coeficiente de redução do empuxo passivo;

K_p - coeficiente de empuxo passivo;

K_A - coeficiente de empuxo ativo;

δ_a, δ_p - ângulo de atrito entre o solo e a estrutura ativo e passivo, respectivamente.

A análise difere-se dependendo do tipo da estrutura, ancorada ou simplesmente apoiada.

Em uma análise da estrutura ancorada (extremidade fixa), assume-se que o ponto onde o carregamento é nulo coincide com o ponto onde o momento também é nulo. A estrutura, considerada uma viga, é dividida em duas partes, uma acima deste ponto (N) e outra abaixo (Figura 3.20). A parte superior é analisada inicialmente em conjunto com as forças de ancoragem (F) e a reação (R) considerada no ponto. O comprimento da viga abaixo do ponto (x) é determinado satisfazendo as condições de equilíbrio.

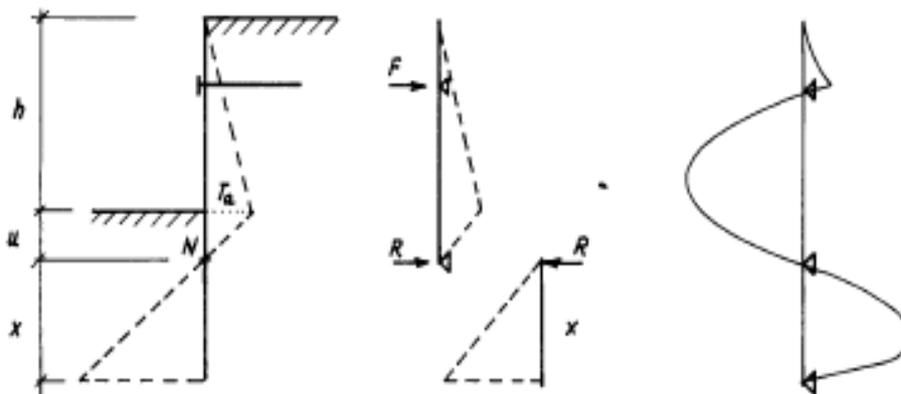


Figura 3.20 - Análise de uma contenção ancorada (extremidade fixa)

Para satisfazer o equilíbrio das forças cisalhantes o comprimento calculado de ficha é acrescido de Δx , como mostra Figura 3.21.

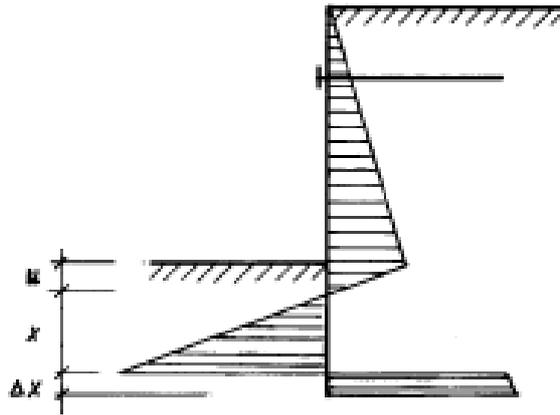


Figura 3.21 - Determinação de Δx

No caso de estruturas simplesmente apoiadas (extremidade livre), o programa assume que o momento e as forças cisalhantes são nulas na base desta estrutura. Inicialmente ele localiza o ponto onde os empuxos se anulam e em seguida a localização da parte inferior(x) a este ponto, onde as condições acima mencionadas são satisfeitas, como se pode observar na Figura 3.22.

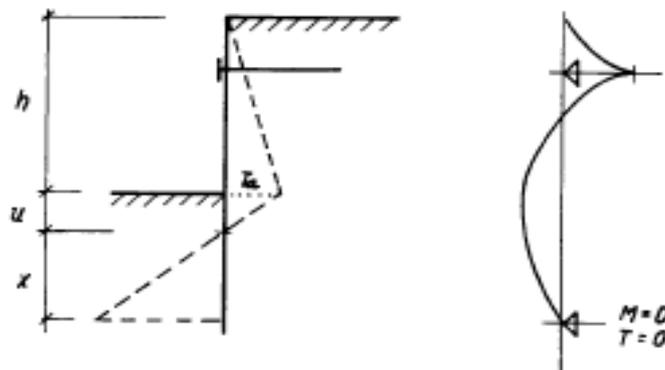


Figura 3.22 - Análises de contensões simplesmente apoiadas (extremidade livre)

3.5 - ANÁLISE NUMÉRICA DA ESTRUTURA

3.5.1 - MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

Neste trabalho foi realizada uma análise mais completa utilizando o Método dos Elementos Finitos, que envolve, além das equações de equilíbrio, a deformabilidade dos materiais envolvidos.

O Método dos Elementos Finitos é uma das ferramentas numéricas mais utilizadas na atualidade devido à sua capacidade de simular diferentes condições de geometria, de carregamento e de contorno, além de poder incorporar diferentes modelos constitutivos e outras complexidades que envolvem os problemas de engenharia.

Na resolução de um problema pelo Método de Elementos Finitos são envolvidas algumas etapas, citando:

- *Discretização do meio contínuo* – nesse processo, o meio contínuo (corpo físico, estrutura ou sólido a ser analisado) é subdividido mediante linhas e superfícies imaginárias em um número finito de elementos. Em uma análise bidimensional, estes elementos podem ser triangulares ou quadrados, enquanto que no caso tridimensional estes elementos podem ser tetraedros, prismas retangulares e hexaedros. Supõe-se que os elementos estão conectados por um número discreto de pontos, chamados de nós.
- *Seleção do modelo de deslocamentos* – é definido o campo de deslocamentos dentro de cada elemento, em função dos deslocamentos nodais em cada elemento.
- *Calculo da matriz de rigidez* – a matriz de rigidez é composta pelos coeficientes das equações de equilíbrio, derivados a partir da geometria, propriedades ou leis constitutivas adotadas em cada elemento. As forças distribuídas atuantes no meio são convertidas em forças nodais equivalentes, obtendo-se assim, uma relação de equilíbrio entre a matriz de rigidez, o vetor de deslocamentos nodais, e o vetor de forças nodais. As matrizes de rigidez de cada elemento são associadas, formando assim um sistema global.
- *Cálculo das incógnitas do problema* – no caso de problemas lineares, os deslocamentos são calculados de forma direta, usando técnicas algébricas como método de Gauss. Para o caso de problemas não lineares, as soluções são obtidas por uma seqüência de etapas, onde em cada etapa ocorre a modificação da matriz de rigidez e/ou o vetor de forças. A partir do campo de deslocamentos nodais obtém-se, de maneira única, o estado de deformação em cada elemento. Estas deformações juntamente com as deformações iniciais e as leis constitutivas de cada material definirão o estado de tensão no elemento e no seu contorno.

3.5.2 - PROGRAMA SIGMA/W

O programa SIGMA/W (GEO-SLOPE International, 2000) é um software gráfico de elementos finitos que opera sob a plataforma Windows e pode ser utilizado para executar análises de tensões e deformações de estruturas de terra. Sua formulação detalhada torna possível analisar problemas simples e altamente complexos, podendo-se executar desde uma análise da deformação linear-elástica simples até uma análise não-linear elástico-plástico de tensão efetiva. SIGMA/W tem a aplicação na análise de projetos de engenharia geotécnica, civil e de mineração.

O SIGMA/W possui uma variedade de modelos constitutivos que relacionam a tensão com a deformação, estes modelos vão desde o modelo linear elástico até modelos elasto-plásticos não lineares. As cargas podem ser aplicadas ou removidas em diferentes estágios de análise. Pode também calcular as mudanças na pressão neutra originada pela mudança no estado das tensões efetivas.

A aplicação mais comum deste programa consiste no cálculo de deformações originadas pela construção de obras no solo como fundações, aterros, escavações e túneis, podendo também resolver problemas de interação solo-estrutura incluindo elementos estruturais em análises de tensão bidimensionais planas. Estes elementos estruturais são particularmente úteis ao analisar casos como paredes de estaca-prancha.

Os elementos finitos da malha podem ser adicionados ou removidos da mesma para simular o preenchimento de solo em determinado local ou sua escavação. O programa SIGMA/W oferece a possibilidade de identificar ou não os elementos finitos em vários estágios através do tempo. O programa SIGMA/W é formulado para vários modelos constitutivos de solos elástico e elástico-plástico.

Para execução da escavação ao longo do trecho da Avenida República do Líbano foi utilizada como estrutura de contenção, escoramentos do tipo perfil com pranchões. Tal escoramento consistiu na cravação de estacas metálicas de perfil do tipo “I”, distanciados de 60 centímetros, utilizando para isso um “Bate-Estacas”, como se verifica na Figura 4.2, e após o processo de escavação, encaixou-se pranchas de madeira entre os perfis. Posteriormente foram fixadas estroncas metálicas entre estacas opostas e construídas longarinas (vigas de coroamento) e uma cortina armada que funcionam como elementos enrijecedores da estrutura. Tais elementos podem ser observados nas Figuras 4.3 e 4.4 a seguir.



Figura 4.2 - Cravação das estacas metálicas com “Bate-Estacas”



Figura 4.3 - Elementos da estrutura de contenção após a instalação das estroncas



Figura 4.4 - Elementos da estrutura de contenção após a construção das paredes de concreto

De acordo com o projeto, o processo executivo da escavação foi definido para os trechos sem e com travamento (estroncas). Para os trechos sem travamento, o processo deveria ser realizado em cinco etapas:

- 1° - Cravação dos perfis metálicos;
- 2° - Corte de 37 cm na região da alma dos perfis metálicos;
- 3° - Construção de uma viga de coroamento no topo dos perfis metálicos e execução dos drenos verticais;
- 4° - Escavação do terreno e execução dos drenos horizontais;

5° - Execução da cortina armada.

Para os trechos com travamento (estroncas), o processo consistiria nas seguintes etapas:

1° - Cravação dos perfis metálicos;

2° - Corte de 37 cm na região da alma dos perfis metálicos e escavação do terreno em toda a extensão da estronca para soldá-la aos perfis metálicos;

3° - Solda das estroncas nos perfis metálicos;

4° - Construção de uma viga de coroamento no topo dos perfis metálicos e execução dos drenos verticais;

5° - Escavação do terreno e execução dos drenos horizontais;

6° - Execução da cortina armada.

Os processos executivos da escavação pode ser observado nas Figuras 4.5 e 4.6.

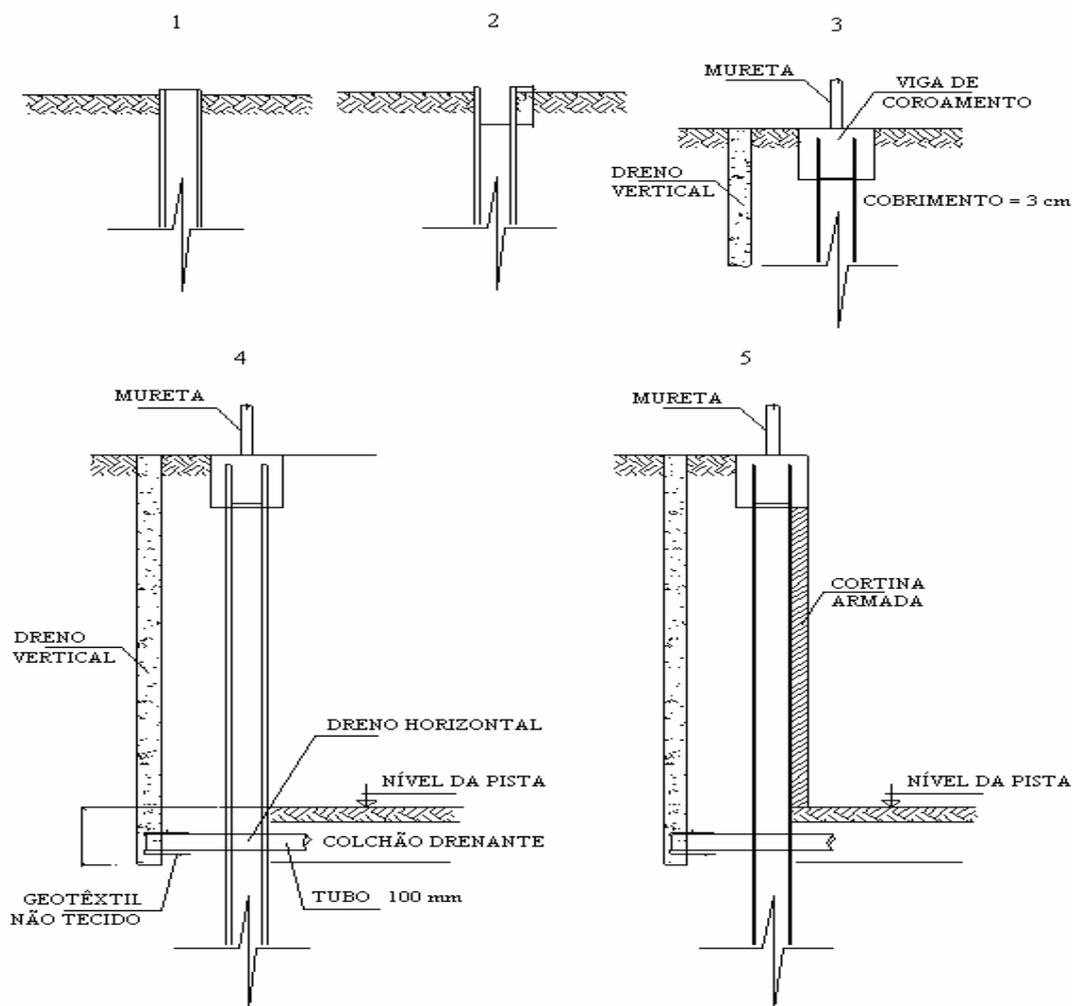


Figura 4.5 - Processo executivo da escavação sem travamento

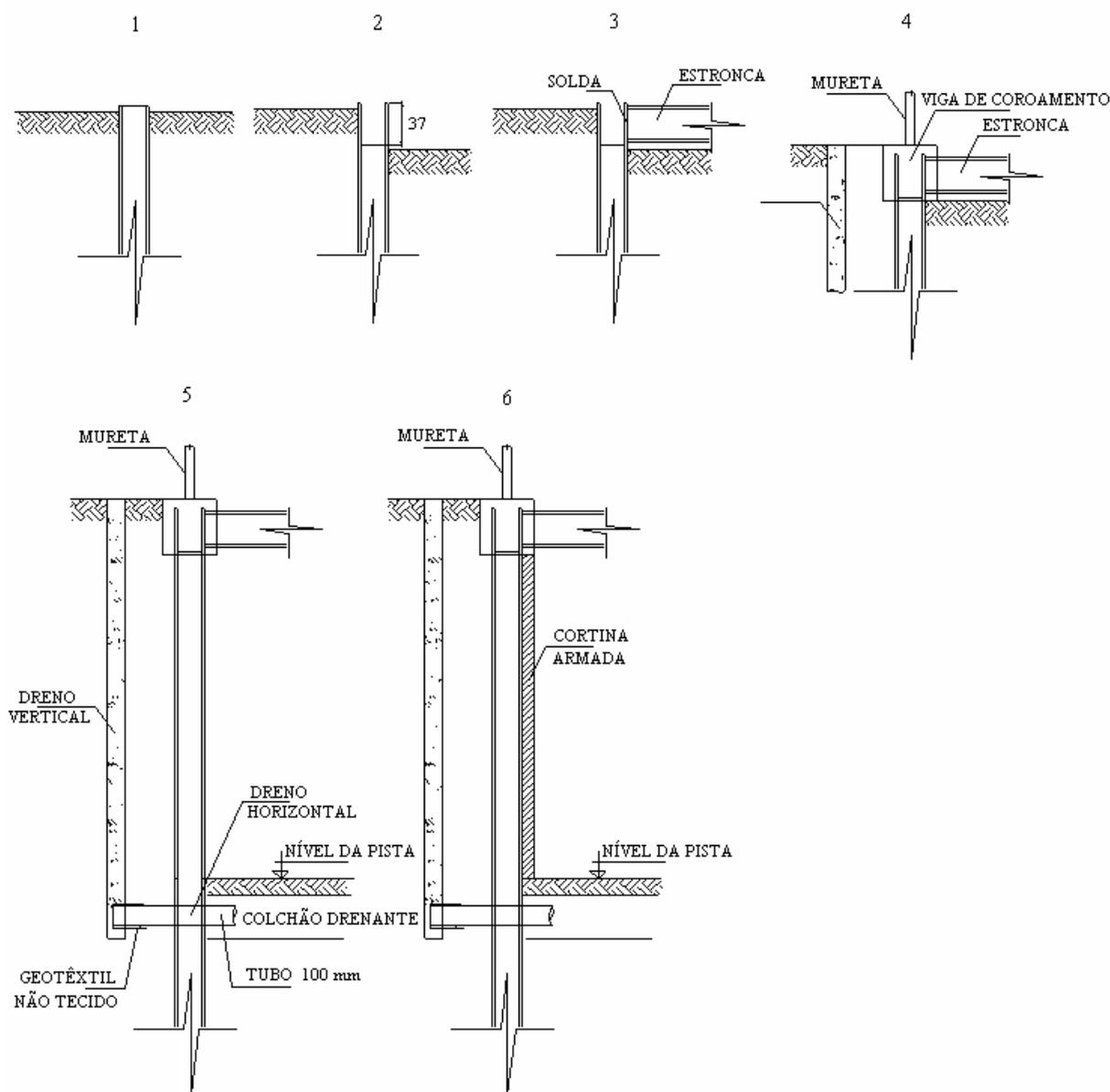


Figura 4.6 - Processo executivo da escavação com travamento

As dimensões dos perfis metálicos foram definidas em função do tipo de solo, conforme analisado através do ensaio do tipo “SPT”, e da profundidade a ser atingida pela escavação. A região a ser escavada foi dividida em trechos de acordo com o comprimento da estaca e do tipo de perfil a ser utilizado. Estes trechos podem ser observados na Figura 4.7. A figura 4.8 apresenta um exemplo do detalhamento de um dos trechos da região especificada.

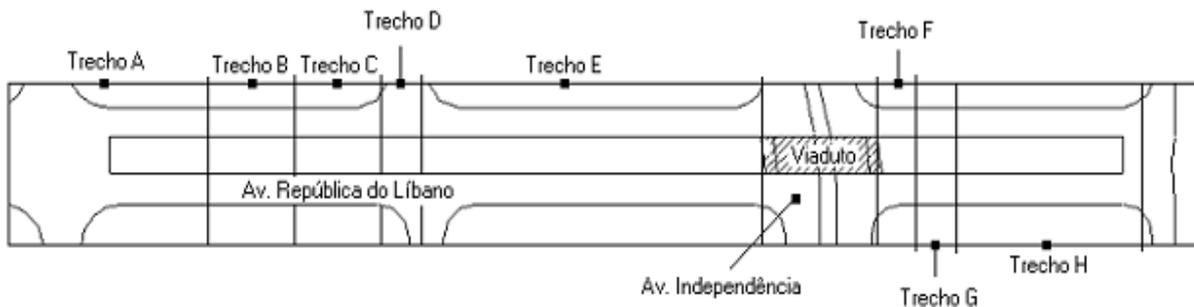


Figura 4.7 - Trechos definidos em projeto

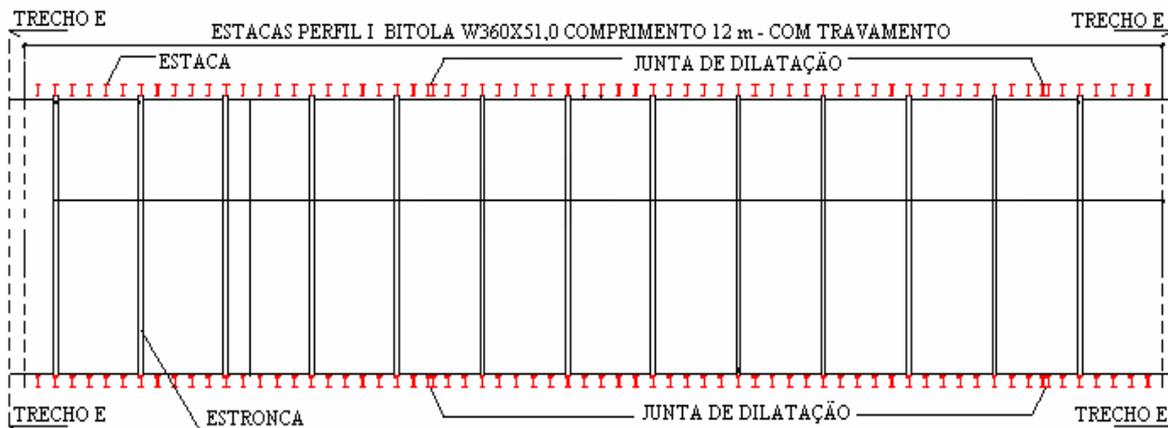


Figura 4.8 - Trecho "E" Definido em projeto com detalhamento do perfil a ser utilizado

As dimensões dos perfis determinadas em projeto estão apresentadas na Tabela 4.1 a seguir.

