

DJALMA PINTO PESSÔA NETO

**ANÁLISE DO ESCORREGAMENTO DE ENCOSTAS DO
LOTEAMENTO BAIRRO INCONFIDÊNCIA EM VIÇOSA,
MINAS GERAIS**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de Magister Scientiae.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2004

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

P475a
2004

Pessôa Neto, Djalma Pinto

Análise do escorregamento de encostas do Loteamento
Bairro Inconfidência em Viçosa , Minas Gerais / Djalma
Pinto Pessôa Neto. – Viçosa : UFV, 2004.

xviii, 104f. : il. ; 29cm.

Orientador: Enivaldo Minette
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de
Viçosa.

1. Taludes (Mecânica do solo). 2. Mecânica do solo.
3. Arraste de solo. I. Universidade Federal de Viçosa.
II.Título.

CDD 22.ed. 624.15136

DJALMA PINTO PESSÔA NETO

**ANÁLISE DO ESCORREGAMENTO DE ENCOSTAS DO
LOTEAMENTO BAIRRO INCONFIDÊNCIA EM VIÇOSA,
MINAS GERAIS**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de Magister Scientiae.

APROVADA: 16 de setembro de 2004.

Prof^a Izabel Christina d'Almeida
Duarte de Azevedo

Prof. Dario Cardoso de Lima
(Conselheiro)

Prof. Eduardo Antonio Gomes
Marques

Prof. Mitsuo Tsutsumi-UFJF

Prof. Enivaldo Minette
(Orientador)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, aos meus antepassados, ao meu pai (in memoriam) e à minha mãe, minha família, especialmente esposa e filhas, à UFV através de seus professores, orientadores, servidores e funcionários, colaboradores, estagiários, colegas da pós-graduação e amigos, a realização desta tese.

Muito obrigado a todos.

BIOGRAFIA

DJALMA PINTO PESSÔA NETO, filho de Francisco de Azevedo Pinto Pessoa e Maria Resende Pinto Pessôa, nasceu em 15 de junho de 1961, na cidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Em 1985 graduou-se em Engenharia Civil pela Escola de Engenharia do Rio de Janeiro da Universidade Gama Filho. Como profissional atuou na área de gerenciamento de obras e serviços de engenharia, tanto em empresas públicas, como também de forma autônoma em avaliações e perícias de engenharia.

Em 1996, especializou-se em Educação através de pós-graduação concluída na FABES-RJ, iniciando de forma efetiva suas atividades na área de educação. Atualmente responde pela disciplina de Mecânica dos Sólidos e Engenharia de Segurança da FIC- Faculdades Integradas de Cataguases.

Em Abril de 2002, ingressou no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, iniciando o Curso de Mestrado, concentrando-

se na linha de pesquisa de Geotecnia e Análise Experimental, defendendo tese em 16 de setembro de 2004.

CONTEÚDO

	Página
LISTA DE QUADROS.....	Viii
LISTA DE FIGURAS	X
RESUMO	Xv
ABSTRACT.....	Xvii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Colocação do problema.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.3. Estrutura da tese	2
2. REVISÃO DE LITERATURA	4
2.1. Tipos de ocorrência de movimentos de massa	7
2.2. Relação entre movimentos de massa e a presença de água.....	8
2.3 Resistência de solos não saturados	15
2.4. Estabilidade de taludes	18
2.4.1. Modelo de equilíbrio-limite.....	19
2.5. Fatores intervenientes na medida do SPT	25
2.6. Dilatômetro	26
2.7. Ensaio de cisalhamento direto	29
3. MATERIAL E MÉTODOS	30
3.1. Localização	30
3.2. Ensaios de campo	34

	Página
3.2.1. Sondagens de simples reconhecimento tipo SPT	34
3.2.2. Ensaio dilatométrico	35
3.3. Ensaios de laboratório	36
3.3.1 Ensaios de caracterização	36
3.3.2 Ensaios de cisalhamento direto	36
3.4 Instrumentação e piezometria	37
3.5. Análises de estabilidade utilizando recursos computacionais	39
4. ANÁLISE E RESULTADOS.....	40
4.1. Perfis geológicos-geotécnicos	40
4.2.1 Sondagens SPT E DMT	44
4.2.1.1. SPT	45
4.2.1.2 Dilatômetro de Marchetti	52
4.2.1.3. Análise resumida dos perfis dos solos	63
4.2.2. Tipo de solo	64
4.2.3 Propriedades de engenharia do solo	70
4.2.4. Variação do nível d'água	75
4.2.5 Comparação dos resultados obtidos com ensaios dilatométricos em relação aos resultados dos ensaios tipo SPT.	81
4.2.6 Aquisição de parâmetros de resistência utilizando DMT	81
4.2.7 Análises de estabilidade dos taludes.....	82
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	92
5.1-Considerações finais	92
5.2-Conclusões	93
5.3-Sugestões para trabalhos futuros	94
ANEXO	102

LISTA DE QUADROS

	Página
1 Tipos de movimentos em encostas	05
2 Tipos de métodos para a análise de estabilidade de Taludes.	19
3 Correlações entre índices dilatométricos e parâmetros geotécnicos	29
4 Boletim de sondagem DMT 01	54
5 Boletim de sondagem DMT 02	57
6 Boletim de sondagem DMT 03	60
7 Quadro de caracterização geotécnica dos solos amostrados	69
8 Tabela- Comparativo de resultados de ensaios de cisalhamento direto	72
9 Tabela- Valor da redução da parcela de contribuição de sucção na resistência ao cisalhamento do solo, após inundação.	72

10	Tabela- Planilha de medições de nível d'água	76
11	Tabela- Regime de variação do lençol freático na região da pesquisa	80
12	Tabela-Parâmetros de resistência da camada silte-arenosa	81
13	Tabela- Comparativo dos parâmetros de resistência em ensaios de campo versus ensaios de laboratório realizados	84

LISTA DE FIGURAS

	Página
1 Muro seccionado por ruptura do solo	02
2 Gráfico 3D de tensão cisalhante modificada, Fredlund (1978).	13
3 Exemplo de curva característica de um solo	14
4 Seção geotécnica do estudo de sucção	15
5 Tensiômetro com graduação de mercúrio	15
6 Diagramas comparativos do estudo de BRESSANI (1997).....	16
7 Tipos de ruptura	17
8 Superfície crítica e subdivisão em lamelas.....	21
9 Perfil 07, topográfico transversal na área da pesquisa...	31
10 Perfil 08, topográfico transversal na área da pesquisa...	32
11 Perfil 09, topográfico transversal na área da pesquisa...	33
12 Linha de ruptura próxima ao SPT 4B	34