Tabela 4.1 Dimensões dos perfis Metálicos de acordo com o Trecho

Trecho	Extensão (m)	Comprimento da Estaca (m)	Detalhe do Perfil
A	65,70	4,00	W 200x22,50
B	23,40	8,00	W 200x22,50
C	23,40	12,00	W 250x44,80
D	8,40	12,00	W 310x52,00
E	86,50	12,00	W 360x51,00
F	7,90	12,00	W 360x51,00
G	10,20	12,00	W 250x44,80
H	45,00	12,00	W 200x22,50

Apesar do projeto apresentar todo o processo correto de escavação, especificamente no trecho com travamento (estroncas), esta escavação foi realizada após a cravação das estacas metálicas de maneira contínua, ou seja, atingindo toda a profundidade previamente definida em projeto como se pode verificar na Figura 4.9. Somente após finalizar as escavações em todo o trecho, fixou-se as estroncas e executou-se a viga de coroamento no topo dos perfis.



Figura 4.9 - Execução da escavação

Para execução da cortina armada fixou-se a armadura nas estacas metálicas através de conectores metálicos (formato em “L”) soldado na asa do perfil metálico, facilitando também desta forma, a montagem das formas para posterior concretagem, conforme mostra a Figura 4.10.



Figura 4.10 - Paredes de Concreto (Montagem das formas e solda dos conectores metálicos)

A cortina armada foi composta por barras de aço com diâmetro de cinco milímetros, espaçamento de 20 cm, concreto com F_{ck} de 20 MPa e recobrimento de três centímetros. O detalhamento da cortina pode ser verificado na Figura 4.11 a seguir.

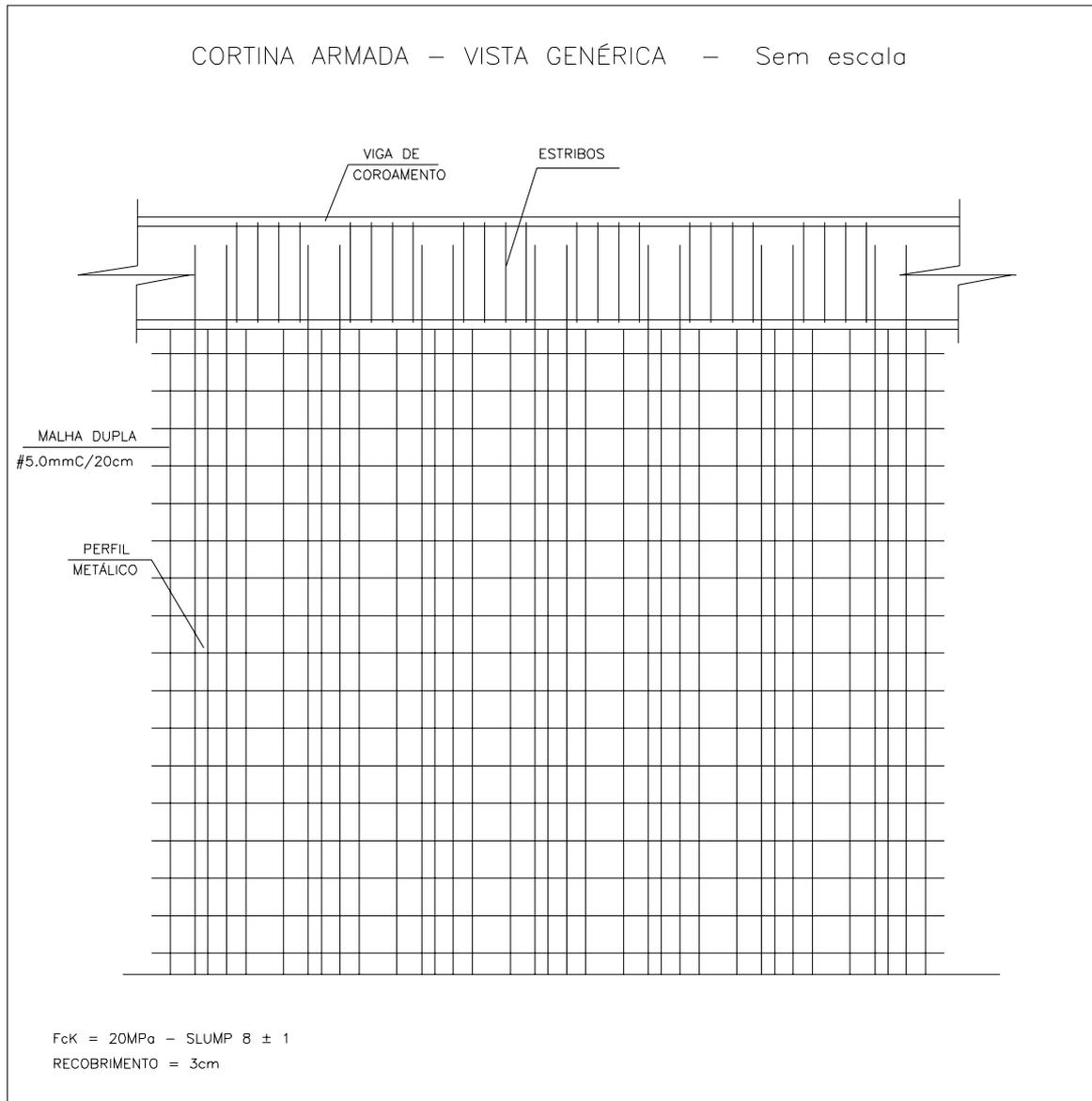


Figura 4.11 - Detalhamento da Cortina Armada

De acordo com os laudos de sondagens verificou-se uma variação da profundidade do lençol freático entre 1,50 e 7,75 metros em todo trecho escavado, como se pode observar no Apêndice A, sendo executado um colchão drenante (drenos “espinha de peixe”), para posterior pavimentação. Nos trechos onde o lençol se encontrava a pouca profundidade, foi

necessário realizar o bombeamento de água. O afloramento do lençol freático está apresentado na Figura 4.12.



Figura 4.12 - Afloramento do lençol freático

Em alguns locais o acúmulo de água provocou a erosão da base do talude, dificultando assim o procedimento para colocação de pranchas de madeira e o desmoronamento parcial da base deste, como mostra a Figura 4.13.



Figura 4.13 - Acúmulo de água do lençol e erosão na base do talude

4.2 - PERFIL GEOTÉCNICO DO TRECHO ESCAVADO

A partir de 11 sondagens (SPT-1 a SPT-3, SPT-8 a SPT-11, SPT-15 a SPT-17 e SPT-22, apresentadas no Apêndice A) realizadas entre os dias 7 e 23 de janeiro de 2004, traçou-se um perfil geotécnico representativo do lado direito do trecho escavado, como mostra a Figura 4.14.



Figura 4.14 - Localização dos furos de sondagem na obra, no setor aeroporto em Goiânia

Neste perfil pode-se observar as descrições de cada solo encontrado, bem como as cotas correspondentes a cada camada e os valores de resistência à penetração (NSPT), como se pode verificar na Figura 4.15.

Por meio do perfil geotécnico, pode-se verificar uma camada superficial de pedregulho com até 2 m de espessura entre o SPT-15 e SPT-17. Observa-se também, a predominância de uma camada de silte argiloso em faixas de espessuras variadas ao longo de todo o trecho analisado, chegando a 15 m.

Entre o SPT-1 e SPT-2 verificou-se a existência de uma camada intermediária de argila escura de consistência mole a muito mole com espessuras variando de 5 a 7 m, situada sobre camadas de silte argiloso e silte arenoso respectivamente. Entre o SPT-16 e SPT-22, observou-se a predominância de silte arenoso em toda a profundidade amostrada.

Verificou-se também, algumas lentes de areia numa faixa intermediária com espessura máxima de 1 m, localizadas entre o SPT-3 e SPT-11, encontrando também camadas mais espessas deste mesmo material entre os SPT-15 e SPT-17.

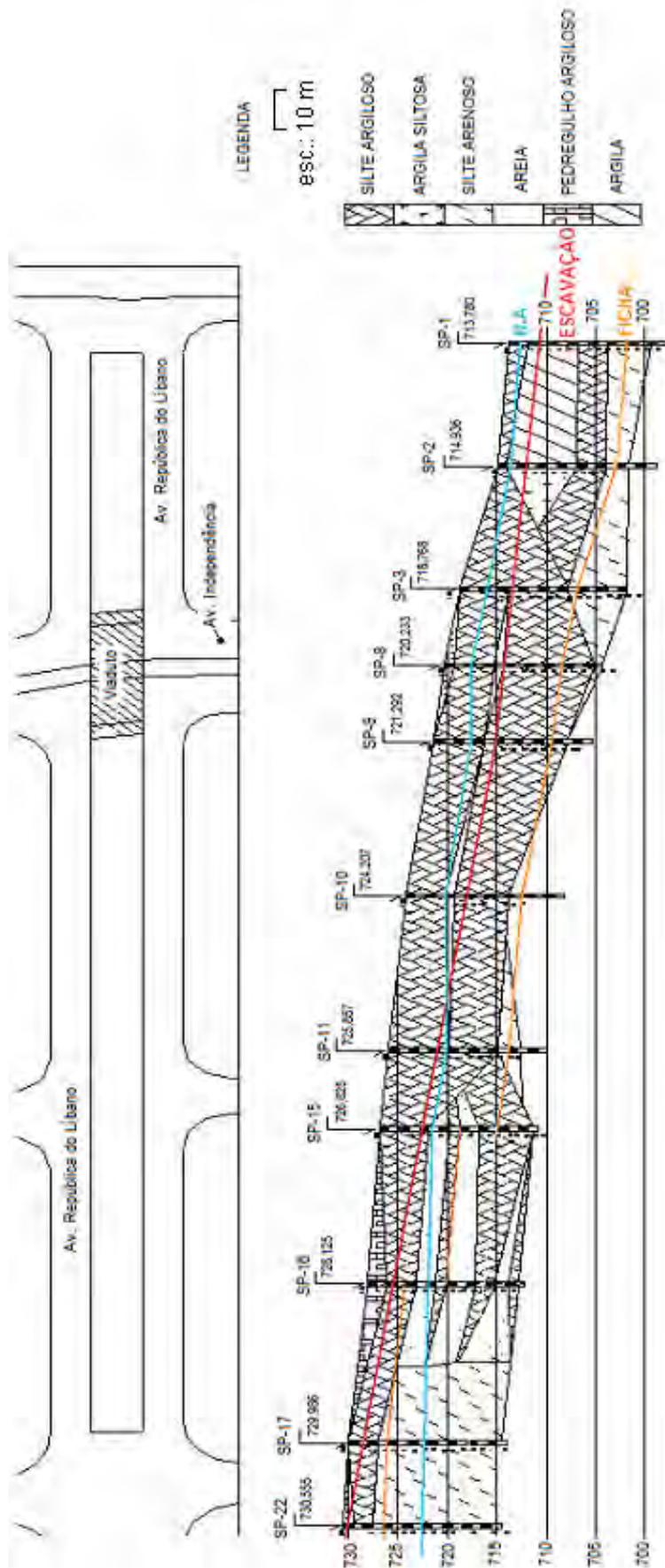


Figura 4.15 - Perfil geotécnico do trecho escavado

CAPÍTULO 5 - INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

Os ensaios geotécnicos foram divididos em ensaios de caracterização, de adensamento e de resistência ao cisalhamento dos solos, ambos realizados a partir de amostras deformadas e indeformadas coletadas no local da obra monitorada.

Foram realizados ensaios de caracterização para determinação das propriedades do solo como granulometria, densidade real dos grãos e limites de consistência. Com a finalidade de determinar as propriedades mecânicas de resistência do solo estudado foram realizados ensaios de cisalhamento direto, compressão triaxial e o ensaio tipo SPT.

5.1 - ENSAIO TIPO SPT

Os objetivos do ensaio tipo SPT (Standard Penetration Test) mais frequentes são:

- Determinação da resistência das camadas, à cravação de um barrilete padrão, nos solos;
- Determinação do perfil do terreno por meio de identificação dos solos e/ou rochas que formam as camadas ou estratos na subsuperfície;
- Determinação do nível d'água;
- Determinação da cota de ocorrência do embasamento rochoso;
- Existência de matacões nas camadas de solos;
- Cubagem de jazidas de solos e rochas;
- Coleta de amostras.

O equipamento padrão para execução de sondagens à percussão com circulação d'água compõe-se principalmente das seguintes peças:

- Torre desmontável, com quatro pernas de 5 m de comprimento, de tubo de aço;
- Haste-guia (do peso batente), com 1" de diâmetro interno e 4mm de espessura mínima de parede, com cerca de 1,12 m de comprimento;
- Peso batente de 65 kg;
- Amostrador padrão bipartido longitudinalmente, tipo Raymond com 2" de diâmetro externo e 1 3/8" de diâmetro interno;

A execução dos serviços de sondagem à percussão inicia-se pelo posicionamento da torre (tripé) num ponto locado e nivelado em relação a um RN fixo e bem determinado no terreno, ou num ponto pré-determinado num espelho d'água.

O processo de perfuração é iniciado através de trado ou cavadeira, até a profundidade de 1,00 m. O material coletado através do trado ou da cavadeira deve ser identificado como amostra inicial de trado e colocado em saco plástico apropriado.

O ensaio de penetração SPT é iniciado, com a descida das hastes, por dentro do furo, acopladas ao amostrador padrão, que é posicionado no fundo do furo. A cabeça de bater é conectada no topo da haste, o peso batente será apoiado sobre ela devendo ser anotada uma eventual penetração do amostrador no terreno. O ensaio de penetração SPT – Standard Penetration Test consiste na cravação dinâmica de 45 cm do barrilete amostrador padrão tipo Raymond, no solo.

O topo de um tubo de revestimento de 2 1/2” de diâmetro é usado como nível de referência, e na haste de perfuração marca-se de forma visível, um segmento de 0,45m, dividido em três segmentos iguais de 0,15 m cada um. O peso batente de 65 kg é levantado por meio de cabo de aço e sarilho, até a altura de 0,75 m, marcada na haste guia do peso. Deve-se observar que os eixos longitudinais do peso batente e a composição de cravação do amostrador, estejam rigorosamente coincidentes e verticalizados.

A queda do peso batente deve ser totalmente livre, por gravidade, para ser evitada perda de energia de cravação por atrito, principalmente, quando for utilizado equipamento mecanizado, o qual deve ser dotado de dispositivo disparador que garanta a queda totalmente livre do peso.

Procede-se a cravação do amostrador, através da queda livre do peso de 65 kg a uma altura de 0,75 m, anotando-se separadamente o número de golpes necessários para a cravação de cada segmento de 0,15 m.

De acordo como definido por Terzaghi-Peck (Soil Mechanics in Engineering Practice), e normalizado pela NBR 6484, o índice de resistência a penetração, é a soma do número de golpes necessários à cravação no solo dos 0,30 m finais do amostrador.

Após a realização do ensaio de penetração o amostrador bipartido é retirado do subsolo e aberto para coleta da amostra, tendo-se o cuidado de anotar uma possível mudança de material, na amostra.

Após a execução do primeiro ensaio SPT em terreno firme, a perfuração do subsolo é prosseguida, através do uso de trado até que o mesmo se torne inoperante ou o nível d'água (N.A) seja encontrado. A partir daí, a sondagem é realizada com a utilização do processo de perfuração por circulação d'água, no qual, usa-se o trépano de lavagem como ferramenta para escavação do subsolo. O material escavado pela ação do trépano acoplado às hastes, é removido por meio de circulação d'água impulsionada pelo conjunto moto-bomba.

A sondagem prossegue com a cravação dinâmica do amostrador, isto é, realização do ensaio SPT, a cada metro, sendo utilizado como método de avanço da sondagem a circulação d'água por lavagem, entre duas penetrações sucessivas, portanto, para cada 0,45 m penetrados no terreno, serão lavados 0,55 m para se atingir a nova cota de penetração.

O índice de resistência a penetração SPT, quando realizado de acordo a Norma NBR - 6484, apresenta valores, que dão uma indicação bastante útil, para a determinação da consistência nos estratos argilosos sondados, ou da compacidade nos estratos arenosos.

5.2 - COLETA DE AMOSTRA

Em função dos laudos de sondagens apresentados no Apêndice A, definiu-se três poços para coleta de amostras deformadas e indeformadas ao longo do trecho a ser escavado (Figura 5.1), cujas profundidades podem ser observadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Profundidade dos Poços

Poço	Bloco	Profundidade (m)
P1	1	1,10
P2	1	2,00
	2	3,60
P3	1	3,00

As amostras foram retiradas através da escavação de poços de 1 m de diâmetro, de onde se moldava blocos de formato cúbico de 30 cm de lado (Figura 5.2). Após a moldagem o bloco foi parafinado e recoberto com tecido e juntamente com as amostras deformadas foram transportadas para o laboratório de mecânica dos solos da Universidade Federal de Goiás (Figura 5.3).



Figura 5.1 - Localização dos Poços de Coleta de Amostras



Figura 5.2 - Poços de coleta de amostra indeformada



Figura 5.3 - Amostras deformadas e indeformadas no laboratório após coleta

A cada avanço equivalente a 50 cm de escavação, coletou-se amostras deformadas, devidamente acondicionadas em sacos plásticos identificados, como tentativa de minimizar a perda de umidade, para posterior determinação do perfil de umidade de cada poço.

5.3 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de caracterização consistem na determinação do peso específico natural do solo (γ_n), da massa específica dos grãos, da granulometria do solo e dos limites de consistência (limite de liquidez e limite de plasticidade).

Na caracterização destas amostras, os procedimentos de ensaio seguiram as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT:

- NBR 6457/86 - Amostra do solo - Preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização;
- NBR 6508/84 - Determinação da massa específica dos grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm;
- NBR 7181/84 - Solo - Análise granulométrica.
- NBR 6459/84 - Solo - Determinação do limite de liquidez;
- NBR 7180/84 - Solo - Determinação do limite de plasticidade;

Quanto à determinação dos limites de consistência do solo, estes se baseiam na constatação de que um solo argiloso apresenta-se com comportamento bem distinto conforme o seu teor de umidade. Quando muito úmido, ele se comporta como um líquido; quando perde parte de sua água, fica plástico; e quando mais seco, torna-se quebradiço.

Os limites entre os estados líquido, plástico, semi-sólido e sólido dos solos de granulção fina são denominados, conforme já mencionado, respectivamente, limites de liquidez, de plasticidade e de contração.

O limite de liquidez (W_L) é definido como o teor de umidade do solo com o qual uma ranhura nele feita requer 25 golpes para se fechar, no aparelho de Casagrande. O ensaio para determinação do limite de liquidez do solo é padronizado pela ABNT (NBR – 6459). Com os valores obtidos (números de golpes para fechar o sulco feito na amostra e as umidades correspondentes) traça-se a linha de escoamento do material, a qual pode ser considerada uma reta em escala semilog. Recomenda-se a determinação de pelo menos 5 pontos.

O limite de plasticidade (W_P) é definido e determinado como teor de umidade mínimo com o qual o solo pode ainda ser modelado em pequenos cilindros de 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento, rolando-se o solo com a palma da mão, sem que estes se quebrem. O procedimento é padronizado no Brasil pelo método NBR - 7180.

Por sua vez, o índice de plasticidade define a zona em que o terreno se acha no estado plástico e, por ser máximo para as argilas e nulo para areias, fornece um critério para avaliar o caráter plástico de um solo. Assim, quanto maior o IP, tanto mais plástico será o solo e maior será o seu teor de argila. O valor do índice de plasticidade pode ser obtido através da seguinte formulação:

$$IP = W_L - W_P \quad (5.1)$$

Onde:

IP - Índice de plasticidade;

W_L - Limite de liquidez;

W_P - Limite de plasticidade.

5.4 - ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

O ensaio de cisalhamento direto foi desenvolvido basicamente para a determinação da resistência ao corte de um corpo de prova de solo, de forma prismática e seção quadrada ou circular e de pequena espessura. Este ensaio é geralmente drenado e é mais aplicado ao estudo da resistência ao cisalhamento de solos granulares, ou quando se quer avaliar a resistência entre contatos de diferentes materiais.

O ensaio de cisalhamento direto é executado utilizando-se de uma caixa de seção quadrada para se obter, através da interpretação de uma envoltória linear, os valores de ângulo de atrito interno do solo e do intercepto coesivo.

O equipamento para realização do ensaio é composto por uma caixa bipartida dotada de placas dentadas e perfuradas, pedras porosas de topo e base e “cap” para transmissão de carga, molde do corpo de prova (Figura 5.4), prensa equipada com motor e sistema de transmissão de carga (pendural) e para realização das leituras, deve-se utilizar extensômetros mecânicos ou transdutores elétricos de deslocamento, anel de carga ou célula de carga elétrica.

A caixa de cisalhamento deve ser instalada na prensa contendo o corpo de prova entre as pedras porosas e placas dentadas, de tal maneira que este fique no meio, entre as partes inferior e superior da caixa. Em seguida, coloca-se o pendural para aplicação da tensão vertical e ajusta-se o extensômetro vertical para dar início a fase de adensamento do ensaio lento (drenado), por exemplo. Deve-se aplicar o carregamento (através de pesos) previamente

definido e iniciar as leituras de deformação do corpo de prova. Quando as deformações se estabilizarem é dado por concluída esta fase. O início do cisalhamento se dará após os ajustes do extensômetro horizontal e do sensor (anel ou célula de carga) que irá medir a força cisalhante desenvolvida durante o ensaio.