13	Piezômetro aberto e poço de observação	38
14	Ruptura por cisalhamento na seção C	41
15	Seção geotécnica C, LF em 23-07-2003	42
16	Seção geotécnica B, LF em 23-07-2003	43
17	Seção geotécnica 4B-2'-1-C LF em 23-07-2003	44
18	Relatório de sondagem SPT 4-A	45
19	Relatório de sondagem SPT 4B	46
20	Relatório de sondagem SPT 01	47
21	Relatório de sondagem SPT 02	48
22	Relatório de sondagem SPT 03	49
23	Relatório de sondagem SPT 04	50
24	Relatório de sondagem SPT 05.....	51
25	Ensaio dilatométrico.....	52
26	Relatório de sondagem DMT 01	56

27	Relatório de sondagem DMT 02	59
28	Relatório de sondagem DMT 03	62
29	Local de retirada da amostra do bloco 01	65
30	Curva granulométrica da amostra denominada bloco 01	65
31	Curva granulométrica da amostra denominada bloco 02	66
32	Curva granulométrica da amostra denominada bloco 03	67
33	Local de retirada da amostra do bloco 03	67
34	Curvas granulométricas das amostras deformadas	68
35	Envoltória de resistência ensaio no bloco 01	70
36	Envoltória de resistência ensaio no bloco 02	71
37	Envoltória de resistência ensaio no bloco 03	71
38	Medição do nível d'água no talude rompido	74
39	Medição de nível d'água no poço 02	78
40	Piezometria no poço 04	78
41	Medição de nível d 'água no poço 4A.....	78

42	Piezometria no poço 4B.....	79
43	Medição de nível d'água no poço 4C	79
44	Piezometria no poço 6 ^a	79
45	Resultados das variações dos lençóis freáticos	80
46	Cunha de ruptura junto à seção geotécnica B.....	83
47	Análise de estabilidade da seção geotécnica C, LF em 23-07-2003	85
48	Análise de estabilidade da seção geotécnica C, fator de segurança mínimo de 0,89, LF em 24-03-2004	86
49	Seção geotécnica B, LF em 23-07-2003. LF mínimo igual a 1,15	87
50	Seção geotécnica B, LF em 24-03-2003. LF mínimo igual a 0,95	88
51	Seção geotécnica A, LF em 23-07-2003. LF mínimo igual a 1,39	89
52	Seção geotécnica A, LF em 24-03-2004. FS mínimo igual a 1,17	90
53	Tensão de cisalhamento versus deformação horizontal- Bloco 01	101

54	Tensão de cisalhamento versus deformação horizontal- Bloco 02	102
55	Tensão de cisalhamento versus deformação horizontal- Bloco 03	102
56	Deformação volumétrica versus deformação horizontal- bloco 01	103
57	Deformação volumétrica versus deformação horizontal- bloco 02	103
58	Deformação volumétrica versus deformação horizontal- bloco 03	104

RESUMO

PESSÔA NETO, Djalma Pinto, M.S., Universidade Federal de Viçosa, agosto de 2004. **Análise do Escorregamento de Encostas do Loteamento Bairro Inconfidência em Viçosa, Minas Gerais.** Orientador: Enivaldo Minette. Conselheiros: Roberto Francisco Azevedo e Dario Cardoso Lima.

Neste trabalho estudam-se encostas que sofreram escorregamentos numa área localizada na cidade de Viçosa-MG, no loteamento denominado bairro Inconfidência. Investigaram-se as causas dos escorregamentos através de ensaios de campo (Standard Penetration Test e Dilatometer Test) e de laboratório (cisalhamento direto). As distribuições espaciais das camadas do subsolo foram definidas através de sondagens de simples reconhecimento (SPT) e complementadas pelo DMT. Nos furos de sondagem, monitorou-se também a posição do lençol freático ao longo do ano, tanto durante a estação seca quanto durante a estação chuvosa, a fim de se determinar a posição da água no subsolo com o objetivo de quantificar a sua importância nos processos de instabilização dos taludes. Para se analisar as três seções especificamente identificadas como representativas da área, utilizou-se o programa SLOPE/W da GEOSLOPE. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, coesão e ângulo de atrito, foram obtidos através de ensaios de cisalhamento direto e também comparados com os obtidos através de correlação com resultados dos ensaios dilatométricos-DMT. Reconstituindo-se a geometria original das seções escolhidas antes do primeiro escorregamento, a estabilidade destas três seções transversais foi analisada tanto durante a estação seca quanto na estação chuvosa. Verificou-se que introduzidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento das camadas dos referidos taludes, estes já apresentavam uma possibilidade de ruptura significativa, com fatores de segurança mínimos próximos da unidade. Estas iminências de escorregamentos estão associadas, muito provavelmente, ao tipo de solo (siltoso e micáceo) e à redução dos valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, devido principalmente à influência da água na sucção.

ABSTRACT

PESSÔA NETO, Djalma Pinto, M.S., Federal University of Viçosa, September 2004. **Analysis of Landslides on Natural Slopes that Failed in Inconfidência Park at Viçosa, Minas Gerais - Brazil.** Advisor: Enivaldo Minette. Committee Members: Roberto Francisco Azevedo and Dario Cardoso Lima.

This work deals with natural slopes that failed in a region located in Viçosa city, Minas Gerais state, in a neighborhood called Inconfidência. The causes of these landslides have been investigated by field (SPT and DMT) and laboratory (direct shear) tests. The water pressure in the subsoil due to seepage and variation of the water table level has been monitored continuously during a long period, to evaluate its importance in the process of the slopes failure. The space distribution of the subsoil layers as well as the water table level in the drought and rainfall seasons were determined by Standard Penetration Tests (SPT) and Dilatometer Tests (DMT). To analyse the three failed slopes, the software SLOPE/W was used. The shear strength soil parameters, cohesion and friction angle, were obtained by direct shear test and correlations with dilatometric test results. After estimating the original geometry before the first sliding, the stability of three transversal sections was investigated during the wet and dry seasons. It was verified that after the

input of the soils shear strength parameters, for these they have slopes presented high probability to failure. The mean factor of security was near the unity. Probably these landslides are associates to soil type, micaceous silt, and to change in the values of the soils shear strength parameters of, mainly due to the water influence on suction.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Colocação do problema

Devido às graves conseqüências que qualquer escorregamento pode causar para populações vizinhas, o estudo da estabilidade de encostas naturais é um dos grandes desafios da engenharia geotécnica. Apesar da estabilidade de alguns taludes ser comprometida pela ação humana, é grande o número de escorregamentos que ocorrem sem uma causa aparentemente clara.

Taludes naturais, em princípio estáveis, podem romper súbita e inesperadamente. A variedade e a natureza das causas e condições que determinam esses escorregamentos podem ser complexas, impossibilitando a elaboração de teorias e estudos de caráter geral. As duas causas mais comuns são as variações na frente de saturação e a alteração ou modificação progressiva da estrutura do solo sob a ação de agentes geológicos. Estas causas diminuem a resistência ao cisalhamento do solo, levando à sua instabilização (COSTA NUNES, 1987).



-Figura 01, muro seccionado por ruptura do solo.

1.2-Objetivo

Este trabalho procura identificar as causas que levaram a instabilização de algumas encostas no bairro Inconfidência, em Viçosa, Minas Gerais. Estas encostas, que são compostas, principalmente, por um solo siltoso e micáceo, sofrem instabilizações profundas, colocando em risco as casas construídas na sua parte superior.

1.3 - Estrutura da tese

A tese está dividida em cinco capítulos e um anexo distribuído da seguinte forma:

Neste capítulo 1 faz-se uma introdução à tese, explicitando o problema abordado e o objetivo do trabalho.

O capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica na qual se dá ênfase à estabilidade de taludes, aos tipos de movimentos de massa, às causas de escorregamentos de encostas naturais, à hipótese do equilíbrio limite e à influência da água na resistência ao cisalhamento dos solos. Aborda, ainda, as características dos solos residuais, aspectos relacionados à sucção em estabilidade de taludes, princípio das tensões efetivas para solos não saturados, cálculo de fatores de segurança e métodos de análise de estabilidade.

No capítulo 3 são apresentadas as descrições dos equipamentos e instrumentos utilizados na pesquisa, bem como a metodologia usada nos ensaios realizados: ensaios de campo (SPT e DMT) e de laboratório (caracterização e cisalhamento direto).

No capítulo 4 apresentam-se resultados dos ensaios realizados e análises e retroanálises (variando-se os valores de coesão efetiva até o limite de ruptura) utilizando-se o programa SLOPE/W. Mostra-se o tipo de solo, suas propriedades de engenharia, a variação do nível d'água, comparação dos parâmetros obtidos com os ensaios DMT, SPT e cisalhamento direto.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

No Anexo são apresentados os resultados gráficos dos ensaios de cisalhamento direto nos blocos ensaiados e a planta plani-altimétrica da área da pesquisa.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1- Tipos e ocorrência de movimentos de massa

Escorregamentos, deslizamentos, rastejos e quedas, são alguns dos termos utilizados para descrever movimentos de massa que ocorrem em encostas de solos e/ou rochas sob a ação da gravidade. Esses movimentos podem ser apenas inconvenientes, não merecendo muitas das vezes registro, como também podem ser catastróficos nas suas dimensões e conseqüências.

É importante classificar os movimentos, bem como investigar as suas causas, pois deste estudo depende a correta escolha do método de análise de estabilidade a ser empregado e das medidas de correção adequadas. Entretanto, a adoção de um sistema unificado de classificação de movimentos de massa tem sido difícil (Guidicini e Nieble, 1984).

HUANG (1990) classificou as movimentações de encostas quanto ao tipo em função da idade, da evolução do sinistro e das causas do movimento.

Vargas (1965) e Costa Nunes (1975) propuseram uma classificação que trata da ocorrência de movimentos em solos tropicais úmidos.

Augusto Filho (1992), propôs a seguinte classificação (Tabela 01), para movimentos de encostas observados na geomorfologia brasileira:

Tabela 01-Tipos de movimentos em encostas

Processos	Características
Rastejos	Vários planos de deslocamentos (internos), velocidades muito baixas (0,01m por ano) e geometria indefinida.
Escorregamentos	Poucos planos de deslocamento (externos), velocidades médias (1m por hora) a altas (1m por segundo). Podem ter geometria planar (em solos poucos espessos ou em solos e rochas, com um plano de fraqueza; circular (em solos espessos, homogêneos e rochas muitos fraturadas, e em cunha (material com dois planos de fraqueza).
Quedas	Sem planos de deslocamento, velocidade muito alta (100m por segundo), material rochoso, geometria variável, tombamento.
Corridas	Muitas superfícies de deslocamento, desenvolvimento ao longo das drenagens, velocidade média a alta, mobilização de solo, rocha, detritos e água, grande raio de alcance.

(AUGUSTO FILHO,1992)

HUANG (1990) e outros autores já haviam proposto uma classificação muito semelhante à de AUGUSTO FILHO (1992), na qual os movimentos de massa foram separados em três grandes grupos, a saber: deslizamentos, escoamentos e desmoronamentos. Em um deslizamento, boa parte do material que se move permanece em contato com a parte que não se move durante o movimento, e o movimento acontece segundo uma discreta e definida superfície; o termo escoamento define um deslizamento em que não há formação de uma superfície de escorregamento; e pôr último o termo desmoronamento define movimentos relativos bidirecionais.

Segundo Vargas (1977) os vários tipos de escorregamentos podem ser classificados da seguinte forma: “creia” ou rastejo; escorregamentos verdadeiros; deslizamento de talus; deslocamento de blocos de rocha; e, avalanches ou erosão violenta.

Segundo Massad (2003) os escorregamentos podem ser descritos, como se segue:

1. *Rastejos*: são movimentos lentos de camadas superficiais do solo, encosta abaixo; que se aceleram por ocasião de chuvas e se desaceleram em épocas de seca. Os rastejos são detectáveis, na Serra do Mar, pelas árvores inclinadas na direção do talude e podem com o tempo evoluir para escorregamentos verdadeiros.

2. *Escorregamentos verdadeiros*: referem-se a deslizamentos de volumes de solos ao longo de superfícies de ruptura bem definidas, cilíndricas ou planares. São, portanto, os únicos que podem ser submetidos a análises estáticas através de métodos de equilíbrio-limite. As causas que levam aos escorregamentos verdadeiros são: a alteração da geometria do talude por cortes ou escavações com o aumento da sua inclinação; colocação de sobrecargas no topo das encostas; infiltração de águas de chuvas, que podem elevar as poro-pressões no talude, conseqüentemente reduzindo a resistência cisalhante do solo; desmatamento e destruição da vegetação que pode ter um papel importante na estabilização das encostas, porque absorvem parte das águas de chuva e reforçam o solo com suas raízes.