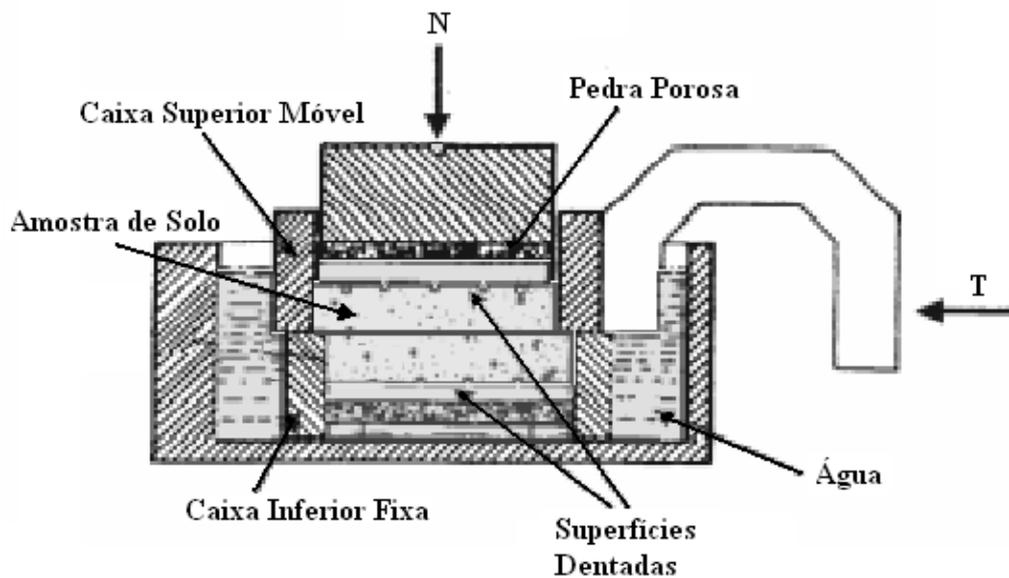


Figura 5.4 - Esquema do equipamento para o ensaio de Cisalhamento Direto Simples

Para determinação dos resultados do ensaio devem ser obtidos os seguintes ítems:

- Deslocamento Horizontal (I_{hi});
- Variação de volume do corpo de prova;

$$\Delta_{vi} = I_{vi} A \quad (5.2)$$

Sendo: I_{vi} - deslocamento vertical, A - área do corpo de prova;

- Tensão cisalhante:

$$\tau_i = T_i / A \quad (5.3)$$

- Força cisalhante:

$$T_i = Kl_{mi} \quad (5.4)$$

Sendo: l_{mi} - leitura do anel; K - constante do anel;

– Tensão normal aplicada:

$$\sigma = N / A \quad (5.5)$$

Sendo: N - Carga normal.

Os resultados são apresentados em formas de curvas de desenvolvimento do ensaio com os valores de τ_i e I_{hi} , de onde normalmente é tirado o valor máximo da tensão cisalhante.

Traça-se também, o gráfico de variação de volume Δ_{vi} em função do deslocamento I_{hi} .

O ensaio deve ser repetido pelo menos em mais dois novos corpos de prova com tensões normais diferentes de forma a ajustar uma reta pelos pontos $\tau_i \times \sigma$, interpretando-se assim a envoltória de resistência dos ensaios executados, a partir da qual são determinados os valores do ângulo de atrito interno e o intercepto coesivo.

5.5 - ENSAIO DE ADENSAMENTO

O ensaio de adensamento, também conhecido como ensaio de compressão oedométrica, consiste na compressão de uma amostra de solo contido dentro de um molde que impede qualquer deformação lateral. Utilizado para simular o comportamento de um solo quando ele é submetido à compressão pela ação de peso de novas camadas de solo, construção de aterros ou outras cargas externas. É também utilizado para avaliar a colapsibilidade do solo. Neste trabalho, tal ensaio foi realizado para análise de parâmetros de compressibilidade obtidos do solo do trecho a ser escavado.

Entende-se por adensamento a deformação plástica e a redução do índice de vazios de uma massa de solo em função do tempo e da tensão aplicada.

O ensaio é feito em estágios de tensão aplicada em corpos de prova, geralmente amostras indeformadas e saturadas, confinadas lateralmente com a conseqüente aferição da redução de sua altura. Desse ensaio são interpretados parâmetros fundamentais para o cálculo de recalques por adensamento.

O equipamento para execução do ensaio é composto por uma prensa devidamente equipada com a célula de adensamento (oedômetro), sendo necessária também a utilização de um instrumento (extensômetro mecânico ou transdutor elétrico de deslocamento) para a

realização das medidas de deformações, um conjunto de jogos de pesos para transmissão de tensão ao corpo de prova e um cronômetro para o acompanhamento dos tempos de leituras.

O corpo de prova, sem sofrer deformações, deve ser talhado através do próprio molde cilíndrico usado na prensa e posteriormente instalado entre duas pedras porosas, no oedômetro, o qual deve estar cheio de água para a saturação por 24 horas.

Para o procedimento do experimento deve-se aplicar uma determinada tensão no corpo de prova e realizar leituras no extensômetro nos instantes 15 e 30s, 1, 2, 4, 8, 15, 30 min etc, até que haja estabilização das deformações. Dobra-se a carga aplicada e procede-se como descrito anteriormente.

Os resultados do ensaio são determinados em função dos cálculos dos seguintes ítems

- Índice de vazios num instante qualquer:

$$e = \frac{h}{h_s} - 1 \quad (5.6)$$

Sendo:

$$h_s = \frac{h_0}{(1 + e_0)} \quad (5.7)$$

Onde:

e - índice de vazios; h - altura do corpo de prova em dado instante; h_s - altura reduzida do corpo de prova (altura de sólidos); h_0 - altura inicial do corpo de prova; e_0 - índice de vazios inicial.

- Tensão Aplicada = Carga aplicada/Área do corpo de prova.

A apresentação dos resultados pode ser realizada através da Curva Deformação-Tempo, e utilizando o método de Casagrande, marca-se os valores das deformações nas ordenadas em escala aritmética e do logaritmo dos tempos nas abscissas, para cada estágio de carga. O adensamento total (U=100%) ocorrerá no ponto de interseção das tangentes à parte central acentuada da curva. O adensamento nulo (U=0%) será determinado escolhendo-se dois instantes t e $4t$ em cima da curva. Obtém-se a diferença entre suas ordenadas e este valor é lançado verticalmente acima da ordenada correspondente a t . A leitura no eixo das deformações será o valor procurado. O adensamento 50% será lido exatamente a meio caminho entre U=100% e U=0%. O valor do tempo para os 50% de adensamento servirá para que o coeficiente de adensamento (c_v) seja calculado através da Equação (5.8)

$$c_v = 0,197H_d^2 / t_{50} \quad (5.8)$$

Onde: H_d - metade da altura do corpo de prova.

Para obtenção da pressão de pré-adensamento foi adotado o método de Casagrande que por um ponto de maior curvatura traça-se uma tangente à curva e um segmento de reta horizontal. A bissetriz do ângulo formado por essas duas linhas interceptará o prolongamento do trecho reto num certo ponto, cujo valor lido nas abscissas é a pressão de pré-adensamento do solo ensaiado.

Com os dados de ensaio de adensamento é possível determinar o coeficiente de compressibilidade a_v e o coeficiente de variação volumétrica m_v . A determinação do a_v é a partir da curva de compressibilidade, tirando-se a variação do índice de vazios Δe para cada incremento $\Delta \sigma'$ (variação de tensão aplicada).

$$a_v = \Delta e / \Delta \sigma' \quad (5.9)$$

A partir do a_v obtido para cada carregamento pode-se achar o m_v , com a expressão:

$$m_v = a_v / (1 + e_i) \quad (5.10)$$

onde, para um dado estágio de carregamento:

a_v - coeficiente de compressão;

m_v - coeficiente de variação volumétrica;

Δe - variação do índice de vazios;

$\Delta \sigma'$ - variação de tensão.

Com o coeficiente m_v é possível obter o módulo oedométrico (E_{oed}) para as condições natural e saturada da amostra de solo, a partir da Equação (5.11)

$$E_{oed} = \frac{1}{m_v} \quad (5.11)$$

Da curva de compressibilidade, tira-se a inclinação do trecho virgem, e obtém-se o índice de compressibilidade (C_c) por meio da equação (5.12).

$$C_c = \frac{e' - e''}{\log \frac{\sigma''}{\sigma'}} \quad (5.12)$$

De forma análoga ao índice de compressibilidade, o índice de expansão (C_e) é a inclinação do trecho de recompressão, obtido, preferencialmente, através de dois pontos situados na diagonal da histerese formada por um ciclo de carregamento e descarregamento em um ensaio de adensamento, conforme mostra a equação (5.13).

$$C_e = \frac{e' - e''}{\log \frac{\sigma''}{\sigma'}} \quad (5.13)$$

Os parâmetros do modelo Camclay podem ser obtidos por meio do ensaio de adensamento, sendo estes parâmetros lambda e kappa, calculados com as Equações (5.14) e (5.15) a seguir.

$$\lambda = \frac{C_c}{2,3} \quad (5.14)$$

$$k = \frac{C_e}{2,3} \quad (5.15)$$

5.6 - ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Este ensaio é realizado utilizando-se corpos de provas cilíndricos moldados a partir de amostras indeformadas. O esquema do ensaio é mostrado na Figura 5.5. Para execução do ensaio, o corpo de prova é colocado em uma câmara de confinamento, com uma pedra porosa na sua base e outra no seu topo. Em seguida coloca-se uma membrana impermeável envolvendo a amostra presa por anéis de borracha e conecta-se o corpo de prova no topo e na base para permitir a drenagem. Coloca-se então, a câmara de material resistente e transparente. O interior da câmara é preenchido com água cuja função é aplicar a tensão confinante (σ_3).

Durante o ensaio são aplicados carregamentos axiais, medindo-se em intervalos de tempo, o acréscimo de tensão que está atuando e a deformação vertical do corpo de prova. Esta deformação dividida pela altura da amostra fornece a deformação vertical específica. A

ruptura é obtida com σ_1 , e os círculos de Mohr são traçados com os pares (σ_1, σ_3) obtidos no ensaio e em seguida a envoltória de Coulomb, conforme mostrado na Figura 5.6.

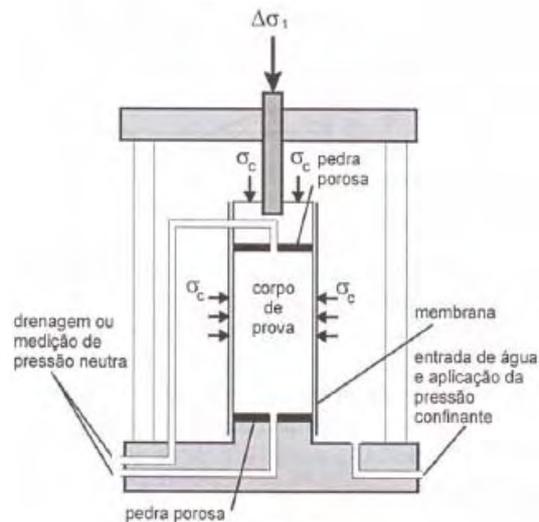


Figura 5.5 - Aparelho de Compressão Triaxial (Souza Pinto, 2000)

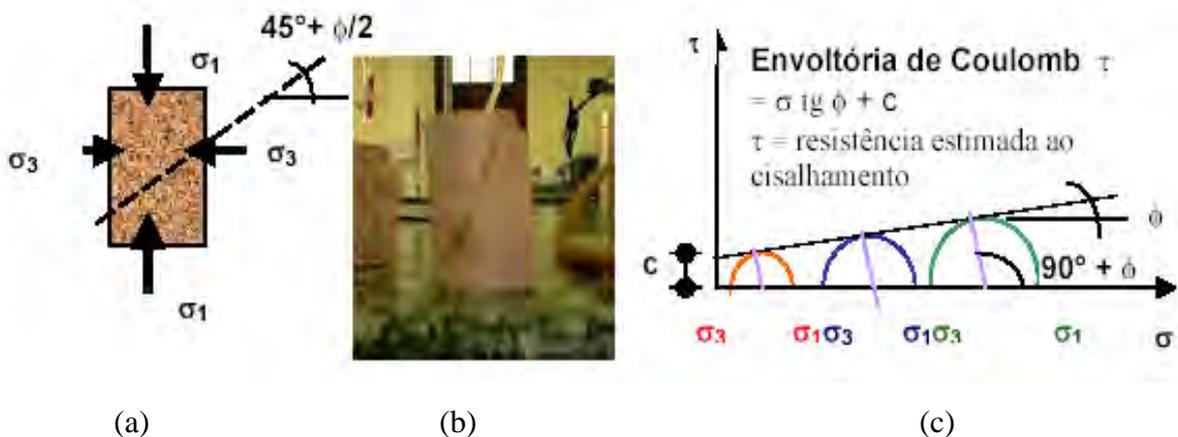


Figura 5.6 - (a) Aplicação da tensão principal σ_1 e da tensão de confinamento σ_3 ; (b) corpo de prova rompido; (c) Círculos de Mohr e envoltória de Coulomb

A força que é aplicada ao corpo de prova pelo pistão, dividida pela seção transversal do corpo de prova e somada a σ_3 , corresponde à tensão axial σ_1 . A pressão neutra desenvolvida na água intersticial do corpo de prova é medida utilizando-se um aparelho capaz de medir pressões na água sem exigir variações de volume d'água intersticial da amostra.

Existem três maneiras de se realizar o ensaio triaxial:

a) Ensaio Não Adensado e Não Drenado (UU – *Unconsolidated Undrained*) ou ensaio rápido (Q de *quick*): Este ensaio é recomendado quando se deseja obter a resistência não-drenada da amostra. Neste ensaio o corpo de prova é submetido à tensão confinante (σ_3) e depois ao carregamento axial, sem se permitir a drenagem da água intersticial. O teor de

umidade permanece constante e no caso da amostra estar saturada, não ocorre variação de volume. Este ensaio demora cerca de 1 a 2 horas.

b) Ensaio Adensado Não Drenado (CU – *Consolidated Undrained*) ou ensaio rápido pré-adensado (R): este ensaio é o que melhor representa as condições do solo para a análise a tensões totais (não-drenada). Neste ensaio é aplicada a tensão confinante (σ_3) e deixa-se dissipar a pressão neutra correspondente, adensando o corpo de prova com σ_3 por cerca de um dia. Na seqüência aplica-se o carregamento axial σ_1 e rompe-se sem drenagem. Este ensaio fornece a resistência não drenada em função da tensão de adensamento. Quando colocada uma barra sobre as iniciais CU, significa que o ensaio é feito com medidas de pressões neutras (\overline{CU}). Se as pressões neutras forem medidas, ter-se-á a resistência em termos de tensões efetivas, sendo por essa razão bastante empregado por permitir determinar a envoltória de resistência em termos de tensão efetiva em cerca de dois dias;

c) Ensaio Adensado Drenado (CD – *Consolidated Drained*), também chamado impropriamente de ensaio lento (S - *slow*), devido à condição de ser um ensaio muito lento, no caso das argila (cerca de duas semanas): Neste ensaio é permitida em todas as fase, a drenagem do corpo de prova. É aplicada a tensão confinante (σ_3) e espera-se que a amostra adense, ou seja, que a pressão neutra (u) se dissipe. Aumenta-se, então, a tensão axial, de maneira a expulsar a água sob pressão, ocorrendo a dissipação total das pressões neutras durante todo o ensaio, ou seja, mantendo-se nulas durante todo o ensaio, de maneira que as pressões totais medidas sejam iguais às efetivas.

CAPÍTULO 6 - RESULTADOS

Apresentam-se neste capítulo os resultados obtidos nos ensaios realizados para a análise da obra, as medições de deslocamentos realizadas em campo e também os resultados encontrados por meio do programa numérico de elementos finitos SIGMA/W (GEO-SLOPE 2002) e do programa numérico para verificação de dimensionamento “FINE”.

A partir dos ensaios realizados e das medições em campo, realizou-se uma retroanálise utilizando o modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb de elementos finitos, visando obter numericamente o comportamento real medido em campo.

Para analisar os resultados, selecionou-se três seções representativas das quatorze monitoradas ao longo do trecho escavado, sendo cada seção composta por uma estaca e a sua imediatamente oposta (direita e esquerda do trecho). As seções selecionadas correspondem às estacas 251/291, 478/626 e 718/795, próximas as sondagens SP-15, SP-09 e SP-02, respectivamente, cuja localização pode ser verificada nas Figuras 4.14 e 4.15.

6.1 - DESLOCAMENTOS

6.1.1 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Os deslocamentos horizontais foram medidos através de marcos superficiais transversais à seção de escavação. Fixou-se previamente a distância entre os marcos e com o auxílio de uma trena metálica, media-se tal distância (com precisão de 1 mm), até o marco de referência com posição variável em função da existência de edificações nas proximidades, monitorando em cada seção cerca de dez metros paralelos a escavação, como se pode verificar na figura 6.1.

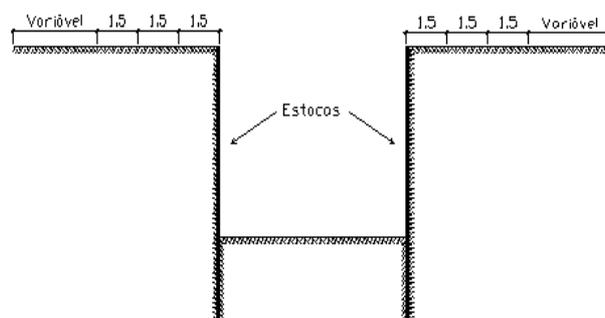


Figura 6.1. Distância entre marcos superficiais para monitoramento dos deslocamentos horizontais.

A Tabela 6.1 apresenta os valores de deslocamentos horizontais máximos medidos e sua estaca correspondente.

Tabela 6.1 - Deslocamentos horizontais máximos medidos

Estaca	Deslocamento Horizontal (δ) (mm)	Estaca	Deslocamento Horizontal (δ) (mm)	Escavação (m)	δ/H (%)
Direita		Esquerda			
251	10	291	11	4,70	0,23
478	21	626	21	6,20	0,34
718	27	795	11	3,00	0,90

Pode-se observar que a relação entre o máximo deslocamento horizontal e a profundidade da escavação (δ/H), apresentou um valor máximo de 0,90 % na obra analisada, devido às trincas que ocorreram neste trecho durante a construção; as outras seções apresentaram um valor entre 0,20% e 0,30%. De acordo com a tabela 2.1, o máximo valor dessa relação foi de 0,15% para solos residuais e saprolíticos de gnaiss, granito e xistos.

As Figuras 6.2 e 6.3 apresentam gráficos com os deslocamentos horizontais e suas respectivas velocidades, medidas nos marcos localizados no topo das estacas metálicas, durante os nove dias iniciais da escavação, equivalentes às estacas das seções selecionadas situadas a direita e a esquerda do trecho escavado, respectivamente.

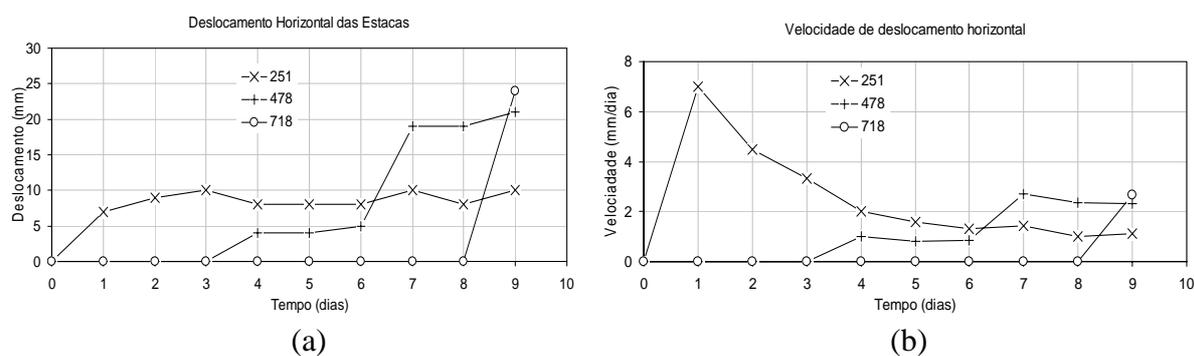


Figura 6.2 - Valores de: (a) Deslocamentos horizontais; (b) Velocidade, medidos em nove dias (Estacas lado direito)

Pode-se verificar que a variação da distância entre os marcos superficiais foi maior nos marcos mais próximos a área escavada, resultando no aparecimento de trincas nos revestimentos asfálticos das vias paralelas à escavação como se pode observar na Figura 6.4.