3. Nos *deslizamentos de talus* a massa de material (solos e blocos de rocha) escoam como se fosse um fluido, ou líquido viscoso, sem a existência de uma linha de ruptura bem definida.

4. *Deslocamentos de blocos de rocha*: são movimentos que blocos ou lascas de rocha intactos, resistentes ao intemperismo, podem sofrer por ocasião de chuvas intensas e prolongadas que provocam a erosão do solo no qual os mesmos estão apoiados.

5. *Avalanches ou erosões violentas*: também conhecidas como “fluxos de detritos”, são fenômenos classificados como “desastres naturais”, pelo seu alto poder destrutivo e pelos danos que podem provocar em instalações e equipamentos urbanos ou à própria natureza original. São movimentos de massa que se desenvolvem em períodos de tempo muito curtos (alguns segundos a pouco minutos) e que têm algumas peculiaridades como: velocidades elevadas (18 a 72 Km/hora); alta capacidade de erosão e destruição, devido às grandes pressões de impacto (30 a 1000 kPa); transporte de “detritos” (galhos e troncos de árvores, blocos de rocha, cascalho, areia e lama) a grandes distâncias, mesmo em baixas declividades (5° a 15°). Ocorrem, em geral, após longos períodos de chuva, quando uma incidência pluviométrica mais intensa (6 a 10 mm em dez minutos) provoca escorregamentos de solo e rocha para dentro do curso d’água. A massa de solo mistura-se com água, em abundância, e é dirigida para os talwegues, arrastando árvores e materiais pedregosos que encontra pelo caminho (GUIDICINI et al.). A concentração de sólidos, em volume, pode variar em ampla faixa, de 30 a 70%. A vazão de um “debris flow” pode alcançar um valor de 10 a 20 vezes (ou mais) a vazão de cheia (água), para a mesma bacia hidrográfica e mesma chuva (Massad et al., 1997).

De uma forma geral, os movimentos de massa, chamados no meio geotécnico de deslizamentos, podem ser vistos de duas formas: do ponto de vista da Geotecnia, busca-se investigar a estabilidade e, conseqüentemente, as condições de equilíbrio da massa de solos e/ou rochas. Por outro lado, do ponto de vista da Geologia, esse fenômenos são, ao longo do tempo, considerados processos naturais de renovação da superfície terrestre, entendidos como ações exogênicas de rejuvenescimento da crosta terrestre.

No que se refere à instabilidade de massas de solo as causas podem ser definidas como (Terzaghi,1943):

- causas internas, que atuam reduzindo a resistência ao cisalhamento do solo que compõe o talude, sem alterar a sua geometria;
- causas externas, que modificam o estado de tensão atuante sobre o maciço, ocasionando um acréscimo nas tensões cisalhantes, igualando ou superando a resistência original do solo, levando o maciço à situação de ruptura; e,
- causas intermediárias, que são as que não podem ser definitivamente classificadas em uma das duas classes anteriores.

Nieble e Guidicini (1984), quando determinam e classificam os agentes responsáveis por escorregamentos em taludes e encostas naturais, os dividem em predisponentes e efetivos. Estes autores destacam que: (i) **Agentes predisponentes** são os formados pelo conjunto de condições geológicas, geométricas e ambientais que irão contribuir para que os movimentos de maciço ocorram. Esses agentes dependem apenas das condições naturais, como por exemplo: os tipos de complexo geológicos, morfológicos, climatológicos, hidrológicos, gravitacionais, termo-solar e vegetações originais; (ii) **Agentes efetivos** são os diretamente responsáveis pelo desencadeamento das movimentações de massa de solos, como por exemplo: ocorrência de chuvas intensas, erosões por água ou vento, abalos sísmicos, ações do ser humano, fusões de gelo e neve.

2.2 - Relação entre movimentos de massa e a presença de água.

As chuvas são geralmente causa preponderante na ocorrência de deslizamentos. O efeito grandeza desta influência depende, dentre outros fatores, das condições climáticas, da topografia local, da estrutura geológica das encostas e da permeabilidade do solo.

MENEZES e CAMPOS (1992), identificaram a possibilidade de ocorrência de rupturas de taludes em decorrência da redução da sucção, que pode ser associada à variação do grau de saturação do solo do talude. Assim, o fluxo de água decorrente da infiltração deve ser levado em consideração, admitindo-se que a ruptura ocorre na região já saturada pela frente de saturação, ou próximo a esta. Estes autores concordam que, durante os períodos de ocorrência de chuvas freqüentes, há um aumento contínuo e gradual do grau de saturação, logo uma diminuição da sucção e, conseqüentemente, das tensões efetivas, acarretando numa redução da resistência ao cisalhamento do solo, o que, eventualmente, pode levar o talude à ruptura. O provável mecanismo é o seguinte:

- antes do período de chuvas, o solo se encontra não-saturado (grau de saturação da ordem de oitenta por cento, ou menos), apresentando poro-pressões negativas, que originam, na sua envoltória de resistência, uma coesão aparente que é, em muitos casos, o fator preponderante na estabilidade do talude ou da encosta;
- quando ocorrem as primeiras chuvas, as camadas superficiais do talude absorvem água, com isso aumentam seu grau de saturação e, em conseqüência, sua condutividade hidráulica;
- forma-se, então, a dita frente de saturação, que avança até alguns decímetros ou metros de profundidade, à medida que as chuvas persistem. O grau de saturação inicial, o índice de vazios do solo, sua textura e plasticidade, os dados das precipitações pluviométricas, o tipo e a densidade de cobertura vegetal e, também a inclinação do talude ou encosta influem na profundidade e na velocidade de avanço da frente de saturação;
- quando o grau de saturação atinge valores próximos de 100% e a frente de saturação ultrapassa profundidades da ordem de alguns metros, apesar de se estabelecer algum fluxo na direção paralela à face do talude, a direção predominante de fluxo é vertical, em decorrência das forças gravitacionais e capilares;
- cessadas as precipitações, ocorre uma redistribuição da água que infiltrou, com o conseqüente aumento do teor de umidade médio, na região acima da frente de saturação;

- na ocorrência de uma nova precipitação, o avanço da frente de saturação será mais rápido, continuando o processo de saturação do talude, as conseqüentes reduções da sucção e da resistência ao cisalhamento do solo e o aumento do seu peso próprio. Esta conjugação de efeitos pode levar à ruptura da encosta ou do talude.