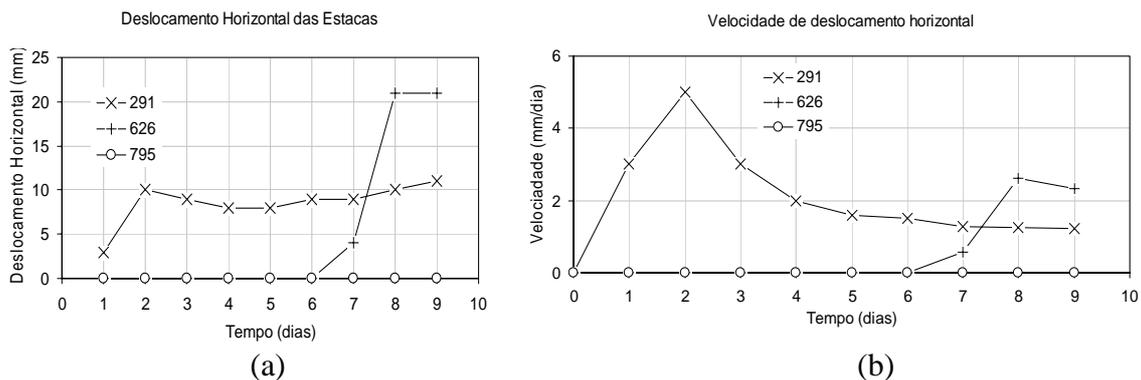


Figura 6.3 - Valores de: (a) Deslocamentos horizontais; (b) Velocidade, medidos em nove dias (Estacas lado esquerdo)



Figura 6.4 - Trincas nos revestimentos asfálticos das vias paralelas à escavação

Os deslocamentos registrados durante a fase de escavação apresentam um valor máximo um de 27 mm para uma profundidade de escavação aproximada de 3,0 m correspondente à seção 718/795, sendo verificado neste local um solo argilo-siltoso extremamente mole.

Tal deslocamento representa um valor excessivo, possivelmente ocasionado por um processo construtivo inadequado para este tipo de solo, que consistiu na escavação realizada de forma completa para posterior fixação das estrocas.

6.1.2 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS

O monitoramento dos deslocamentos verticais foi feito através de nivelamento topográfico. A Tabela 6.2 contém os valores máximos de deslocamentos verticais medidos em cada estaca das seções anteriormente selecionadas.

Tabela 6.2 - Deslocamentos verticais máximos medidos

Estaca	Deslocamento Vertical (mm)	Estaca	Deslocamento Vertical (mm)	Profundidade (m)
Direita		Esquerda		
251	1	291	3	4,70
478	0	626	3	6,40
718	0	795	-8	3,00

Os deslocamentos verticais observados foram mínimos devido à ausência de cargas nas estacas durante a medição destes, sendo possivelmente originados por variações térmicas ou pelo tráfego de equipamentos pesados.

6.2 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Foram realizados ensaios de caracterização como granulometria, limites de consistência e densidade real dos grãos nas amostras coletadas, visando classificar os materiais a serem utilizados nos ensaios de cisalhamento e nas análises numéricas.

6.2.1 - DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS

O ensaio para determinação da massa específica dos grãos foi realizado de acordo com a norma Brasileira NBR 6508 (ABNT, 1984). Os resultados do ensaio estão apresentados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 - Massa específica dos grãos

Seção	Profundidade da Amostra (m)	δ (g/cm ³)
Est. 251/291	3,00	2,697
Est. 478/626	2,00	2,822
	3,60	2,816
Est. 718/795	1,10	2,626

6.2.2 - DETERMINAÇÃO DAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO MATERIAL

Através da curva granulométrica pode-se entender muitos problemas de engenharia, isso porque o tamanho das partículas condiciona algumas propriedades geotécnicas, como permeabilidade, propriedades de compactação, entre outras.

Para a realização dos ensaios de análise granulométrica, foi utilizada a metodologia apresentada na norma brasileira NBR 6457 (ABNT, 1986). Para a determinação da distribuição do material fino foi executado o ensaio de granulometria das partículas finas pelo método de sedimentação com defloculante oferecendo o complemento da curva granulométrica obtida com o peneiramento.

A Figura 6.5 apresenta curva granulométrica da amostra equivalente à seção Est. 718/795 segundo a classificação granulométrica da Norma brasileira NBR 6502 (ABNT, 1993c).

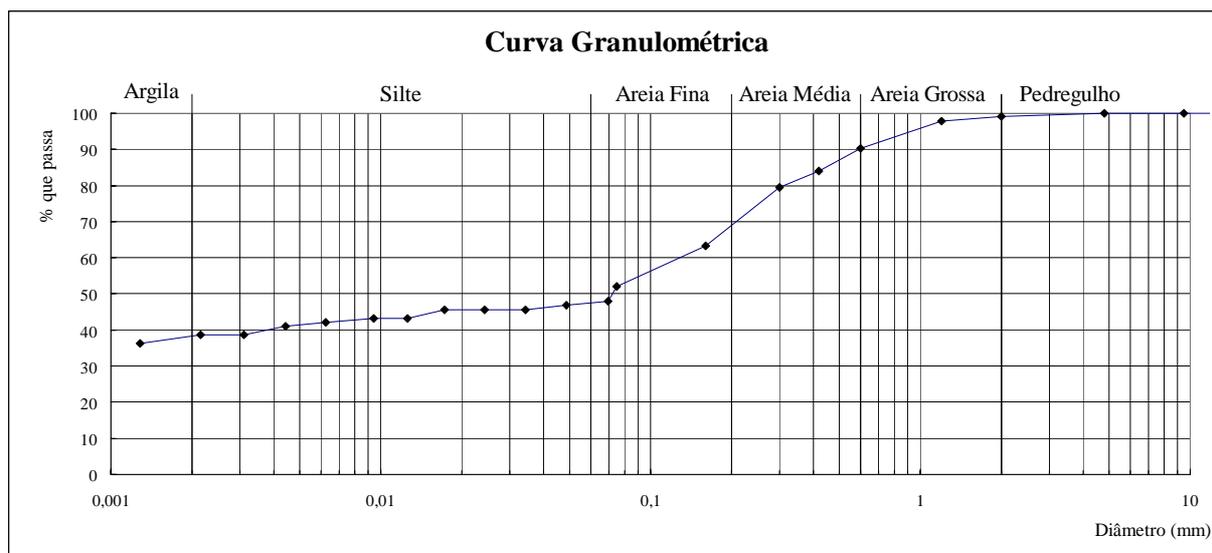


Figura 6.5 - Curva granulométrica

6.2.3 - PERFIL DE UMIDADE DO SOLO

Para verificar a variação da umidade em função da profundidade é necessária a determinação do perfil de umidade. O perfil de umidade de cada seção escavada foi obtido através da coleta de amostras de solo retiradas a cada 0,5 m de escavação dos poços de coletas das amostras. Tal perfil pode ser observado na Figura 6.6.

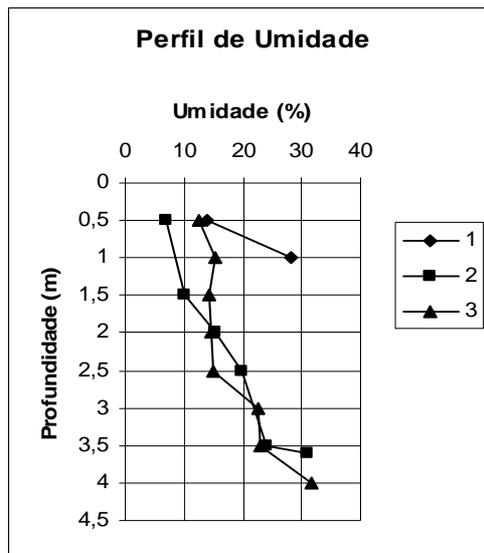


Figura 6.6 - Perfil de umidade do solo para as seções analisadas

6.2.4 - LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Os limites de consistência correspondem aos limites entre os estados líquido, plástico e semi-sólido dos solos de granulação fina. São denominados limites de liquidez, plasticidade e contração.

O ensaio para determinação do limite de liquidez foi realizado de acordo com as recomendações da ABNT (NBR 6459). A Figura 6.7 a seguir mostra os resultados dos ensaios da amostra equivalente à seção Est. 718/795 para determinação dos limites de liquidez através dos ensaios realizados no aparelho de Casagrande.

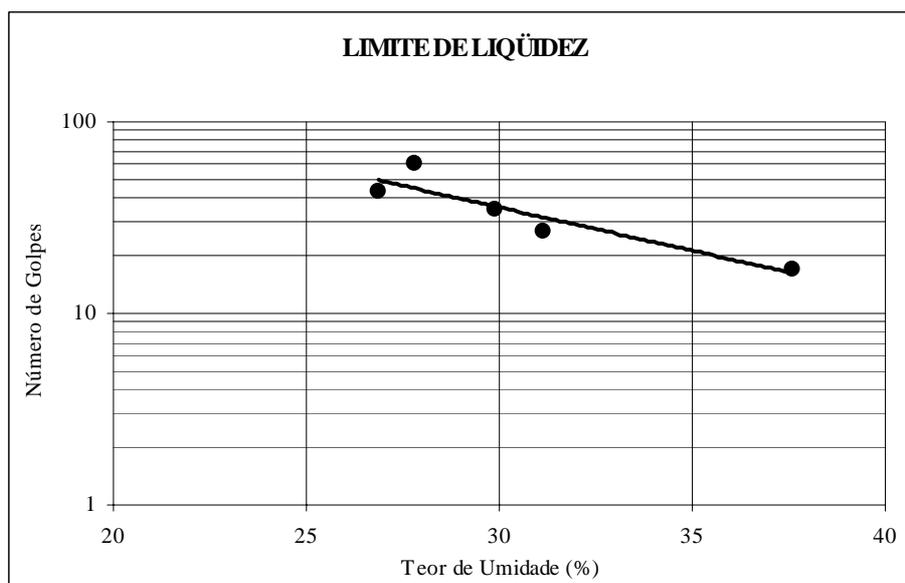


Figura 6.7 - Ensaio de consistência (Limite de liquidez)

O ensaio para obtenção do Limite de Plasticidade foi realizado de acordo com a NBR - 7180. A Tabela 6.4 a seguir apresenta os resultados dos ensaios e o índice de plasticidade, conforme já definido anteriormente.

Tabela 6.4 - Resultados dos ensaios de consistência e índice de plasticidade

Seção	Profundidade (m)	Limite de Liquidez (W_L)	Limite de Plasticidade (W_P)	Índice de Plasticidade (IP)
Est. 251/291 (4,7 m)	3,00	39	21	18
Est. 478/626 (6,4m)	2,00	31	22	9
	3,60	46	31	15
Est. 718/795 (3 m)	1,10	33	21	12

Analisando os resultados, verifica-se que o solo apresenta um baixo índice de plasticidade, demonstrando um solo pouco plástico, comportamento esperado para um solo com predominância de material arenoso, conforme verificado nas Curvas Granulométricas.

A Tabela 6.5 apresenta um resumo da classificação das seções analisadas.

Tabela 6.5 - Classificação das seções analisadas

Seção	Profundidade (m)	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Classificação
Est. 251/291	3,00	0,76	51,32	9,34	38,57	SC
Est. 478/626	2,00	11,17	67,60	10,21	11,02	SC
	3,60	0,09	24,14	34,17	41,60	ML
Est. 718/795	1,10	2,77	53,56	24,44	19,22	SC

6.3 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

O ensaio de cisalhamento direto consistiu na moldagem de um copo de prova quadrado de 5 cm x 5 cm de área e 2 cm de altura aproximadamente. Este corpo de prova foi submetido a uma tensão normal e feitas leituras de deformação vertical até o final do processo de adensamento (aproximadamente 12 horas). Após o adensamento foi aplicada uma força horizontal cisalhante e feitas leituras de resistência ao cisalhamento do solo, até um deslocamento máximo de 10 mm com velocidade de 0,042 mm/min. Deste procedimento obteve-se a tensão cisalhante máxima para a tensão normal aplicada, determinado assim um

ponto da envoltória de Mohr-Coulomb. Para a determinação completa da envoltória determinou-se um total de três pontos para cada amostra.

Este ensaio foi baseado na literatura de mecânica dos solos e na norma americana ASTM D3080/79 e permitiu determinar os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) a partir da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb. Para isso plotou-se os resultados de tensão normal e tensão cisalhante máxima para cada ponto do ensaio de cisalhamento direto, e traçou-se a reta de regressão linear dos três pontos, determinando-se assim, os parâmetros de coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), como mostrado nas Figuras 6.8 e 6.9. A Tabela 6.6 apresenta o resumo dos parâmetros obtidos neste ensaio.

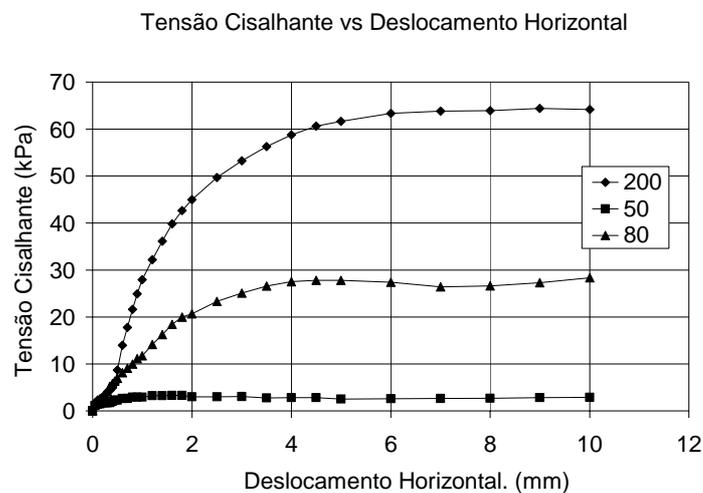


Figura 6.8 - Curvas Tensão *versus* Deslocamento; Amostra seção 718/795

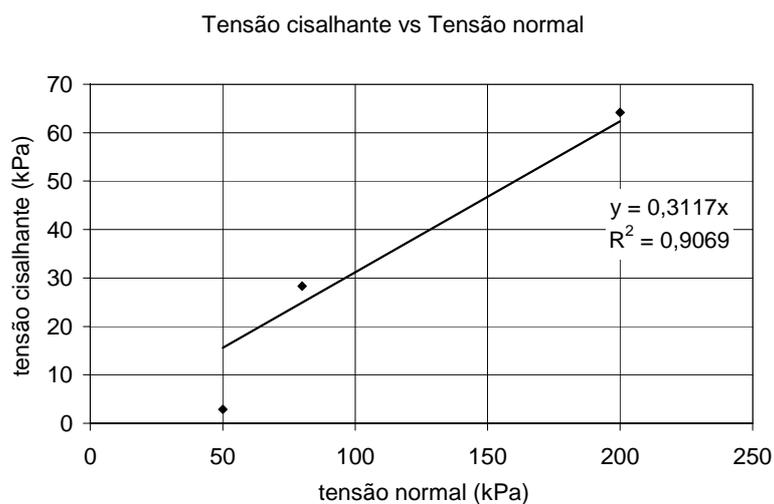


Figura 6.9 - Envoltória Tensão Cisalhante *versus* Tensão Normal; Amostra seção 718/795

Tabela 6.6 - Resultados do Ensaio de Cisalhamento

Seção	Profundidade (m)	Φ (°)	c (kPa)
Est. 251/291	3,00	35	0
Est. 478/626	3,60	21	0
Est. 718/795	1,10	17	0

Para realização do ensaio foi imposta uma velocidade tal que houvesse 25% de deslocamento a cada hora. Após a moldagem e instalação do corpo de prova na prensa, foi aplicada a tensão normal (σ_n) e permitido o adensamento prévio do corpo. Depois disso, o corpo foi cisalhado. Para ambos os ensaios, na amostra saturada, previu-se a utilização de tensões normais de 50, 80 e 200 kPa para o poço P1, 50, 75 e 100 kPa para o poço P2 e 50, 125 e 200 kPa para o poço P3.

De acordo com a Tabela 6.6 podem-se observar valores elevados de ângulos de atrito, que podem ser justificados pela existência de concreções nas amostras ensaiadas em uma caixa de cisalhamento de 5 cm x 5 cm e também devido ao ressecamento, ocorrido em função do ensaio não ter sido realizado imediatamente após a coleta destas amostras.

É importante ressaltar que os valores de coesão foram nulos devido ao fato destas serem obtidas por regressão linear, apresentando assim valores pequenos, porém negativos. Ajustou-se então a reta, para que a mesma passasse pela origem.

Camapum et al (2005) relata que a influência da presença de agregados no plano de cisalhamento resulta em aumento do ângulo de atrito medido. Araki (1997) e Guimarães (2002) mostraram que o re-umedecimento do solo após perda de umidade provoca elevação dos parâmetros de resistência. Guimarães (2002) mostrou também que, atuando de forma isolada ou em conjunto, três fatores são capazes de gerarem o aumento do ângulo de atrito e fazerem variar a coesão do solo, sendo eles a sucção, a cimentação e o colapso estrutural.

6.4 - RESULTADO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Neste trabalho realizou-se o ensaio de compressão triaxial do tipo Adensado Drenado (CD - *Consolidated Drained*). Neste ensaio foi permitida em todas as fases, a drenagem do corpo de prova. Aplicou-se a tensão confinante (σ_3) e esperou-se o adensamento da amostra. Em seguida, aumentou-se a tensão axial, expulsando assim a água sob pressão, ocorrendo então, a dissipação total das pressões neutras durante todo o ensaio, até a ruptura.

O ensaio foi realizado com três corpos de provas retirados da amostra indeformada relativa à seção Est. 478/626 a uma profundidade de 3,6 metros, com tensões confinantes (σ_3) iguais a 98, 196 e 392 KPa, a uma velocidade de 0,0140 mm/min. As Figuras 6.10, 6.11, 6.12 e 6.13, apresentam os gráficos Tensão Desvio *versus* Deformação Axial, Variação Específica de Volume *versus* Deformação Axial, Círculo de Mohr e Trajetória de Tensões, respectivamente.

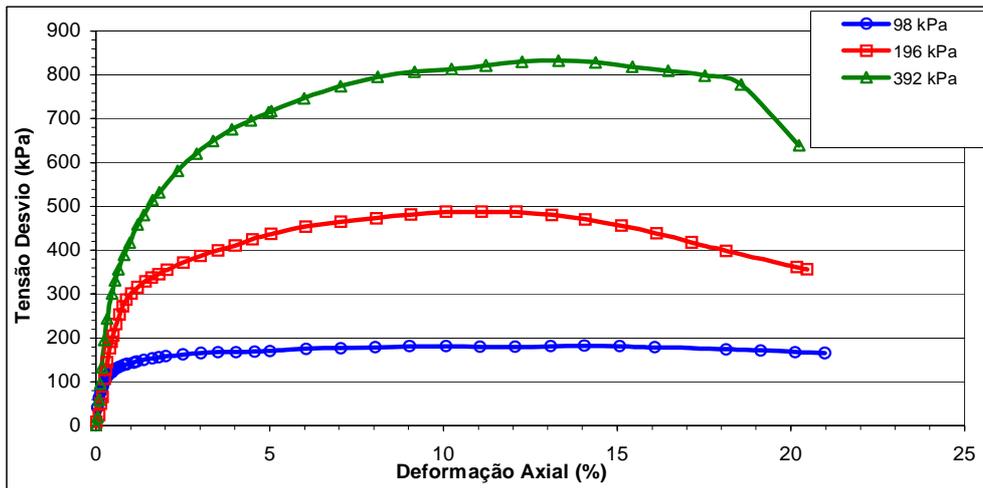


Figura 6.10 - Tensão Desvio *versus* Deformação Axial

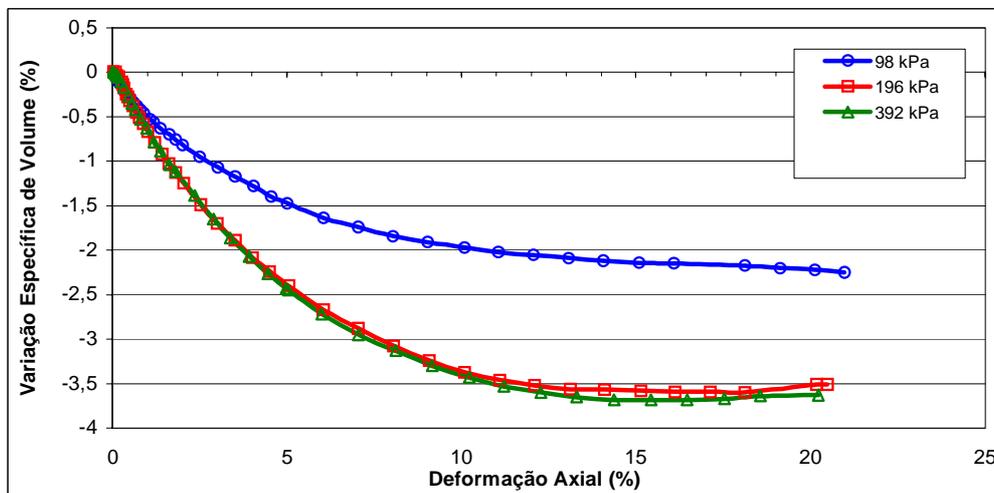


Figura 6.11 - Variação Específica de Volume *versus* Deformação Axial

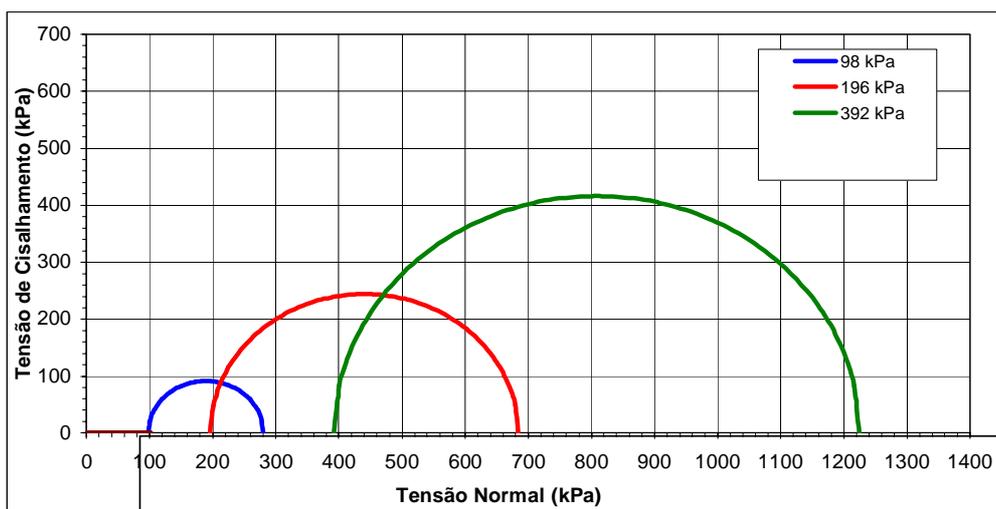


Figura 6.12 - Círculo de Mohr

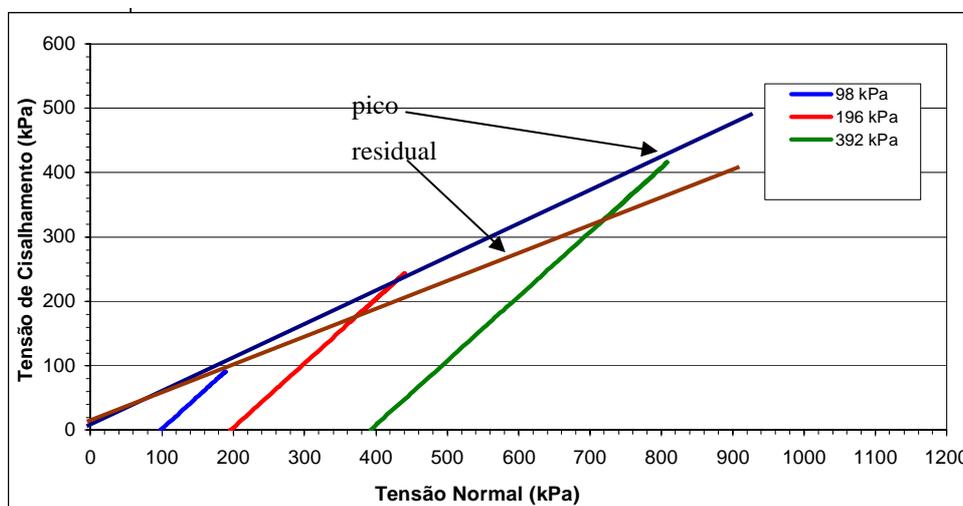


Figura 6.13 - Trajetória de Tensões Efetivas e Envoltórias de Ruptura (pico e residual)

Dos resultados obtidos foi traçada a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb para as três tensões confinantes no espaço $p \times q$. O valor do ângulo de atrito de pico foi de 31° com uma coesão de 1,20 kPa, já o ângulo de atrito residual apresentou um valor de 26° e uma coesão de 7,25 kPa.

6.5 - ENSAIO DE ADENSAMENTO

Para realização deste ensaio, retirou-se amostras indeformadas relativas a seção Est. 478/626, a uma profundidade de dois metros e moldou-se em um anel de aço cujas paredes eram previamente lubrificadas, evitando assim o atrito entre as paredes do anel e o corpo de

prova. O ensaio foi realizado na condição inundada da amostra e aplicou-se cargas segundo estágios definidos pela norma (ABNT - MB 3336/1990).

As leituras das deformações foram realizadas para cada estágio de carregamento em intervalos de tempo também normatizados, como apresenta a Figura 6.14 para a carga de 100 KPa. Neste carregamento o coeficiente de adensamento obtido pelo método de Taylor, foi de 3,00 cm²/min coeficiente este muito elevado para representar o comportamento típico de uma argila.

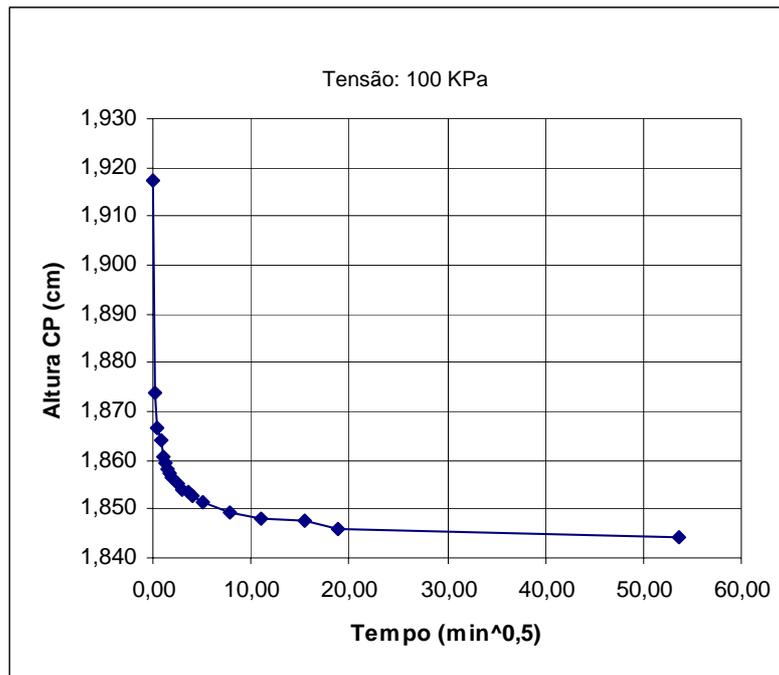


Figura 6.14 - Curva de altura do corpo de prova, em função da raiz quadrada do tempo, para cálculo do coeficiente de adensamento, pelo método de Taylor

A utilização de pedras porosas garantiu a saída da água, permitindo o adensamento da amostra. Sucessivamente, depois de terminada a observação do adensamento em um estágio, realizou-se a aplicação de outros carregamentos, atingindo uma carga máxima de 300 kPa. Obteve-se assim, pares de valores de tensão vertical aplicada e índice de vazios, como se pode observar no gráfico da Figura 6.15.

Considerou-se como estável o carregamento de cada estágio, quando a diferença entre a última e a penúltima leitura era inferior a 5% da diferença entre a última e a primeira. A Tabela 6.7 apresenta o resumo dos principais valores dos parâmetros obtidos no ensaio de adensamento.

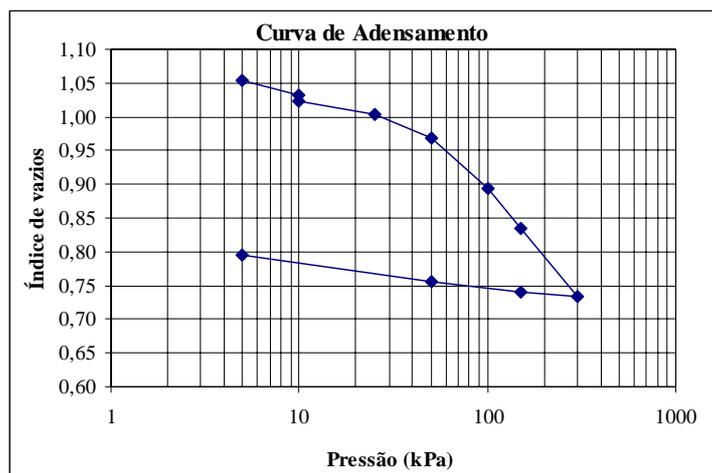


Figura 6.15 - Tensão vertical aplicada *versus* Índice de vazios

Tabela 6.7 - Parâmetros do ensaio de adensamento

Seção	e inicial	e final	S _r inicial (%)	σ' _{pa} (KPa)	C _r	C _c
Est. 478/626	1,05	0,80	15,04	52	0,039	0,336

Obs.: e - índice de vazios; S_r - Saturação; σ'_{pa} - Tensão de pré-adensamento; C_r - Índice de recompressão e C_c - Índice de Compressão

O resultado do ensaio permitiu avaliar as tensões de pré-adensamento com a redução do volume e acréscimo de tensão horizontal. Além disso a tensão de pré-adensamento de 52 kPa está muito próxima da tensão in-situ que é de $16,5 \times 3,3 = 54,45$ kPa, caracterizando um comportamento normalmente adensado no trecho da reta virgem.

6.6 - RETROANÁLISE NUMÉRICA

Foi analisada numericamente a interação do sistema de contenção composto de perfis metálicos tipo I, para as três seções escolhidas. O modelo numérico consistiu em uma análise em deformação plana com simetria vertical, discretizando-se assim, a malha apenas do lado esquerdo da escavação (Figura 6.16). Considerou-se também que a estrutura de contenção está ligada intimamente ao solo, não apresentando deslocamento relativo entre os dois materiais. Para tal análise foi utilizado o programa de elementos finitos SIGMA/W e adotou-se o modelo constitutivo Elasto-plástico de Mohr-Coulomb para o solo.

Inicialmente definiu-se uma malha de elementos finitos com dimensão de 40 m (horizontal) por 27 m (vertical) com elementos quadrados de 0,5 m cada um, totalizando 4220 elementos (80 x 54). A estrutura de contenção (perfis metálicos) foi modelada por elementos

de viga lineares em um total de 24 elementos (12 metros de estaca), como mostra a Figura 6.16. Os parâmetros dos perfis metálicos estão resumidos na Tabela 6.8.

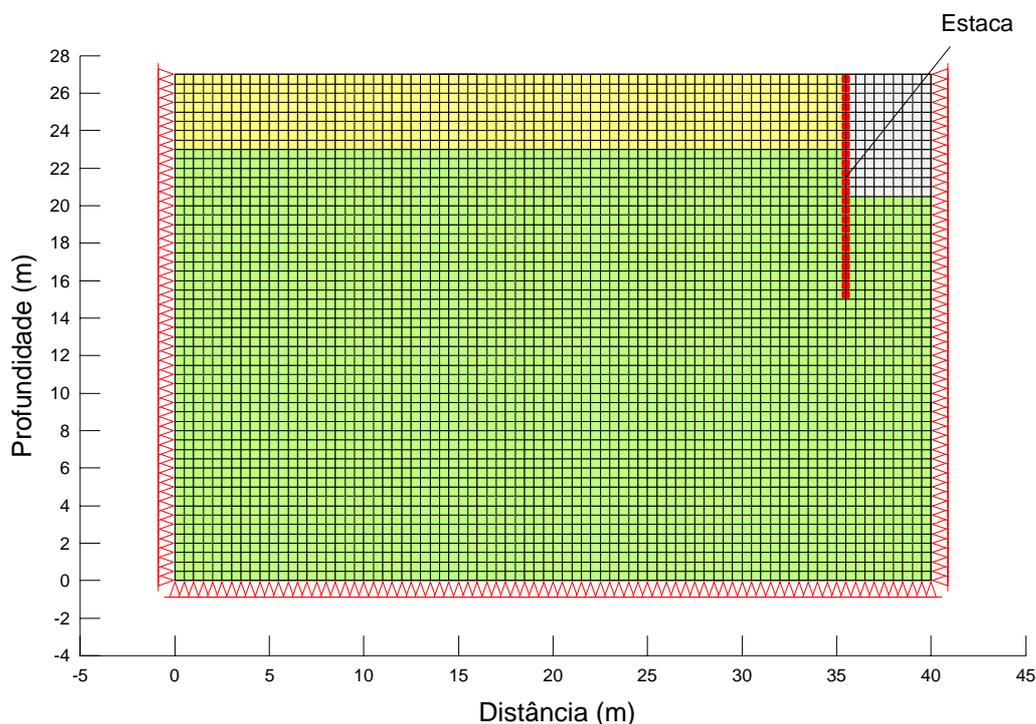


Figura 6.16 - Malha de elementos finitos da seção Est. 478/626 com duas camadas de solo e perfil metálico

Tabela 6.8 - Resumo dos parâmetros do sistema de suporte (Perfis metálicos tipo I) para cada seção

Seções	Profundidade de Escavação (m)	Perfil Tipo I	Comprimento (m)	Massa (Kg/m)	E (MPa)	Área (cm ²)	Momento Inércia (cm ³)
Est. 251/291	4,70	W 200 x 22,5	8	22,50	2,00E+5	29,00	2029
Est. 478/626	6,40	W 250 x 44,8	12	44,80	2,00E+5	57,60	7158
Est. 718/795	3,00	W 360 x 51,0	12	51,00	2,00E+5	64,80	14222

Aplicou-se em seguida as tensões iniciais, considerando o K_0 do terreno, instalou-se posteriormente o suporte e finalmente fez-se a escavação. A Tabela 6.9 apresenta um resumo dos parâmetros iniciais de deformação e resistência medidos e estimados para as diferentes camadas de solo envolvidas nas três seções analisadas (Est. 251/291, Est. 478/626 e Est. 718/795) que serviram como dados de entrada para a análise através do programa já mencionado.

Para realização da retroanálise, após a definição dos dados de entrada iniciais (parâmetros do solo, da escavação e da estrutura), processou-se o programa, obtendo-se

valores de deslocamentos horizontais dentre outros resultados, em função dos valores inicialmente definidos.

Tabela 6.9 - Resumo dos parâmetros iniciais de deformação e resistência do solo

Seção	PARÂMETROS MEDIDOS						ESTIMADOS	
	Camada	Espessura da Camada (m)	Profundidade Escavada (m)	Φ (°)	c (KPa)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν
Est. 251/291	1	12,00	4,70	35	0	16,15	12,10	0,3
Est. 478/626	1	4,00	4,00	35	0	16,15	12,10	0,3
	2	11,00		21	0	20,89	39,27	0,3
Est. 718/795	1	1,00	11,00	21	0	20,89	39,27	0,3
	2	7,00		17	0	20,50	3,52	0,3
	3	4,00		21	0	20,89	39,27	0,3

Comparou-se os deslocamentos obtidos com os deslocamentos medidos em campo. Se os resultados obtidos diferiam-se dos valores medidos, ajustava-se o módulo de elasticidade do solo, realizando-se um novo processamento, até a obtenção de valores próximos aos medidos em campo. Após satisfeita esta condição, verificou-se se o valor do módulo ajustado apresentava um valor muito distante do valor inicial. Se sim, adotava-se novamente o módulo inicial, realizava-se ajustes nos ângulos de atrito e após um novo processamento comparava-se os resultados obtidos com os medidos.

Repetia-se o procedimento acima descrito até a obtenção de resultados de deslocamentos horizontais próximos aos medidos, procurando um ajuste equilibrado entre os parâmetros da retroanálise (módulo de elasticidade e ângulo de atrito). Após satisfazer tais condições, considerou-se a retroanálise finalizada. A Figura 6.17 apresenta um fluxograma das etapas mencionadas.

Este procedimento foi realizado para as três seções analisadas obtendo-se os deslocamentos para os diferentes marcos superficiais do monitoramento. A Figura 6.18 apresenta os deslocamentos numéricos obtidos pelo programa SIGMA/W e os deslocamentos medidos em campo para as três seções analisadas.

Pode-se verificar por meio da Figura 6.18, que na seção Est. 251/291 os valores dos deslocamentos numéricos e dos deslocamentos monitorados em campo apresentaram valores semelhantes em todos os pontos paralelos à escavação. Já as seções Est. 478/626 e Est. 718/795 apresentaram uma dispersão entre os valores de deslocamentos numéricos e monitorados entre as distâncias de 2 a 6 metros paralelos à escavação. Porém, nos pontos

próximos a 10 metros de distância da escavação, tanto os deslocamentos monitorados, quanto os numéricos eram praticamente nulos.

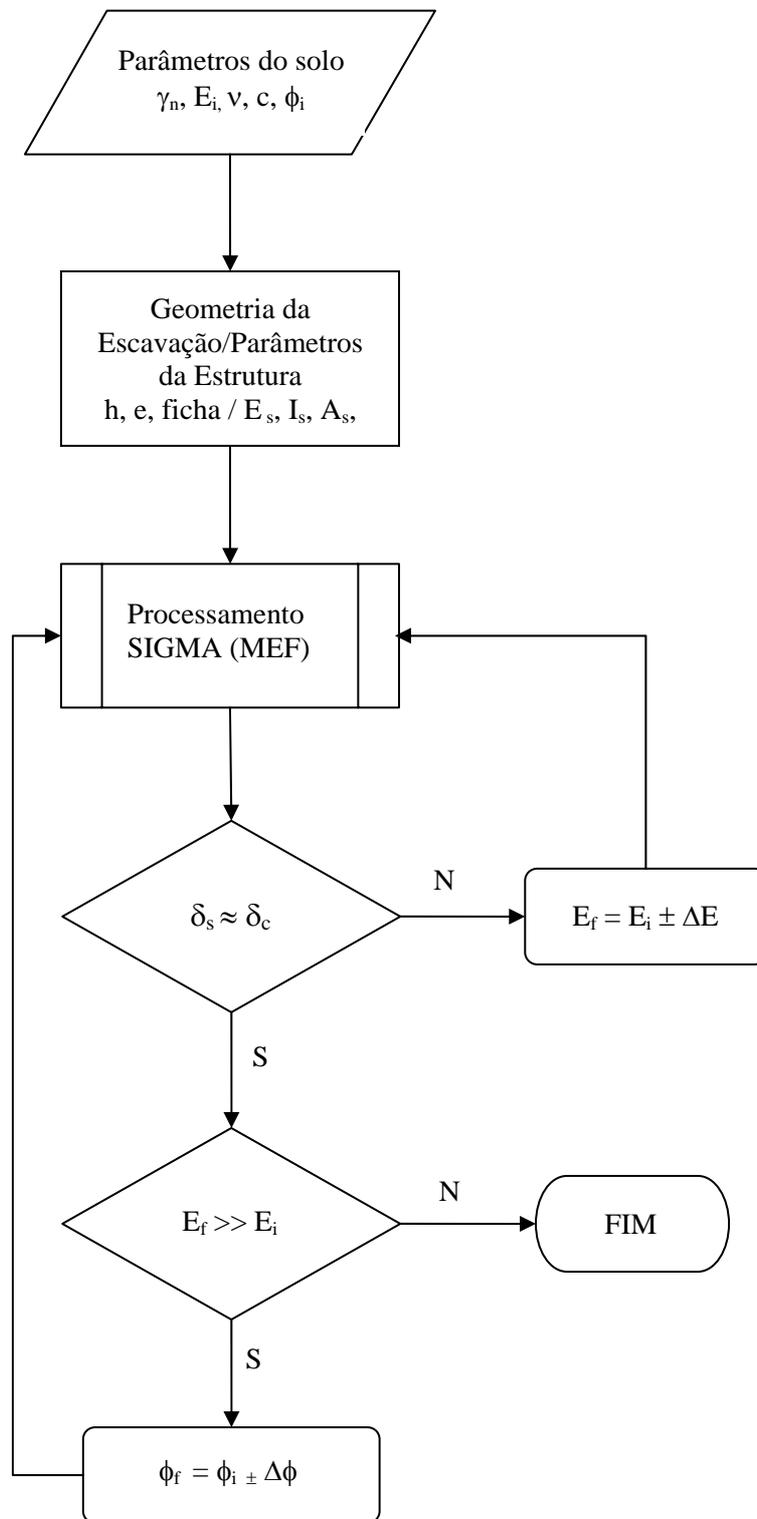
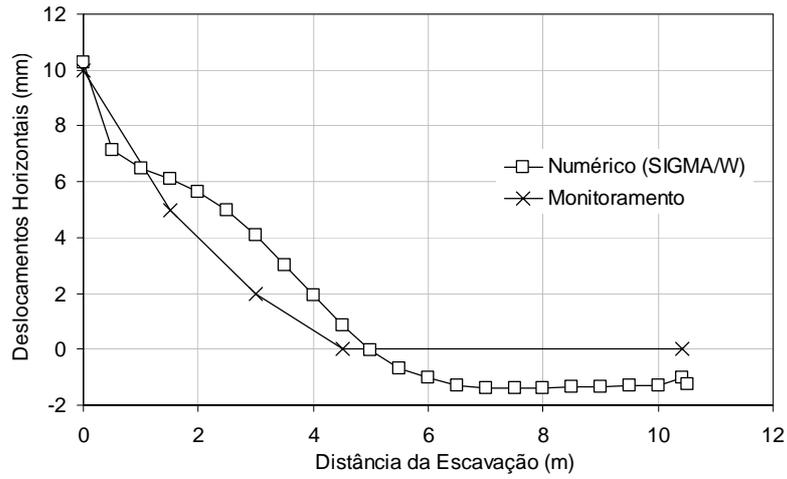
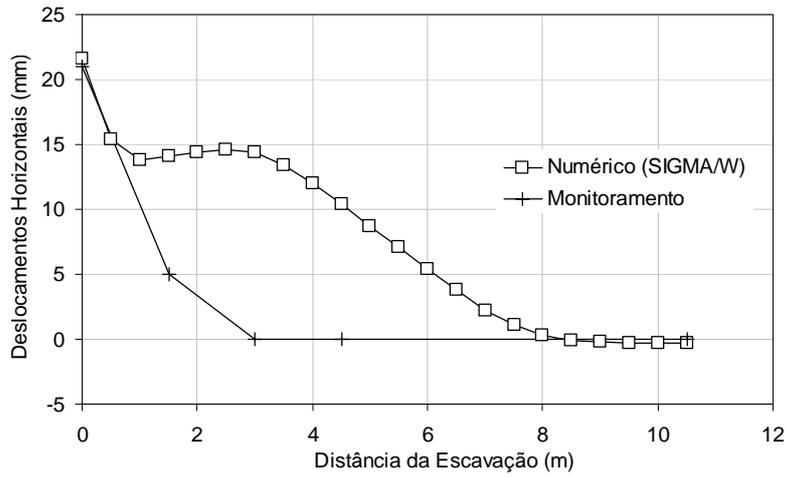


Figura 6.17 - Fluxograma das etapas da retroanálise do programa SIGMA/W

DESCOLAMENTOS HORIZONTAIS DA SEÇÃO 251-291



DESCOLAMENTOS HORIZONTAIS DA SEÇÃO 478-626



DESCOLAMENTOS HORIZONTAIS DA SEÇÃO 718-795

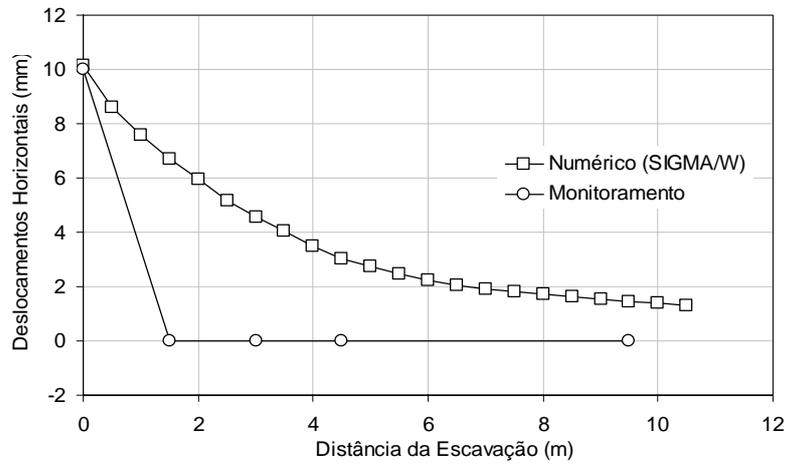


Figura 6.18 - Deslocamentos horizontais medidos e numéricos para as seções analisadas

Pode-se observar na Figura 6.19 um exemplo das deformações da malha e as zonas de plastificação (região amarela) após a finalização da retroanálise para a seção Est. 478/626.