Esse mecanismo explica uma aparente contradição. Levantamento efetuado por MENEZES E CAMPOS (1992) num período de mais de vinte anos na cidade de Salvador revela que taludes muito íngremes são com freqüência, menos susceptíveis a ruptura que outros semelhantes, porém menos íngremes. Isto porque, taludes mais íngremes favorecem o escoamento superficial, reduzindo a infiltração e, assim, mantêm os efeitos positivos da sucção em sua estabilidade.

É interessante registrar que o avanço da frente de saturação prossegue mesmo após a chuva cessar, o que pode levar à ocorrência de rupturas alguns dias após a ocorrência de grandes precipitações, em dias nos quais a precipitação foi nula ou mesmo muito baixa.

2.3 – Resistência de Solos Não-Saturados

O princípio das tensões efetivas (PTE) proposto por TERZAGHI (1943) é bem aceito para o caso de solos saturados (TAYLOR, 1944; BISHOP et al., 1950). Em função disso, vários trabalhos propuseram expandir esse conceito para o caso dos solos na condição não saturada. Bishop (1959) forneceu uma das primeiras contribuições à mecânica dos solos não saturados estendendo o PTE para o caso de solos não-saturados, através da equação:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$$

Equação 01

FREDLUND (1978)

em que:

u_w = pressão da fase líquida nos vazios do solo;

u_a = pressão da fase gasosa nos vazios do solo;

χ = parâmetro de Bishop que depende do grau de saturação, tipo de solo e de efeitos de histerese decorrentes de processos de secagem e umedecimento do solo;

$(\sigma - u_a)$ = representa a tensão média líquida de um elemento de solo;

$(u_a - u_w)$ = sucção matricial.

Segundo Jennings e Burland (1962) ter-se-iam as seguintes conclusões:

- a) os resultados dos ensaios conduzidos por BISHOP (1959), embora indicassem que a equação proposta pudesse estar estaticamente correta, não podiam comprovar o PTE para os solos não-saturados.
- b) a equação tinha validade para o comportamento de solos não-saturados apenas para valores de graus de saturação da ordem de 20% para as areias, 50% para os siltes e areias finas, e finalmente 85% para as argilas. Entretanto, para solos com graus de saturação inferiores a estes valores, denominados de críticos, a equação não definia a relação entre o índice de vazios e a tensão efetiva, para a maioria dos solos ensaiados.

Jennings e Burland (1962) explicaram que, segundo a equação 01, quando se adiciona água a um corpo de prova, reduzindo sua sucção, ocorre uma redução de tensões efetivas; este decréscimo de tensões efetivas deve ser acompanhado por um aumento de volume do corpo de prova. Os autores mostraram ensaios com situações em que solos não-saturados sofreram redução da sucção matricial sob carregamento constante, ocorrendo adicionais diminuições de volume do corpo de prova (denominado colapso) que é o oposto do comportamento previsto segundo o PTE estendido por Bishop (1959).

Em função da equação 01, a envoltória de resistência de solos não saturados pode ser expressa por:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi_b \quad \text{Equação 02}$$

FREDLUND (1978)

em que:

τ = resistência ao cisalhamento efetiva do solo

c' = coesão efetiva do solo

ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo do solo

ϕ_b = ângulo que indica a taxa de crescimento da resistência ao cisalhamento (τ), em relação à sucção matricial.

O ângulo de atrito ϕ_b pode ser visto como um parâmetro que controla a variação da coesão do solo em função da sucção através da equação:

$$c = c' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi_b \quad \text{Equação 03}$$

A Equação 03 é uma extensão do critério de ruptura utilizado para o caso de solos saturados. Quando o solo aproxima-se da saturação, a pressão de água se aproxima da pressão de ar, e a sucção tende a zero, levando à equação original de Mohr- Coulomb para solos saturados.

A equação proposta representa um plano no espaço definido pela tensão cisalhante τ , e as duas variáveis de estado de tensões $(\sigma_n - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ (Figura 02). Este plano pode ser modificado para ajustar não linearidades associadas aos parâmetros do solo ϕ' e ϕ_b .

Experimentos realizados por Gan e Fredlund (1988) demonstraram que os parâmetros c' e ϕ' são relativamente constantes para solos com estrutura estável, porém ϕ_b varia com a sucção matricial. Para um solo com estrutura meta-estável observa-se um comportamento não linear de c' , ϕ' e ϕ_b . Estudos posteriores verificaram que o parâmetro ϕ_b pode não ser constante, podendo variar em função da sucção matricial no solo.

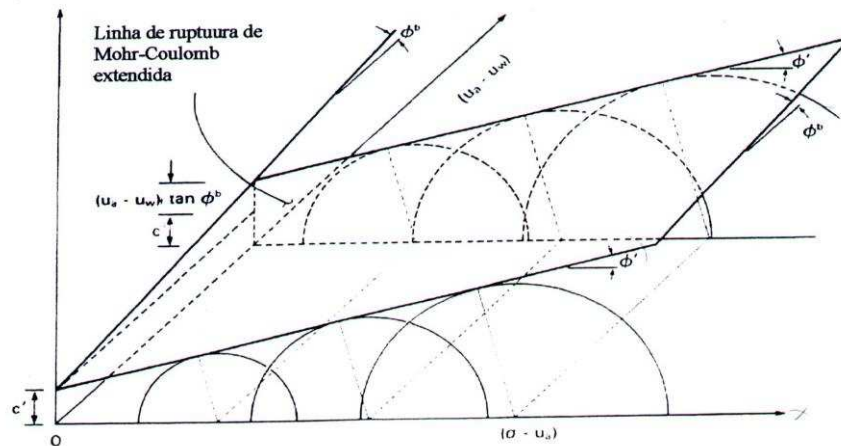


Figura 02 Gráfico 3D de tensão cisalhante modificada, Fredlund (1978).