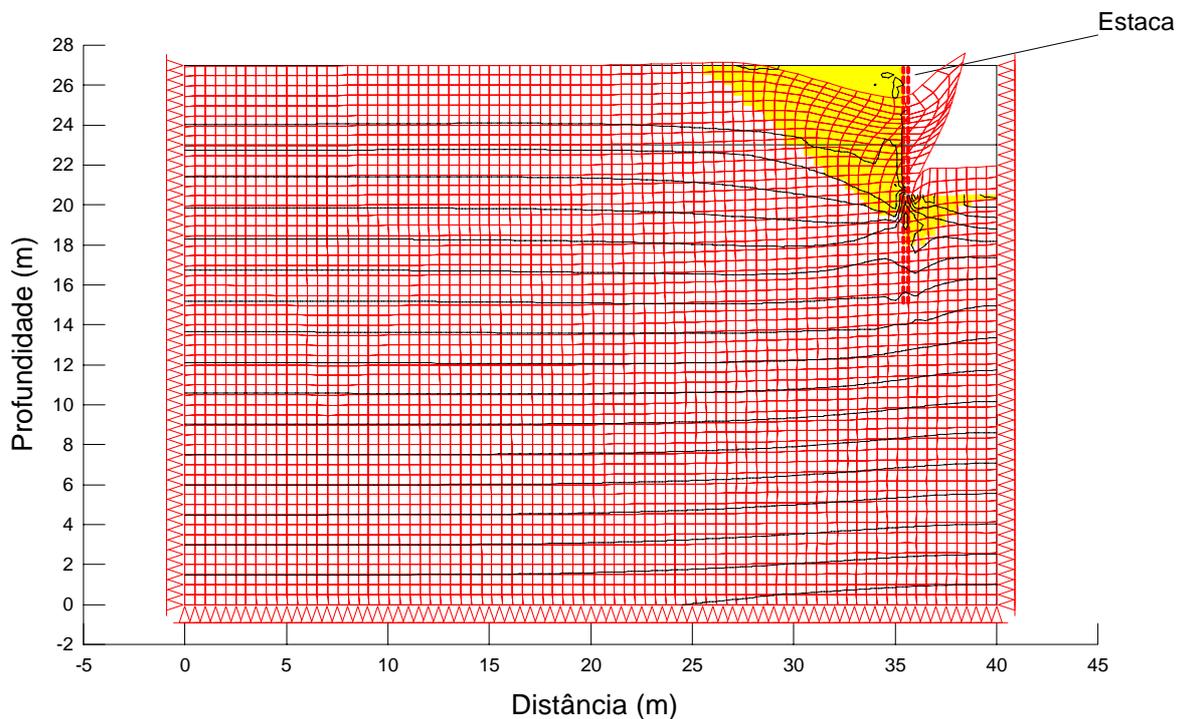


Figura 6.19 - Malha deformada pela escavação e zonas de plastificação da seção Est. 478/626

Por meio da Figura 6.19 pode-se observar que a região em amarelo que indica a zona de plastificação apresentou um formato semelhante à cunha de ruptura definida por Coulomb. Tal plastificação pôde ser confirmada pelo aparecimento de trincas registrado em campo. Em relação à malha deformada, verifica-se também na Figura 6.19, que esta apresentou deslocamentos ascendentes na extremidade da escavação. Este fato pode ser justificado devido ao programa considerar a estrutura intimamente ligada ao solo.

A Tabela 6.10 a seguir apresenta um resumo dos valores de módulo de elasticidade (E) e ângulo de atrito (ϕ) iniciais e ajustados após retroanálise para a três seções verificadas.

De acordo com a Tabela 6.10, pode-se observar uma diferença entre os valores de ângulos de atrito iniciais e ajustados mediante a retroanálise, referentes à camada 2 da seção 478/626 e a camada 1 e 3 da seção 718/795.

Tabela 6.10 - Resumo dos parâmetros finais de deformação e resistência do Solo

Seção	Camada	Espessura da Camada (m)	Profundidade Escavada (m)	Iniciais		Ajustados	
				E (MPa)	ϕ (°)	E (MPa)	ϕ (°)
Est. 251/291	1	12,00	4,70	12,10	35	50	31
Est. 478/626	1	4,00	4,00	12,10	35	50	31
	2	11,00		39,27	21	100	32
Est. 718/795	1	1,00	11,00	39,27	21	100	32
	2	7,00		3,52	17	10	20
	3	4,00		39,27	21	100	32

Essa variação entre valores de ângulos de atrito pode ser justificada devido aos problemas observados no ensaio de cisalhamento direto (falta do controle total de saturação, presença de algumas concreções e corpo de prova pequeno - 5 x 5cm). Porém, ao comparar os valores de ângulo de atrito ajustados com os obtidos no ensaio de compressão triaxial do tipo Adensado Drenado (CD - Consolidated Drained) para a amostra coletada na seção 478/626 a 3,6 metros de profundidade (ângulo de atrito de pico de 31° com uma coesão de 1,20 Kpa), pôde-se verificar uma grande proximidade entre esses valores.

Os valores ajustados dos parâmetros de deformação (módulo de elasticidade) das camadas analisadas apresentaram grande discrepância em relação aos valores iniciais adotados, necessitando assim de uma maior atenção para estimativa destes, como por exemplo realização de ensaios em laboratório (Compressão simples com medida do Módulo de Elasticidade) ou ensaios em campo (Ensaio Pressiométrico).

6.7 - VERIFICAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO

Para verificação do dimensionamento, utilizou-se como ferramenta numérica o programa “FINE” já descrito anteriormente. Para analisar os resultados, selecionou-se três seções representativas das quatorze monitoradas ao longo do trecho escavado, sendo cada seção composta por uma estaca e a sua imediatamente oposta (direita e esquerda do trecho). As seções selecionadas correspondem as estacas 251/291, 478/626 e 718/795, próximas as sondagens SP-15, SP-09 e SP-02, respectivamente, que podem ser verificadas no Apêndice A.

A análise foi feita considerando-se as seções simétricas e os dados de entrada do programa “FINE” das seções estão apresentados na Tabela 6.11.

Tabela 6.11 - Dados de entrada do programa “FINE”

Seção	Quantidade de Camadas	Φ (°)	c (KPa)	γ (kN/m ³)	Espessura da Camada (m)	Profundidade Escavada (m)
Est. 251/291	1	35	0	16,15	12,00	4,70
Est. 478/626	1	35	0	16,15	4,00	6,40
	2	21	0	20,89	11,00	
Est. 718/795	1	21	0	20,89	1,00	3,00
	2	17	0	20,50	7,00	
	3	21	0	20,89	4,00	

Para a seção equivalente às estacas 251/291, verificou-se em função do laudo de sondagem relativo ao furo de número 15 (Figura A.16), a predominância de apenas uma camada. A escavação nesta seção atingiu a profundidade de 4,70 metros conforme mostra a Figura 6.20.

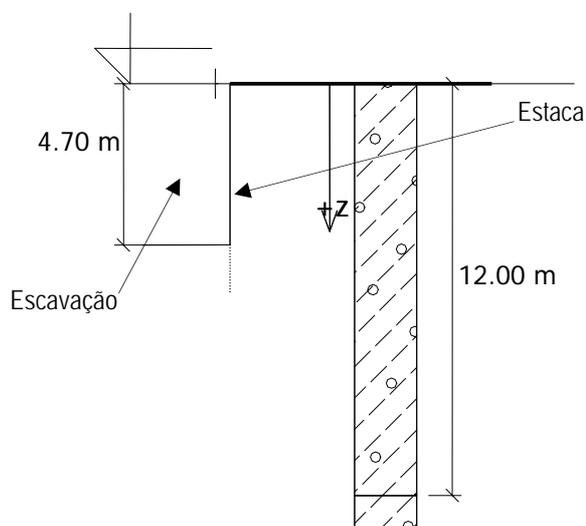


Figura 6.20 - Esquema da seção 251/291

Na seção equivalente às estacas 478/626, verificou-se em função do laudo de sondagem relativo ao furo de número 09 (Figura A.10), a predominância de duas camadas. A escavação nesta seção atingiu a profundidade de 6,40 metros, como se pode observar na Figura.6.21.

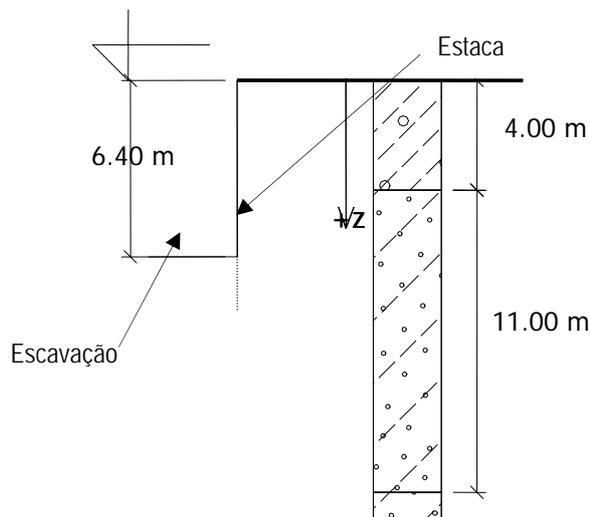


Figura 6.21 - Esquema da seção 478/626

Para a seção equivalente às estacas 718/795, verificou-se em função do laudo de sondagem relativo ao furo de número 02 (Figura A.3), a predominância de três camadas. Nesta seção a escavação atingiu a profundidade de três metros, como se pode analisar na Figura 6.22.

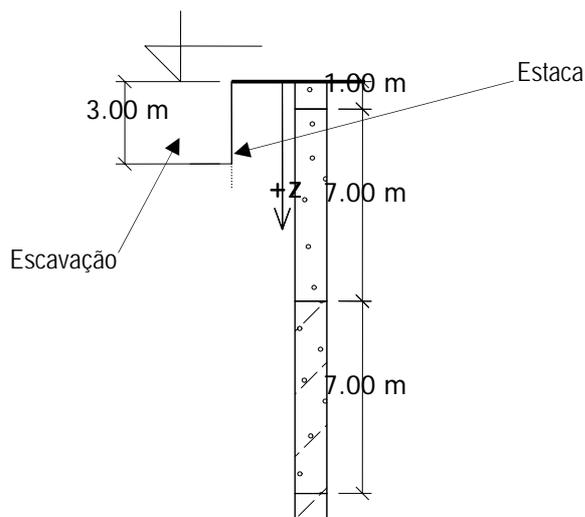


Figura 6.22 - Esquema da seção 718/795

A Tabela 6.12 apresenta os valores de ficha e comprimento total resultantes do processamento feito através do programa “FINE” e os valores reais da obra.

Pode-se observar por meio da Tabela 6.12 que ao utilizar os resultados do ensaio de cisalhamento como dados de entrada no programa “FINE”, todas as seções analisadas apresentaram um valor de ficha necessária maior que o valor real utilizado na obra.

Tabela 6.12 - Valores de ficha e comprimento resultantes programa “FINE”

Seções	Extremidade (m)	Ficha Necessária (m)	Comprimento Total (m)	Ficha Real (m)	Comprimento Total Real (m)
Est. 251/291	Ancorada no topo	3,47	8,17	3,30	8,00
Est. 478/626	Ancorada no topo	9,47	15,89	5,58	12,00
Est. 718/795	Sem ancoragem	12,09	15,09	9,00	12,00

Após realizar a retroanálise numérica através do programa de elementos finitos SIGMA/W, obteve-se outros valores de ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c). Tais valores apresentam-se resumidos na Tabela 6.13.

Com os novos dados obtidos com a retroanálise por meio do programa SIGMA/W, realizou-se um novo processamento do programa “FINE” e obteve-se valores de ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c) conforme se apresenta na Tabela 6.13.

Tabela 6.13 - Dados de entrada do programa “FINE” resultantes do programa SIGMA/W

Seção	Camada	Φ (°)	c (KPa)	γ (kN/m ³)	Espessura da Camada (m)	Profundidade Escavada (m)
Est. 251/291	1	31	0	16,15	12,00	4,70
Est. 478/626	1	31	0	16,15	4,00	6,40
	2	32	0	20,89	11,00	
Est. 718/795	1	32	0	20,89	1,00	3,00
	2	20	0	20,50	7,00	
	3	32	0	20,89	4,00	

Tabela 6.14 - Valores de ficha e comprimento resultantes programa “FINE” com dados obtidos através do programa SIGMA/W

Seções	Extremidade (m)	Ficha Necessária (m)	Comprimento Total (m)	Ficha Real (m)	Comprimento Total Real (m)
Est. 251/291	Ancorada no topo	3,22	7,92	3,30	8,00
Est. 478/626	Ancorada no topo	5,01	11,43	5,60	12,00
Est. 718/795	Sem ancoragem	8,33	11,33	9,00	12,00

De acordo com os dados apresentados na Tabela 6.14, pode-se observar que todos os valores de ficha necessária obtidos através do programa “FINE” neste novo processamento são menores que os valores reais, apresentando valores de fichas calculados muito próximos aos valores empregados na obra.

7 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

7.1 - CONCLUSÕES

O presente trabalho estudou a interação solo-estrutura de contenção em um caso prático da cidade de Goiânia, determinando-se parâmetros de deformabilidade do solo através de uma retroanálise utilizando um programa numérico de elementos finitos. Verificou-se também, o dimensionamento dessa estrutura.

Para análise da interação solo-estrutura de contenção estudada, foram utilizadas em campo, técnicas simples de monitoramento de deslocamentos em superfície, de baixo custo e possíveis de serem executadas simultaneamente ao processo construtivo.

O perfil estudado era composto predominantemente de um solo arenoso com índice de plasticidade baixo e umidade entre 20 e 30% devido à proximidade do NA.

Contudo, o perfil não foi caracterizado como um maciço homogêneo, com a presença de camadas constituídas de materiais distintos, confirmadas também nos laudos de sondagem e conforme constatados em conhecimentos práticos e em estudos realizados nas demais regiões da cidade de Goiânia.

Foi observada uma dispersão dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto para uma mesma amostra, não permitindo encontrar-se uma envoltória de resistência única.

Tal fato pode ter acontecido devido à redução de umidade das amostras entre o tempo de amostragem e a realização dos ensaios, além da presença de concreções em alguns corpos de prova.

Esta dispersão pode ter sido agravada também devido ao fato do ensaio de cisalhamento direto permitir apenas uma inundação, o que não garante a saturação completa, como atingido nos ensaios de compressão triaxial com contrapressão.

É importante ressaltar que o ensaio de cisalhamento direto, uma das formas mais antigas e simples de determinação de parâmetros de resistência, apresenta além do inconveniente acima mencionado, o fato de que o solo é forçado a romper em um plano ao longo da caixa de cisalhamento, não rompendo ao longo do plano de maior fraqueza da estrutura da amostra e que a distribuição da resistência cisalhante não é uniforme devido à concentrações de tensão em faixas do plano de ruptura.

Os resultados dos ensaios de cisalhamento apresentaram uma coesão nula que pode ser justificado pela presença predominante de um material granular siltoso e do fato que o ensaio foi realizado na condição inundada, não havendo assim uma contribuição significativa da

sucção matricial.

Os ensaios de compressão triaxial apresentaram uma envoltória mais definida devido a possibilidade desse ensaio garantir uma completa saturação dos corpos de prova, e sendo um ensaio CD, permitiu obter-se parâmetros efetivos. Este ensaio apresentou dispersão linear praticamente nula, com coeficiente de correlação acima de 0,99. Isto pode ser atribuído à reconhecida superioridade dos ensaios triaxiais sobre os de cisalhamento direto, especialmente para solos com maior teor de finos.

A partir de dados de deslocamentos da estrutura de contenção, monitorados durante o processo construtivo, foi possível retroanalisar os parâmetros médios de deformabilidade e resistência do solo. Este estudo de interação solo-estrutura foi realizado para as três seções escolhidas, onde foi possível verificar os parâmetros para cada camada de solo envolvida.

Os deslocamentos horizontais foram medidos através de marcos superficiais transversais à seção de escavação, monitorando em torno de dez metros a partir do início desta escavação, devido às limitações geradas pelas construções existentes. Porém, através da retroanálise numérica verificou-se que os efeitos dos deslocamentos ocasionados pela escavação a uma distância próxima a 10 metros eram mínimos, apresentando valores inferiores a 1,6 mm de deslocamentos nesses pontos.

Ao analisar os deslocamentos medidos, verificou-se um comportamento elástico durante os nove dias iniciais de escavação e elasto-plástico em seguida, confirmado pelo aparecimento de trincas.

Com esta separação de comportamentos, pôde-se observar uma evolução dos deslocamentos com o tempo para as três seções escolhidas, e, ao plotar um gráfico destes deslocamentos em função de suas velocidades de ocorrência, observou-se uma estabilização dos mesmos. É importante plotar os resultados de deslocamento junto com os de velocidade para ter uma idéia do tempo de estabilização dos mesmos.

Confirmou-se que a intensidade dos movimentos laterais depende da seqüência de escavação e instalação da estrutura de contenção, ou seja, da forma que esta se desenvolve.

Comparando os resultados do ângulo de atrito obtidos na retroanálise numérica por meio do programa SIGMA/W com os obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, pode se observar uma diferença entre seus valores, o que pode ser justificado devido aos problemas observados no ensaio (falta do controle de saturação, presença de algumas concreções e corpo de prova pequeno (5 x 5cm), em função do solo analisado.

Por outro lado, os valores obtidos da retroanálise ficaram muito próximos aos valores resultantes do ensaio de compressão triaxial CD, o que nos dá uma maior confiabilidade da

retroanálise devido ao fato deste ensaio de compressão triaxial CD ser de maior precisão e controle, se comparado com o ensaio de cisalhamento direto.

É importante ressaltar que todas as análises numéricas foram realizadas sem considerar a parede de concreto armado, já que esta foi construída somente no final de toda a execução da obra e principalmente depois do monitoramento.

Uma deficiência verificada no programa SIGMA/W utilizado para retroanálise, refere-se à estimativa dos deslocamentos verticais, os quais não corresponderam ao comportamento de campo monitorado, apresentando deslocamentos elevados e com sentidos ascendentes. Tal fato pode ser explicado devido ao programa considerar a estrutura perfeitamente ligada ao solo, sem permitir separação entre eles.

Para verificação do dimensionamento foi utilizado o programa FINE. Esta ferramenta numérica pode considerar coeficientes de segurança em função de cada tipo de solo. O programa utilizado demonstrou-se muito confiável quando se utiliza dados de entrada obtidos em ensaios precisos. Durante a verificação, obteve-se resultados de comprimentos de ficha próximos aos empregados na estrutura de contenção analisada, considerando-se de acordo com este programa, que esta não foi superdimensionada.

Conclui-se também, que análises que consideram parâmetros de deformabilidade do solo-estrutura, apesar de mais complexas, apresentam resultados mais reais, resultando consequentemente em obras mais econômicas.

7.2 - RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Recomenda-se para futuras pesquisas, a realização ensaios de extensão triaxial, pois o processo de escavação (desconfinamento do solo) é corretamente simulado.

Trabalhos de monitoramento devem ser executados através da utilização de marcos referenciais, localizados a maior distância possível dos pontos de monitoramento. Tal fato não foi realizado neste trabalho devido as limitação das construções vizinhas e pelo tempo disponível para monitoramento, que foi apenas durante a execução da obra.

Como continuação desta pesquisa seria importante realizar análises acopladas, fluxo-tensão deformação, para considerar os efeitos do empuxo da água e drenagem no fundo das escavações.

Outra sugestão seria a implementação de elementos de interface solo-estrutura que permitam desenvolver o deslocamento relativo entre eles, melhorando assim a previsão dos deslocamentos verticais.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABMS/ABEF, (1998). Fundações: Teoria e Prática. Pini, São Paulo, SP, 2 ed.,751p.

ABNT (1984). NBR 6459. Solo - Determinação do limite de liquidez. 6p.

ABNT (1984). NBR 6508. Grãos de solo que passam na peneira 4.8mm - Determinação da massa específica. 8p.

ABNT (1984). NBR 7180. Solo - Determinação do limite de plasticidade. 3p.

ABNT (1986). NBR 6457. Amostra de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 9p.

ABNT (1990). NBR 3336. Solo - Ensaio de adensamento unidimensional. 13p.

ABNT (1986). NBR 9604. Solo - Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas. 13p.

ARAKI, M.S. (1997). Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-040A/97, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 113 p.

BOLTON, M.D. & OSMAN, A.S (2004). A new design method for retaining walls in clay. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 41, Canada, 451-466.

BOWLES, J. E. (1968). Foudation analysis and design. MacGraw-Hill, New York, 657p.

BOWLES, J. E. (1996). Foudation analysis and design. 5th Ed., MacGraw-Hill, New York, 1175p.

CAMAPUM, J.C. & GITIRANA, G. JR. (2005). Considerações sobre parâmetros de resistência de solos tropicais; II Simpósio de solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste; Goiânia-GO; Outubro de 2005; 131-137.

CPRM (2001). Projeto Radam Brasil, Programa de Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil. Goiânia - Folha SE.22-X-B. Escala 1:250.000. Estado de Goiás. Brasília, CPRM GO, 07 - 34 p.

DAS, B.M. (2007). Fundamentos de Engenharia Geotécnica / Braja M. Das; tradução All Tasks; revisão técnica Pércio Leister de Almeida Barros. - São Paulo: Thomson Learning, 562 p.

FREDLUND, D. G., MORGESTERN, N. R. & WIDGER, R. A. (1978). The shear strenght of unsaturated soils. Can. Geotech. J., 15(3): 447-466 p.

GAN, J.K.M & FREDLUND, D.G. (1988) Determination of shear strength parameters of na unsaturated soil using the direct shear test. Can. Geotechnical., Vol. 25: 500-510p.

GEOFINE (2004). Manual do Usuário.

GEO-SLOPE International, (2004), User Manual, SIGMA/W, Calgary, Albert, Canada.

Google Earth (2005). Programa de Imagens de Satélite.

GUSMÃO FILHO, JAIME (2006). Desempenho de obras geotécnicas / Jaime Gusmão Filho; prefácio Façal Massad. - Recife, PE; Ed. Universitária da UFPE; 523p.

GUIMARÃES, R.C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-091A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183p.

HACHICH, W. ET AL. (1998). Fundações: teoria e prática. 2ª edição. São Paulo/SP: Pini Ltda.

KING, G.J.W. (1995). Analysis of cantilever sheet-pile walls in cohesionless soil. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 121. Nº 9, September 629-635.

LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. (1969). Soil Mechanics, SI Version, John Wiley & Sons, Toronto, Canada, 553p.

MAGALHÃES, E. P. (2003). Comportamento Experimental de Uma Cortina de Estaca Prancha Assente em Solo Poroso do DF: Implicações para o Projeto e Metodologia de Cálculo, Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-105/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental DF, UnB, Brasília, DF, 149p.

MARCHETTI, S. & MONACO, P. (2004). Evaluation of coefficient of subgrade reaction for design of multi-propped diaphragm walls form DMT moduli. ISC'04, Porto, Portugal.

MASSAD, FAIÇAL. (2005). Escavações a céu aberto em solos tropicais. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil, 96 p.

MEDEIROS, A.G.B. (2005). Análise Numérica de Estruturas de Contenção em Balanço e Grampeadas do Tipo “Estaca Justaposta” Assentes em Solo Poroso do DF. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-135/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 135 p.

NÓBREGA, M.T. (1995). Características e Mecanismo de Estabilização de Solos Tropicais com Cal e Cimento em Pista Experimental. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 247 p.

PADFIELD, C.J. & MAIR, R.J. (1984). The design of propped cantilever walls embedded in stiff clays. CIRIA Rep 104 Constr Industry Res and Information Assoc. (CIRIA), London, England.

PINTO, C.S. (2000). Curso básico de mecânica dos solos. Ed. Oficina dos textos, São Paulo,SP, 247p.

SÁ QUIRINO, D. (2004). Análise Crítica do Método da Extremidade Livre em solos Não Saturados com Base em Elementos Finitos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-129/04, Departamento de Engenharia civil e ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 149p.

SOWERS, G. F. (1963). Engineering Properties of Residual Soils Derived from Igneous and Metamorphic Rocks. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 2., São Paulo, Brasil.

SANTOS, R.M.M (1997). Caracterização Geotécnica e Análise do Processo Evolutivo das Erosões no Município de Goiânia, Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-44A/97, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 120 p.

THERZAGHGI, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics, New York, Wiley, 510p.

UTIYAMA, H.; NOGAMI, J. S.; CORRÊA, F. C.; VILIBOR, D. F. (1997). Pavimentação Econômica ; Solo Arenoso Fino. Revista do DER, São Paulo, nº 124.

VARGAS, M. (1953). Some Engineering Properties of Residuals Clay Soils Occurring in Southern-Brasil. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 3., Zurich.

VARGAS, M. (1973). Structurally Unstable Soils in Southern-Brasil. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 8., Moscou.

VARGAS, M. (1974). Engineering Properties of Residual Soils from Southern- Central Region of Brasil. In: International Congress of the International Association Engineering Geology, 2., São Paulo.

VILLIBOR, D.F. , NOGAMI, J.S. , BELIGNI, M. & CINCERRE, J.R. (2000). Pavimentação com Solos Lateríticos e Gestão de Manutenção de Vias Urbanas. São Paulo, SP, 138 p.

RELATÓRIO DE SONDAGEM

Furo

SP 03

Método	Prof.	N	S.P.T.		GRÁFICO	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			1°+2°	2°+3°		
TC	-1,00		Avanço			Silte argiloso var (cinza) c/ pedregulho
TH	-2,00	2	3	idem var (cinza) c/ pedregulho consistencia mole		
TH	-3,00	4	4	idem var (amarelo) c/ pedregulho consistencia mole		
TH	-4,00	2	3	idem var (marrom) c/ pedregulho consistencia mole		
TH	-5,00	4	5	idem var (marrom) c/ pedregulho consistencia mole		
CA	-6,00	10	14	idem var (marrom) c/ pedregulho consistencia rija		
CA	-7,00	16	19	idem var (marrom) c/ pedregulho consistencia rija		
CA	-8,00	11	14	idem var (marrom) c/ pedregulho consistencia rija		
CA	-9,00	13	16	idem var (marrom) c/ pedregulho consistencia rija		
CA	-10,00	16	18	idem var (marrom) c/ pedregulho consistencia rija		
CA	-11,00	19	18	idem var (marrom) c/ pedregulho consistencia rija		
CA	-12,00	10	11	idem var (marrom) c/ pedregulho consistencia rija		
CA	-13,00	13	14	Silte arenoso var (marrom) solo res micáceo med comp		
CA	-14,00	17	24	idem var (marrom) solo residual micáceo median comp		
CA	-15,00	12	13	idem var (marrom) solo residual micáceo , compacta		
CA	-16,00	31	42	idem var (cinza) solo residual micáceo median comp		
CA	-17,00	40	50	idem var (cinza) solo residual micáceo muito compacto		
CA	-17,25	30/10	####	idem var (cinza) solo residual micáceo muito compacto		
####	####	###	####			
####	####	###	####			
####	####	###	####			

Cliente:	Início e término do furo:	Furo nr.			
GAE CONSTRUÇÃO E COM. LTDA	10-12/01/04	SP 03			
Obra:	Sondador:	Limite de sondagem			
Viaduto	A Ferreira	17,25m			
Local:	Cidade:	Cota:			
Av República do Líbano c/ a av Independencia	Goiânia-Go	718.768			
Início Lavagem	Final do revestimento	Data NA:	Horário:	Profundidade:	OS
5,45m	9,00m	Inicial: 10/01	17,00hs	2,82m	008/04
Análise	Responsável Técnico:	Final: 12/01	7,00hs	2,87m	Nº Relatório:
F.G.Abdallah	Farid Georges Abdallah, Crea 959-D AL				002/04

Figura A.4 - Relatório de sondagem referente ao SP 03

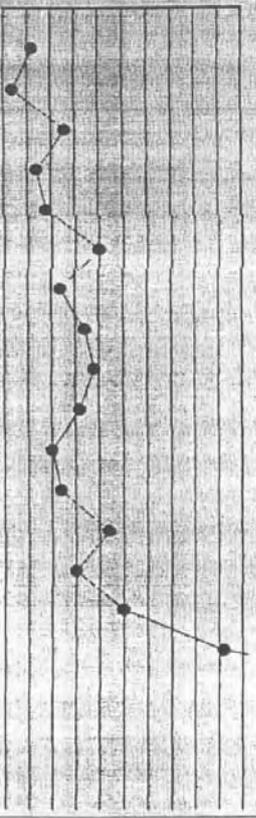
 SETE - SERVIÇOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA LTDA. Av Independencia 1024 - Jardim Moema - Goiânia Go. - (0xx62) 202-0600										
RELATÓRIO DE SONDAGEM								Furo SP 06		
Método	Prof.	N	S.P.T.		GRÁFICO					DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			A	1°+2°	2°+3°	0	10	20	30	
TC	-1,00		Avanço							Argila siltosa marrom c/ raízes
TH	-2,00		6	6						idem var (marrom) consistencia média
TH	-3,00		2	2						idem var (marrom) consistencia muito mole
TH	-4,00		10	13						Silte argiloso var (marrom) consistencia rija
TH	-5,00		7	7						idem var (marrom) consistencia média
CA	-6,00		8	9						Areia média marrom, medianamente compacta
CA	-7,00		14	20						Silte argiloso var (marrom) consistencia dura
CA	-8,00		11	12						idem var (marrom) consistencia rija
CA	-9,00		14	17						idem var (marrom) consistencia rija
CA	-10,00		16	19						idem var (marrom) consistencia rija
CA	-11,00		17	16						idem var (marrom) consistencia rija
CA	-12,00		9	10						idem var (marrom) consistencia média
CA	-13,00		12	12						idem var (marrom) consistencia rija
CA	-14,00		17	22						idem var (marrom) consistencia dura
CA	-15,00		14	15						Silte arenoso var (cinza) solo res micáceo median comp
CA	-16,00		21	25						idem var (cinza) solo residual micáceo compacto
CA	-17,00		38	46						idem var (cinza) solo residual micáceo muito compacto
CA	-17,43		50/28	#####						idem var (cinza) solo residual micáceo muito compacto
CA	-18,25		29/10	#####						idem var (cinza) solo residual micáceo muito compacto
####	#####		###	#####						
####	#####		###	#####						
Cliente:		Início e término do furo:			Furo nr					
GAE CONSTRUÇÃO E COM. LTDA		13/01/04								
Obra:		Sondador:			Limite de sondagem					
Viaduto		A Ferreira			18,25m					
Local:		Cidade:			Cota:					
Av República do Libano c/ a av Independencia		Goiânia-Go			719.283					
Início Lavagem	Final do revestimento	Data NA:	Horário:	Profundidade:	OS					
5,45m	9,00m	Inicial: 13/01	18,10hs	2,47m	008/04					
Análise	Responsável Técnico:	Final: 14/01	7,00hs	2,50m	Nº Relatório:					
F.G.Abdallah	Farid Georges Abdallah Crea 959-D AL				002/04					

Figura A.7 - Relatório de sondagem referente ao SP 06

RELATÓRIO DE SONDAGEM

Furo

SP 07

Método	Prof.	N A	S.P.T.		GRÁFICO	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			1°+2°	2°+3°		
TC	-1,00		Avanço			Argila siltosa marrom c/ raízes
TH	-2,00	6	5			idem var (marrom) consistencia mole
TH	-3,00	2	3			idem var (marrom) consistencia mole
TH	-4,00	10	12			Silte argiloso var (marrom) consistencia rija
TH	-5,00	7	8			idem var (marrom) consistencia média
TH	-6,00	6	8			idem var (marrom) consistencia média
CA	-7,00	14	20			idem var (marrom) consistencia dura
CA	-8,00	10	10			idem var (marrom) consistencia média
CA	-9,00	12	17			idem var (marrom) consistencia rija
CA	-10,00	15	17			idem var (marrom) consistencia rija
CA	-11,00	14	15			idem var (marrom) consistencia rija
CA	-12,00	8	8			Silte arenoso var (marrom) solo res micáceo pouco com
CA	-13,00	11	12			idem var (marrom) solo residual micáceo median comp
CA	-14,00	20	24			idem var (marrom) solo residual micáceo compacto
CA	-15,00	17	19			idem var (marrom) solo residual micáceo compacto
CA	-16,00	35	43			idem var (marrom) solo residual micáceo mt compacto
CA	-16,43	47/28	####			idem var (marrom) solo residual micáceo mt compacto
CA	-17,40	52/25	####			idem var (marrom) solo residual micáceo mt compacto
####	#####	####	####			
####	#####	####	####			
####	#####	####	####			

Cliente:	Início e término do furo:	Furo nr.			
GAE CONSTRUÇÃO E COM. LTDA	19/01/04				
Obra:	Sondador:	Limite de sondagem			
Viaduto	A Ferreira	17,40m			
Local:	Cidade:	Cota:			
Av República do Líbano c/ a av Independencia	Goiânia-Go	720.183			
Início Lavagem	Final do revestimento	Data NA:	Horário:	Profundidade:	OS
6,45m	8,00m	Inicial: 19/01	18,00hs	2,61m	008/04
Análise	Responsável Técnico:	Final: xxx	xxx	2,65m	Nº Relatório:
F.G.Abdallah	Fard Georges Abdallah Orea 959-D AL				002/04

Figura A.8 - Relatório de sondagem referente ao SP 07

Furo
SP 08

RELATÓRIO DE SONDAGEM

Método	Prof.	N	S.P.T.		GRÁFICO	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			A	1ª+2ª		
TC	-1,00		Avanço			Argila siltosa marrom c/ raízes
TH	-2,00		5	5		Silte argiloso var (marrom) c/ pedreg consistencia mole
TH	-3,00		2	2		idem var (cinza) consistencia muito mole
TH	-4,00		8	11		idem var (marrom) consistencia rija
TH	-5,00		8	7		idem var (marrom) consistencia média
TH	-6,00		6	8		Areia média marrom, pouco compacta
CA	-7,00		12	20		Silte argiloso var (marrom) consistencia dura
CA	-8,00		9	11		idem var (marrom) consistencia rija
CA	-9,00		12	17		idem var (amarelo) consistencia rija
CA	-10,00		16	17		idem var (amarelo) consistencia rija
CA	-11,00		15	14		idem var (amarelo) consistencia rija
CA	-12,00		7	9		idem var (marrom) consistencia média
CA	-13,00		11	11		idem var (marrom) consistencia rija
CA	-14,00		19	25		idem var (marrom) consistencia dura
CA	-15,00		36	41		idem var (marrom) consistencia dura
CA	-16,00		39	47		Silte arenoso var (cinza) solo res micáceo muito comp
CA	-16,42		57/27	#####		idem var (cinza) solo residual micáceo muito compacto
#####	#####		###	#####		
#####	#####		###	#####		
#####	#####		###	#####		
#####	#####		###	#####		

Cliente:	GAE CONSTRUÇÃO E COM. LTDA		Início e término do furo:	16/01/04		Furo nr.	
Obra:	Viaduto		Sondador:	A Ferreira		Limite de sondagem	16,42m
Local:	Av República do Líbano c/ a av Independencia		Cidade:	Goiânia-Go		Cota:	720.233
Início Lavagem	6,45m	Final do revestimento	8,00m	Data NA:	Inicial: 16/04	Horário:	17,50hs
Análise	F. G. Abdallah	Responsável Técnico:	Fard Georges Abdallah Crea 959-D AL	Profundidade:	2,52m	OS	008/04
				Final: 17/01	18,10hs	2,55m	Nº Relatório: 002/04

Figura A.9 - Relatório de sondagem referente ao SP 08

RELATÓRIO DE SONDAGEM

Furo
SP 13

Método	Prof.	N	S.P.T.		GRÁFICO	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			1+2º	2+3º		
TC	-1,00		Avanço			Argila siltosa marrom c/ raízes
TH	-2,00	2	2			Silte argiloso var (marrom) consistencia muito mole
TH	-3,00	5	6			idem var (marrom) consistencia média
TH	-4,00	5	6			idem var (marrom) consistencia média
TH	-5,00	10	10			idem var (marrom) consistencia média
TH	-6,00	25	30			idem var (marrom) consistencia dura
CA	-7,00	19	26			idem var (marrom) consistencia dura
CA	-8,00	22	28			idem var (marrom) consistencia dura
CA	-9,00	10	14			Silte arenoso var (marrom) solo res micáceo med comp
CA	-10,00	15	19			idem var (marrom) solo res micáceo compacto
CA	-11,00	22	27			idem var (marrom) solo res micáceo compacto
CA	-12,00	16	20			idem var (marrom) solo res micáceo compacto
CA	-13,00	20	24			idem var (marrom) solo res micáceo compacto
CA	-14,00	28	35			idem var (marrom) solo res micáceo compacto
CA	-15,00	36	39			idem var (marrom) solo res micáceo compacto
CA	-16,00	27	32			idem var (marrom) solo res micáceo compacto
CA	-17,00	34	32			Areia fina cinza , compacta
CA	-18,00	38	48			Silte argiloso var (marrom) solo res micáceo cons dura
CA	-19,00	48	58			idem var (marrom) solo res micáceo consistencia dura
CA	-19,42	58/27	####			idem var (marrom) solo res micáceo consistencia dura

Cliente:		Início e término do furo:			Furo nr.
GAE CONSTRUÇÃO E COM. LTDA		22/01/04			SP 13
Obra:		Sondador:			Limite de sondagem
Viaduto		A Ferreira			19,42m
Local:		Cidade:			Cota:
Av República do Líbano c/ a av Independencia		Goiânia-Go			724,046
Início Lavagem	Final do revestimento	Data NA:	Horário:	Profundidade:	OS
6,45m	8,00m	Inicial: 22/01	18,00hs	4,50m	008/04
Análise	Responsável Técnico:	Final: 23/01	17,40hs	4,80m	Nº Relatório:
F.G.Abdallah	Fard Georges Abdallah Crea 959-D AL				002/04

Figura A.14 - Relatório de sondagem referente ao SP 13

RELATÓRIO DE SONDAGEM Furo
SP 14

Método	Prof.	N A	S. P. T.		G R Á F I C O	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			1°+2°	2°+3°		
TC	-1,00		Avanço			Argila siltosa marrom c/ pedregulho
TC	-2,00	2	2			Silte argiloso var (marrom) consistencia muito mole
TC	-3,00	2	3			idem var (marrom) consistencia mole
TC	-4,00	3	4			idem var (marrom) consistencia mole
TH	-5,00	4	3			idem var (marrom) consistencia mole
TH	-6,00	11	8			idem var (marrom) consistencia média
CA	-7,00	11	17			idem var (marrom) consistencia rija
CA	-8,00	8(4)	9			Areia fina cinza medianamente compacta
CA	-9,00	17	20			Silte argiloso var (marrom) consistencia dura
CA	-10,00	22	26			Silte arenoso var (marrom) , compacto
CA	-10,44	48/29	#####			idem var (marrom) muito compacto.
CA	-11,44	58/28	#####			idem var (marrom) muito compacto.
CA	-12,44	31	43			idem var (marrom) muito compacto.
CA	-14,00	36	47			idem var (marrom) muito compacto.
CA	-14,4	31	46			idem var (marrom) muito compacto.
CA	-15,45	39	51			idem var (marrom) muito compacto.
####	#####	###	#####			
####	#####	###	#####			
####	#####	###	#####			
####	#####	###	#####			
####	#####	###	#####			

Cliente:	INÍCIO E TÉRMINO DO FURO:	Furo nr.			
RAE CONSTRUÇÃO E COM. LTDA	13/01/04	SP 14			
Obra:	Sondador:	Limite de sondagem			
Viaduto	Arnoldo	15,45m			
Local:	Cidade:	Cota:			
Av República do Líbano c/ a av Independencia	Goiânia-Go	725.903			
Início Lavagem	Final do revestimento	Data NA:	Horário:	Profundidade:	OS
6,45m	8,00m	Inicial: 13/01	12,10hs	5,55m	008/04
Análise	Responsável Técnico:	Final: 13/01	16,30hs	5,48m	Nº Relatório:
F.G.Abdallah	Farid Georges Abdallah Crea 359-D AL				002/04

Figura A.15 - Relatório de sondagem referente ao SP 14



SETE - SERVIÇOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA LTDA.