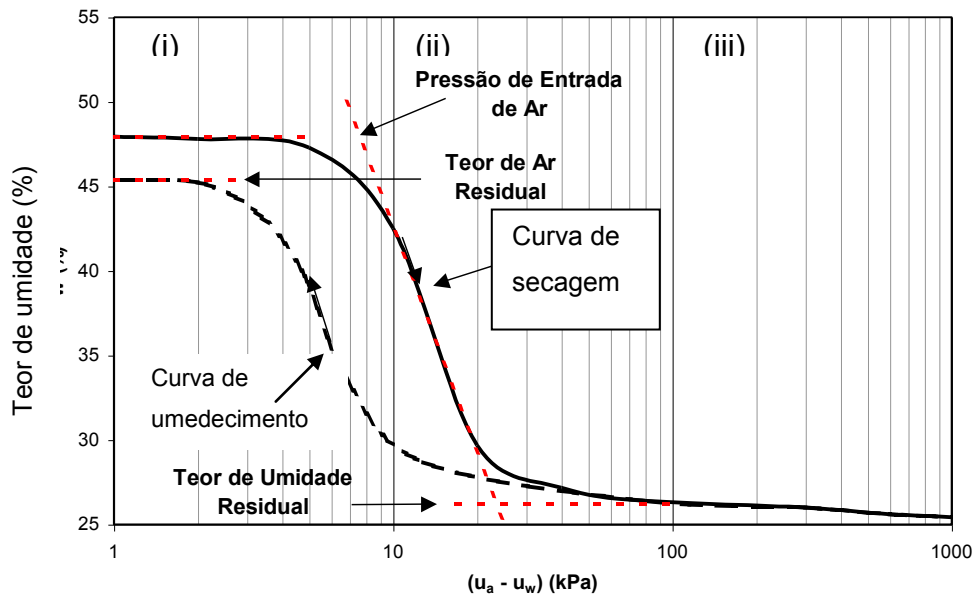
A dificuldade de se estabelecer o PTE para solos não-saturados conduziu vários pesquisadores a explicar a compressibilidade e resistência ao cisalhamento dos solos utilizando-se o conceito de variáveis de estado de tensões (FREDLUND e MORGESTERN, 1976 e 1977; FREDLUND e RAHARDJO, 1993; dentre outros autores).

No estudo da resistência ao cisalhamento de solos não-saturados, entende-se que, em especial, três aspectos devem ser considerados:

- (a) medir, de forma adequada, os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos em laboratório.
- (b) dispor de técnicas que permitam medir ou estimar a sucção ou poro-pressão negativa, no campo.

(c) estender a análise-limite convencional aplicada à estabilidade de taludes, de modo a incorporar a equação de resistência ao cisalhamento dos solos parcialmente saturados.

A quantificação da sucção pode ser efetuada pela curva característica (figura 03) de um solo, que representa a relação do seu teor de umidade versus a sucção, observando-se a ocorrência de três zonas de interesse

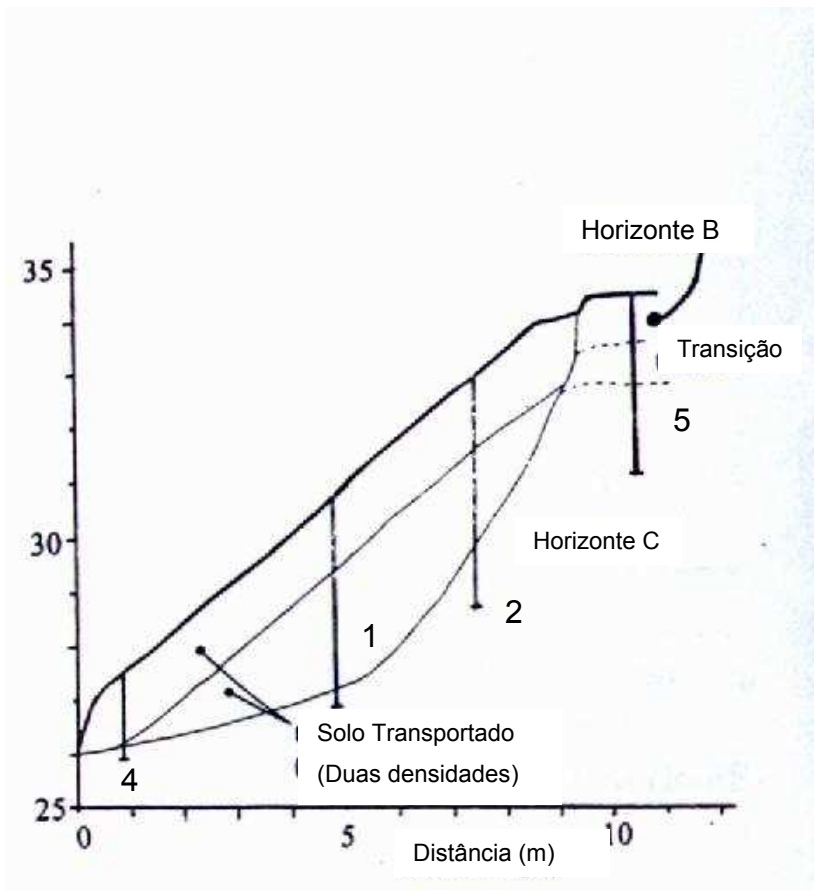


(VANAPALLI et al. ,1996).

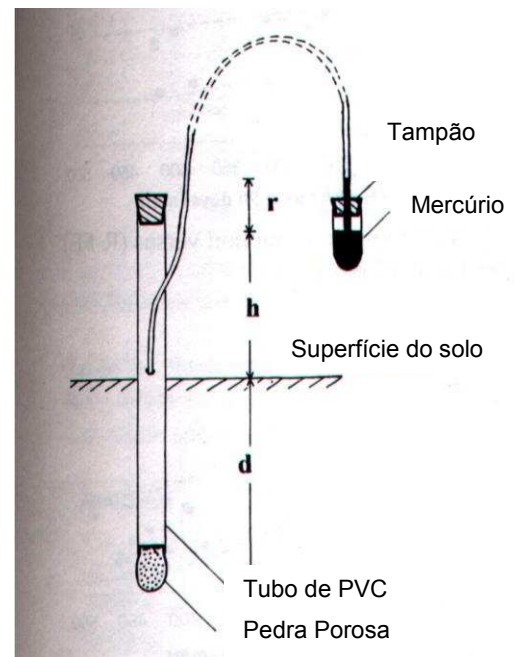
Figura 03, exemplo de curva característica de um tipo de solo.

- (i) zona limite de saturação, na qual todos os poros do solo são preenchidos com água; o limite desta zona para com a próxima é o valor da entrada de ar (fase gasosa), no qual a sucção corresponde ao valor em que o ar começa a entrar nos poros do solo.
- (ii) zona de transição primária e secundária, na qual o teor de umidade do solo diminui expressivamente com os acréscimos de sucção (zona de transição primária) e grandes aumentos na sucção podem levar a apenas pequenas variações no teor de umidade do solo (zona de transição secundária).

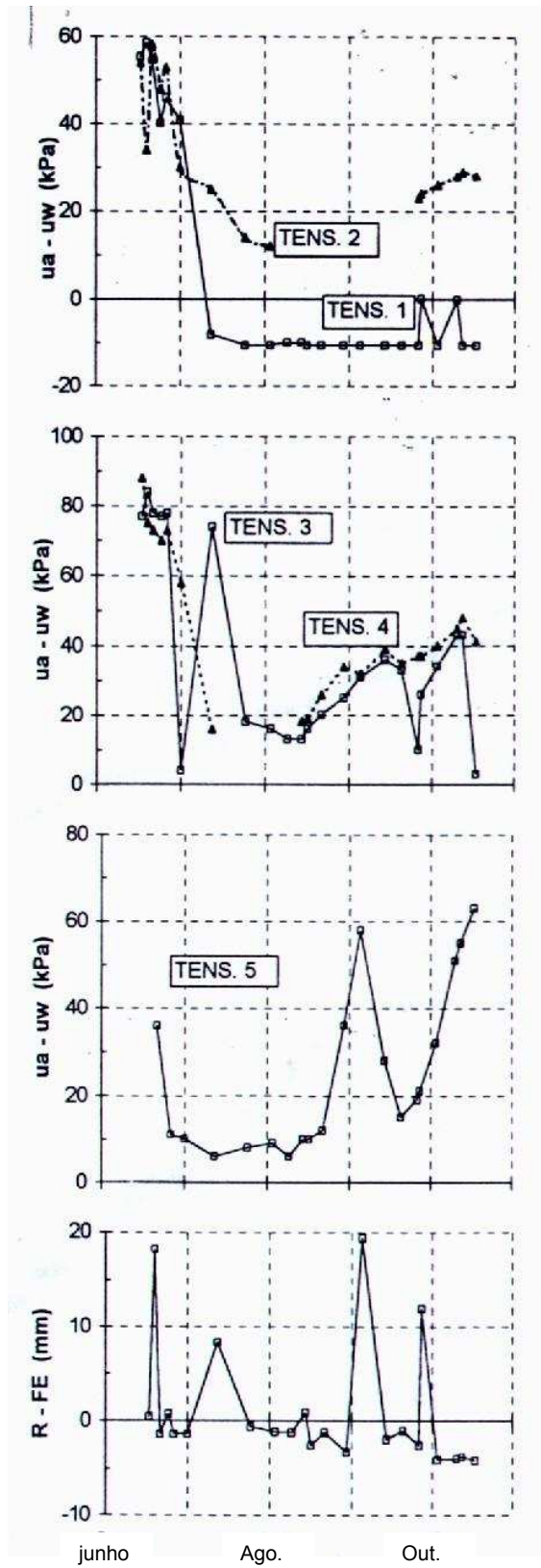
(iii) zona de saturação residual, na qual variações na sucção pouco ou nada alteram o teor de umidade do solo, sendo que a transição entre a segunda e terceira zona, é comumente designado de teor de umidade residual(h). Através de medições de sucção no campo de um talude em solo residual, Bressani (1997) apresentou um trabalho realizado na cidade de Porto Alegre, onde utilizou tensiômetros com graduação de mercúrio (Figuras 04 e 05). Os diagramas apresentados na figura 06, mostram a variação da sucção com o tempo medida através de cinco tensiômetros instalados no talude. O diagrama (Figura 06) inferior aponta valores diários da diferença entre precipitação (R) e livre evaporação (FE), referenciados pelo Serviço de Meteorologia de Porto Alegre. Como se vê, apenas o tensiômetro de número 05, localizado no horizonte B, apresenta alguma correspondência ao índice de precipitação- evaporação.



-Figura 04, seção geotécnica do estudo de sucção.



-Figura 05, tensiômetro com graduação de mercúrio.

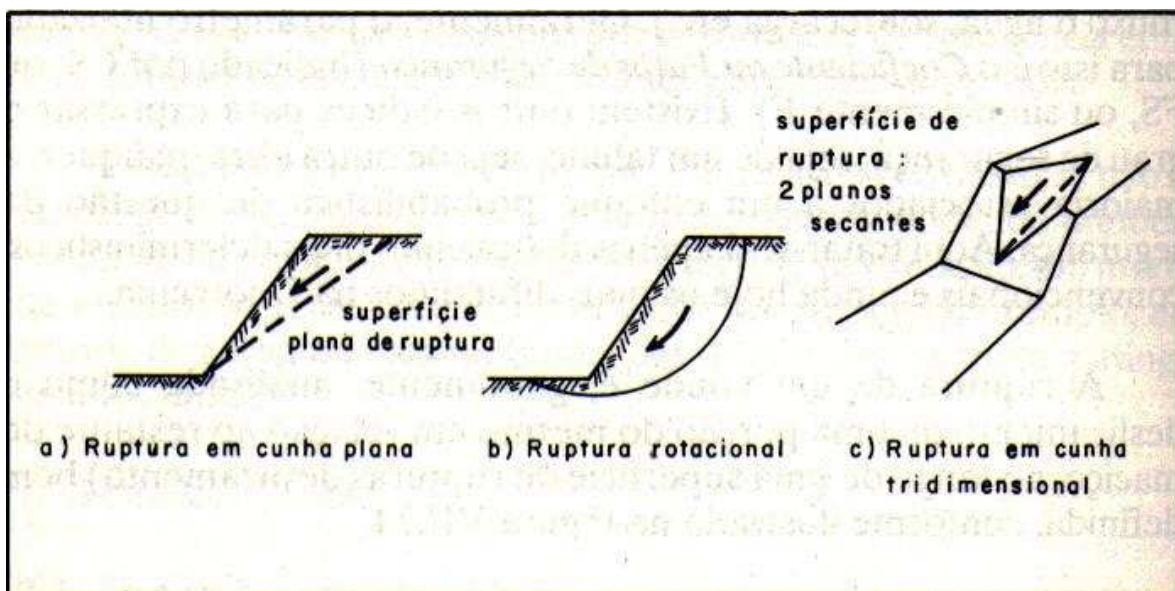


-Figura 06, diagramas comparativos do estudo de BRESSANI (1997).

2.4- Estabilidade de taludes

A análise da estabilidade de um talude é feita por métodos que procuram determinar um parâmetro que permita quantificar o quão estável ou instável está o talude analisado, nas condições às quais está submetido: fluxo d'água, sobrecarga, etc. Geralmente o parâmetro usado para isto é o fator de segurança, FS.