Av Independencia 1024 - Jardim Moema- Goiânia Go.- (0xx62) 202-0600

RELATÓRIO DE SONDAGEM

Furo

SP 15

Método	Prof.	N	S.P.T.		GRÁFICO	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS	
			A	1ª+2ª			2ª+3ª
TC	-1,00		Avanço			Silte argiloso var (marrom) com raízes ✓	
TC	-2,00	2	2			idem var (marrom) consistencia mmuito mole ✓	
TH	-3,00	2	4			idem var (marrom) consistencia mole ✓	
TH	-4,00	3	5			idem var (marrom) consistencia mole ✓	
CA	-5,00	14	16			idem var (marrom) consistencia rija ✓	
CA	-6,00	8	7			Areia fina cinza pouco compacta ✓	
CA	-7,00	7	7			idem var (cinza) pouco compacto. ✓	
CA	-8,00	8	11			Silte argiloso var (marrom) consistencia rija ✓	
CA	-9,00	5	6			Areia fina cinza pouco compacta ✓	
CA	-10,00	21	25			idem var (cinza) compacto. ✓	
CA	-10,39	26	30			Silte argiloso var (marrom) consistencia dura ✓	
CA	-12,00	25	26			idem var (marrom) consistencia dura ✓	
CA	-12,44	22	26			idem var (marrom) consistencia dura ✓	
CA	-14,00	27	23			idem var (marrom) consistencia dura ✓	
CA	-14,4	36	34			idem var (marrom) consistencia dura ✓	
CA	-15,45	37	38			idem var (marrom) consistencia dura ✓	
####	#####	###	#####				
####	#####	###	#####				
####	#####	###	#####				
####	#####	###	#####				
####	#####	###	#####				
Cliente:		Início e término do furo:			Furo nr.		
GAE CONSTRUÇÃO E COM. LTDA		14/01/04 ✓			SP 15		
Obra:		Sondador:			Limite de sondagem		
Viaduto		Arnoldo ✓			15,45m		
Local:		Cidade:			Cota:		
Av República do Libano c/ a av Independencia		Goiânia-Go			726.825		
Início Lavagem	Final do revestimento	Data NA:	Horário:	Profundidade:	OS		
4,45m	9,00m	Inicial: 14/01	14,00hs	5,90m	008/04		
Análise	Responsável Técnico:	Final: xxx	xxx	xxx	Nº Relatório:		
F.G.Abdallah	Farid Georges Abdallah Crea 959-D AL				002/04		

Figura A.16 - Relatório de sondagem referente ao SP 15

Furo
SP 16

RELATÓRIO DE SONDAGEM

Método	Prof.	N	S.P.T.		G R Á F I C O	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			A	1ª+2ª		
TC	-1,00		Avanço			Pedregulho argiloso marrom c/ raízes
TC	-2,00	4	4			idem var marrom consistencia mole
TC	-3,00	5	5			Silte argiloso var (marrom) consistencia mole
TC	-4,00	6	10			idem var (marrom) consistencia média
TC	-5,00	12	20			idem var (marrom) consistencia dura
CA	-6,00	6	6			Areia média marrom, pouco compacta
CA	-7,00	14	15			idem var (marrom) medianamente compacta
CA	-8,00	17	25			Silte argiloso var (marrom) consistencia dura
CA	-9,00	22	34			Areia média marrom, compacta
CA	-10,00	18	22			idem var (marrom) compacta
CA	-11,00	23	34			idem var (marrom) compacta
CA	-12,00	21	22			Silte argiloso var (marrom) consistencia dura
CA	-13,00	22	32			idem var (marrom) consistencia dura
CA	-14,00	19	32			Areia média marrom, compacta
CA	-14,37	40/22	#####			idem var (marrom) muito compacta
CA	-15,33	40/18	#####			Silte argiloso var (marrom) consistencia dura
#####	#####	###	#####			
#####	#####	###	#####			
#####	#####	###	#####			
#####	#####	###	#####			
#####	#####	###	#####			

Cliente:		Início e término do furo:		Furo nr.	
GAE CONSTRUÇÃO E COM. LTDA		19-20/01/2004		37	
Obra:		Sondador:		Limite de sondagem	
Viaduto		Nelson		15,33m	
Local:		Cidade:		Cota:	
Av República do Líbano c/ a av Independência		Goiânia-Go		728.125	
Início Lavagem	Final do revestimento	Data NA:	Horário:	Profundidade:	OS
4,45m	4,00m	Inicial: 19/01	7,00hs	7,00m	008/04
Análise	Responsável Técnico:	Final: 20/01	14,40hs	7,04m	Nº Relatório:
F.G.Abdallah	Fard, Georges Abdallah Crea 959-D AL				002/04

Figura A.17 - Relatório de sondagem referente ao SP 16



RELATÓRIO DE SONDAGEM

Furo
SP 17

Método	Prof.	N	S.P.T.		GRÁFICO						DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			A	1°+2°	2°+3°	0	10	20	30	40	
TC	-1,00		Avanço								Silte argiloso var (marrom) c/ pedregulho
TC	-2,00	2	2								idem var (marrom) consistencia muito mole
TC	-3,00	4	3								idem var (marrom) consistencia mole
TC	-4,00	2	2								Silte arenoso var (marrom) solo res micáceo , fofo
TC	-5,00	6	6								idem var (marrom) solo residual micáceo pouco comp.
CA	-6,00	12	12								idem var (marrom) solo residual micáceo med comp.
CA	-7,00	22	34								idem var (marrom) solo residual micáceo compacto.
CA	-8,00	30	37								idem var (marrom) solo residual micáceo compacto.
CA	-9,00	14	18								idem var (marrom) solo residual micáceo med compacto
CA	-10,00	14	17								idem var (marrom) solo residual micáceo med compacto
CA	-11,00	21	20								idem var (marrom) solo residual micáceo compacto.
CA	-12,00	25	27								idem var (marrom) solo residual micáceo compacto.
CA	-13,00	35	40								idem var (marrom) solo residual micáceo compacto.
CA	-13,41	40/26	#####								idem var (marrom) solo residual micáceo muito compac
CA	-15,00	40	40								idem var (marrom) solo residual micáceo compacto.
CA	-15,40	40/25	#####								idem var (marrom) solo residual micáceo muito compac
#####	#####	###	#####								
#####	#####	###	#####								
#####	#####	###	#####								
#####	#####	###	#####								
#####	#####	###	#####								

Cliente:	GAE CONSTRUÇÃO E COM. LTDA		Início e término do furo:	21-22/01/2004		Furo nr.	SP 17
Obra:	Viaduto		Sondador:	Nelson		Limite de sondagem	15,40m
Local:	Av República do Líbano c/ a av Independencia		Cidade:	Goiânia-Go		Cota:	729 986
Início Lavagem	4,45m	Final do revestimento	5,00m	Data NA:	Horário:	Profundidade:	OS
Análise	F.G.Abdallah	Responsável Técnico:	Farid Georges Abdallah Crea 959-D AL	Inicial: 21/01	10,40hs	6,80m	008/04
				Final: 22/01	12,00hs	6,70m	Nº Relatório: 002/04

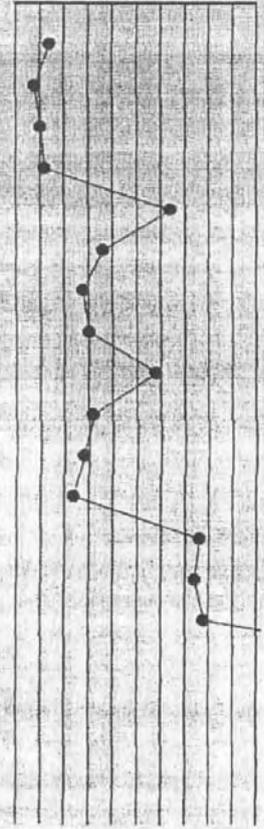
Figura A.18 - Relatório de sondagem referente ao SP 17

RELATÓRIO DE SONDAGEM

Furo
SP 18

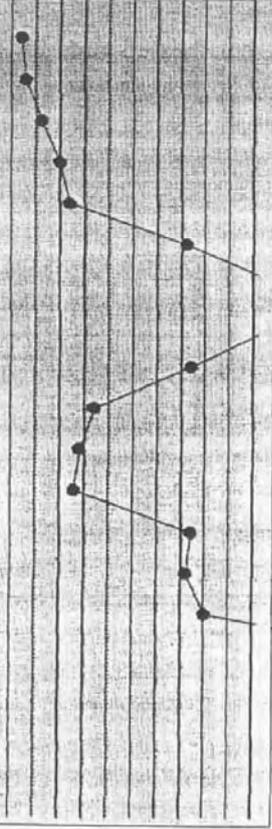
Método	Prof.	N	S.P.T.		GRÁFICO	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS	
			1ª+2ª	2ª+3ª			
TC	-1,00		Avanço			Silte argiloso var (marrom) c/ raízes	
TH	-2,00		8	6		idem var (marrom) consistencia média	
TH	-3,00		3	3		idem var (marrom) consistencia mole	
TH	-4,00		2	2		idem var (marrom) consistencia muito mole	
TH	-5,00		4	4		idem var (marrom) consistencia mole	
TH	-6,00		9	11		idem var (marrom) consistencia rija	
CA	-7,00		7	8		idem var (marrom) consistencia média	
CA	-8,00		5	7		Areia fina cinza pouco compacta	
CA	-9,00		5	6		Silte arenoso var (marrom) , pouco compacto	
CA	-10,00		22	25		idem var (marrom) compacto.	
CA	-10,39		30	35		idem var (marrom) compacto.	
CA	-12,00		15	19		idem var (marrom) compacto.	
CA	-12,44		18	20		idem var (marrom) compacto.	
CA	-14,00		24	29		idem var (marrom) compacto.	
CA	-14,4		29	32		idem var (marrom) compacto.	
CA	-15,45		24	29		idem var (marrom) compacto.	
####	#####		###	####			
####	#####		###	####			
####	#####		###	####			
####	#####		###	####			
####	#####		###	####			
Cliente:		Início e término do furo:			Furo nr.		
GAE CONSTRUÇÃO E COM. LTDA		23-27/01/04			5-		
Obra:		Sondador:			Limite de sondagem		
Viaduto		A Ferreira			15,45m		
Local:		Cidade:			Cota:		
Av República do Líbano c/ a av Independência		Goiânia-Go			726,746		
Início Lavagem		Final do revestimento		Data NA:	Horário:	Profundidade:	
6,45m		8,00m		Inicial: 23/01	17,00hs	5,41m	
Análise		Responsável Técnico:		Final: 26/01	7,10hs	5,81m	
F.G.Abdallah		Farid Georges Abdallah / Crea 959-D AL		OS		Nº Relatório:	
						002/04	

Figura A.19 - Relatório de sondagem referente ao SP 18

 SETE - SERVIÇOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA LTDA. Av Independencia 1024 - Jardim Moema- Goiânia Go.- (0xx62) 202-0600										
RELATÓRIO DE SONDAGEM								Furo SP 19		
Método	Prof.	N A	S.P.T.		GRÁFICO					DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			1°+2°	2°+3°	0	10	20	30	40	
TC	-1,00		Avanço							Argila siltosa marrom c/ pedregulho
TH	-2,00		6	7						Argila siltosa marrom c/ pedregulho
TH	-3,00		4	4						Silte argiloso var (marrom) consistencia média
TH	-4,00		4	5						idem var (marrom) consistencia mole
TH	-5,00		6	6						idem var (marrom) consistencia mole
TH	-6,00		25	32						idem var (marrom) consistencia média
TH	-7,00		14	18						idem var (marrom) consistencia dura
CA	-8,00		11	14						idem var (marrom) consistencia rija
CA	-9,00		13	15						idem var (marrom) consistencia rija
CA	-10,00		23	29						Areia fina cinza medianamente compacta
CA	-10,39		15	16						Silte argiloso var (marrom) consistencia dura
CA	-12,00		13	14						idem var (amarelo) consistencia rija
CA	-12,44		10	12						idem var (marrom) consistencia rija
CA	-14,00		30	38						Areia fina marrom medianamente compacta
CA	-14,4		29	37						idem var (marrom) compacto
CA	-15,45		37	39						Silte argiloso var (marrom) consistencia dura
####	####		###	####						idem var (marrom) consistencia dura
####	####		###	####						
####	####		###	####						
####	####		###	####						
####	####		###	####						

Cliente: GAE CONSTRUÇÃO E COM. LTDA		Início e término do furo: 27-28/01/04		Furo nr. SP 19	
Obra: Viaduto		Sondador: A Ferreira		Limite de sondagem 15,45m	
Local: Av República do Líbano c/ a av Independencia		Cidade: Goiânia-Go		Cota: 728.214	
Início Lavagem 7,45m	Final do revestimento 9,00m	Data NA: Inicial: 27/01	Horário: 17,00hs	Profundidade: 6,39m	OS 008/04
Análise F.G.Abdallah	Responsável Técnico: Fand Georges Abdallah Crea 959-D AL	Final: 28/01	18,00hs	6,62m	Nº Relatório: 002/04

Figura A.20 - Relatório de sondagem referente ao SP 19

 SETE - SERVIÇOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA LTDA Av Independencia 1024 - Jardim Moema- Goiânia Go.- (0xx62) 202-0600										
RELATÓRIO DE SONDAGEM								Furo SP 20		
Método	Prof.	N	S.P.T.		GRÁFICO					DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			A	1°+2°	2°+3°	0	10	20	30	
TC	-1,00		Avanço							Silte argiloso var (marrom) com raízes
TH	-2,00	2	2	idem var (marrom) consistencia muito mole						
TH	-3,00	2	3	idem var (marrom) consistencia mole						
TH	-4,00	5	6	idem var (marrom) consistencia média						
TH	-5,00	9	10	idem var (marrom) consistencia média						
TH	-6,00	11	12	idem var (marrom) consistencia rija						
TH	-7,00	34	36	idem var (marrom) consistencia dura						
CA	-8,00	47	56	idem var (marrom) consistencia dura						
CA	-9,00	45	55	idem var (marrom) consistencia dura						
CA	-10,00	35	37	idem var (marrom) consistencia dura						
CA	-10,39	14	17	idem var (amarela) consistencia rija						
CA	-12,00	14	14	idem var (amarela) consistencia rija						
CA	-12,44	12	13	Areia média amarela medianamente compacta						
CA	-14,00	30	37	idem var (marrom) compacta.						
CA	-14,4	28	36	Silte argiloso var (marrom) consistencia dura						
CA	-15,45	38	40	idem var (marrom) consistencia dura						
####	#####	###	#####							
####	#####	###	#####							
####	#####	###	#####							
####	#####	###	#####							
####	#####	###	#####							

Cliente: GAE CONSTRUÇÃO E COM. LTDA	Início e término do furo: 29/01/04	Furo nr. SP 20
Obra: Viaduto	Sondador: A Ferreira	Limite de sondagem 15,45m
Local: Av República do Líbano c/ a av Independencia	Cidade: Goiânia-Go	Cota: 729.774
Início Lavagem 7,45m	Final do revestimento 9,00m	Data NA: Inicial: 29/01
Análise F.G.Abdallah	Responsável Técnico: Fand Georges Abdallah Crea 959-D AL	Horário: 17,30hs
	Profundidade: 7,11m	OS 008/04
	Final: xxx	xxx xxx 002/04

Figura A.21 - Relatório de sondagem referente ao SP 20

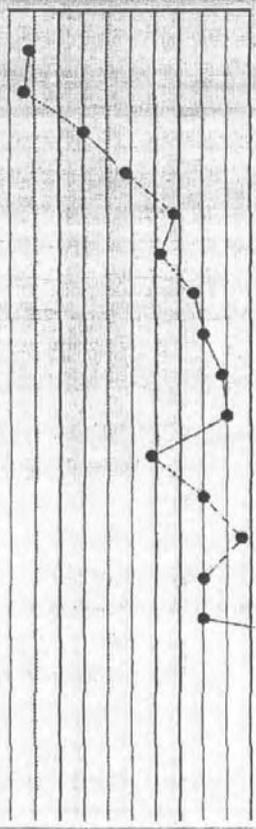
 SETE - SERVIÇOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA LTDA. Av Independencia 1024 - Jardim Moema- Goiânia Go.- (0xx62) 202-0600										
RELATÓRIO DE SONDAGEM								Furo SP 21		
Método	Prof.	N A	S.P.T.		GRÁFICO					DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			1ª+2ª	2ª+3ª	0	10	20	30	40	
TC	-1,00		Avanço							Argila siltosa marrom c/ pedregulho
TC	-2,00		4	4						
TC	-3,00		7	3						
TC	-4,00		13	15						
TC	-5,00		20	24						
CA	-6,00		31	34						
CA	-7,00		24 39	31						
CA	-8,00		33	38						
CA	-9,00		36	40						
CA	-10,00		33	44						
CA	-10,39		30	45						
CA	-12,00		15	29						
CA	-12,44		36	40						
CA	-14,00		35	48						
CA	-14,4		39	40						
CA	-15,45		40	40						
####	#####		###	#####						
####	#####		###	#####						
####	#####		###	#####						
####	#####		###	#####						
####	#####		###	#####						
####	#####		###	#####						
Cliente:		GAE CONSTRUÇÃO E COM. LTDA			Início e término do furo:		26-28/01/04		Furo nr.	
Obra:		Viaduto			Sondador:		Nelson		Limite de sondagem	
Local:		Av República do Líbano c/ a av Independencia			Cidade:		Goiânia-Go		Cota:	
Início Lavagem		Final do revestimento			Data NA:		Horário:		Profundidade:	
4,45m		6,00m			Inicial: 27/01		16,00hs		7,00m	
Análise		Responsável Técnico:			Final: 28/01		8,24hs		6,90m	
F.G Abdallah		Farid Georges Abdallah Crea 959-D AL							OS	
									Nº Relatório:	
									008/04	
									002/04	

Figura A.22 - Relatório de sondagem referente ao SP 21

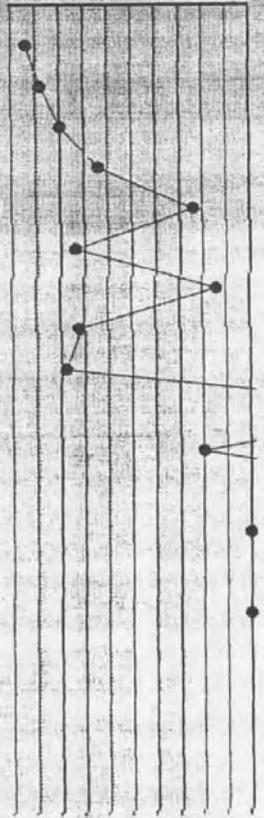
 SETE - SERVIÇOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA LTDA. Av Independencia 1024 - Jardim Moema - Goiânia Go. - (0xx62) 202-0600										
RELATÓRIO DE SONDAGEM								Furo SP 22		
Método	Prof.	N	S.P.T.		GRÁFICO					DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
			A	1ª+2ª	2ª+3ª	0	10	20	30	
TC	-1,00		Avanço							Argila siltosa marrom c/ pedregulho
TC	-2,00		3	3						
TC	-3,00		6	6						
TC	-4,00		9	10						
TC	-5,00		12	18						
CA	-6,00		34	38						
CA	-7,00		10	13						
CA	-8,00		34	43						
CA	-9,00		10	14						
CA	-10,00		9	11						
CA	-10,39		50/24	#####						
CA	-12,00		40	40						
CA	-12,44		40/29	#####						
CA	-14,00		40	50						
CA	-14,4		50/25	#####						
CA	-15,45		38	50						
####	#####		###	#####						
####	#####		###	#####						
####	#####		###	#####						
####	#####		###	#####						
####	#####		###	#####						
Cliente:		GAE CONSTRUÇÃO E COM. LTDA			Início e término do furo:			Furo nr.		
Obra:		Viaduto			22-23/01/2004			SP 22		
Local:		Av República do Libano c/ a av Independencia			Sondador:			Limite de sondagem		
					Nelson			15,45m		
					Cidade:			Cota:		
					Goiânia-Go			730.555		
Início Lavagem		Final do revestimento		Data NA:		Horário:		Profundidade:		
4,45m		4,00m		Inicial: 22/01		9,15hs		OS		
Análise		Responsável Técnico:			Final: 23/01		10,50hs		Nº Relatório:	
F.G.Abdallah		Farid Georges Abdallah Crea 959-D AL			7,90m		008/04		002/04	

Figura A.23 - Relatório de sondagem referente ao SP 22