Na figura 07 mostra-se que a ruptura de um talude é geralmente analisada como o deslizamento de uma porção do mesmo, em relação ao maciço, ao longo de uma superfície denominada de superfície de ruptura, ou de deslizamento.



-Figura 07, Tipos de ruptura.

Nestes casos a análise é feita sempre considerando-se a porção do talude que desliza como um “corpo rígido”. Na prática, isto equivale a se adotar uma relação entre tensão e deformação do tipo “rígido-plástica”, o que é, evidentemente, uma simplificação do comportamento real do solo (IPT,1991). O fator de segurança é, nestes casos, estabelecido como a relação entre o esforço resistente e o esforço atuante na superfície passível de sofrer deslizamento. Para este cálculo, os esforços solicitantes tanto podem ser forças, momentos, como também, tensões normais, tensões cisalhantes, etc.

Os métodos para a análise de estabilidade de taludes baseiam-se na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, considerada como corpo rígido-plástico, na iminência de entrar em um processo de escorregamento. Daí a denominação “métodos de equilíbrio-limite” (MASSAD,2003).

Partindo-se do conhecimento das forças atuantes, são determinadas, através de equações de equilíbrio, as tensões de cisalhamento no solo. A análise termina com a comparação dessas tensões com a resistência ao cisalhamento do solo em estudo.

As análises de estabilidade podem considerar a massa de solo como um todo (Método do Círculo de Atrito), ou subdividida em lamelas (Método Sueco), ou em cunhas (Método das Cunhas).

A partir de 1916, motivados pelo escorregamento que ocorreu no cais de Stigberg, em Gotemburgo, os suecos desenvolveram os métodos de análise hoje em uso, baseados no conceito de “equilíbrio - limite”, tal como foi definido acima. Constatou-se que as superfícies de ruptura eram aproximadamente circulares e que o escorregamento ocorria de tal modo que a massa de solo instabilizada se fragmentava em fatias ou lamelas verticais. O conceito de “círculo de atrito” e a divisão da massa de solo em “lamelas” (ou fatias) já eram praticados naquele tempo, e o que Fellenius fez, na década de 1930, foi estender a análise para levar

em conta também a coesão na resistência ao cisalhamento do solo, além de considerar casos de solo estratificado.

2.4.1 - Métodos de Equilíbrio-Limite

Os métodos de Equilíbrio – Limite partem dos seguintes pressupostos:

- a) o solo se comporta como material rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente, sem se deformar.
- b) as equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, quando na realidade, o processo é dinâmico;
- c) o coeficiente de segurança (FS) é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

Na classe de métodos de equilíbrio-limite existem diversas variantes, conforme o quadro abaixo:

-Quadro 02 - tipos de métodos para a análise de estabilidade de taludes.

Método do círculo de atrito	
Método Sueco	Método de Fellenius
	Método de Bishop Simplificado
	Método de Janbu e Morgenstern Price
Método das cunhas	

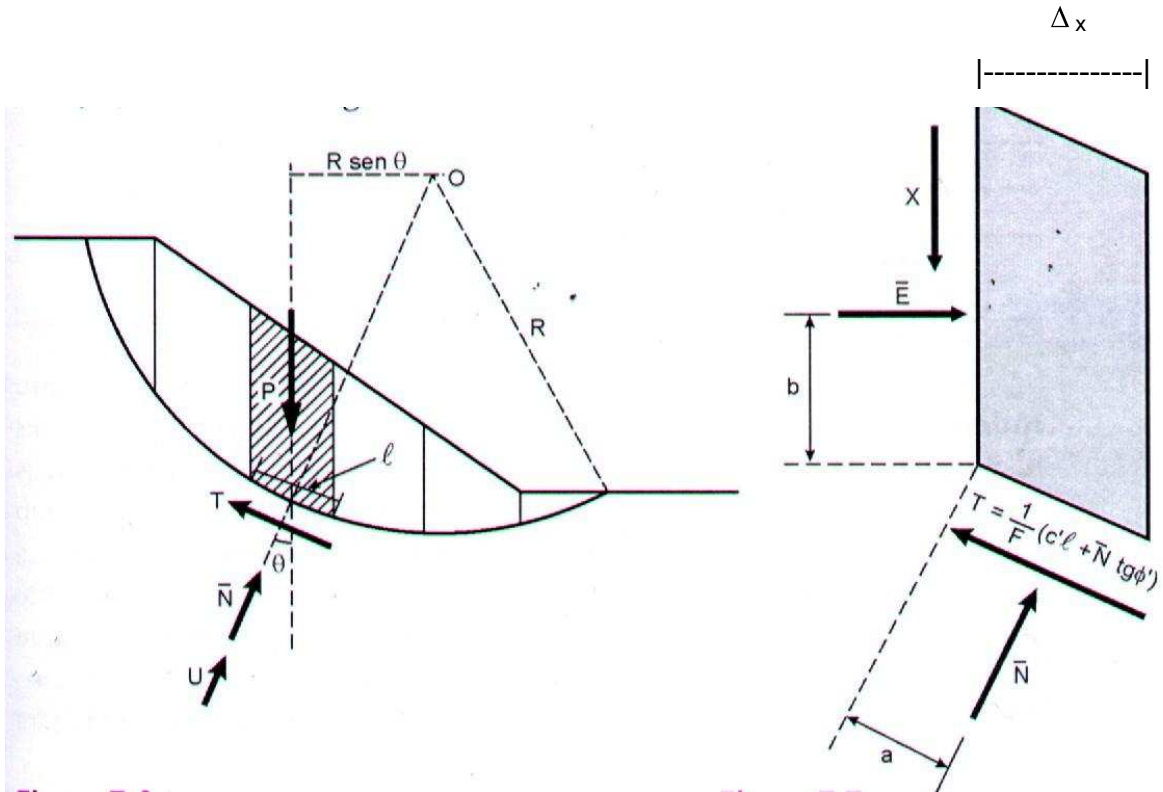
Existem outros métodos derivados do Método Sueco não indicados no quadro acima. Com base no equilíbrio plástico limite, tem-se os de Elementos Finitos e Probabilísticos, mas que não são usuais em estudos de estabilidade de taludes.

Referindo-se ao tipo de superfície de ruptura os métodos para cálculo de estabilidade de taludes são:

- (i) para superfície plana de ruptura, a ruptura se desenvolve ao longo de uma fratura ou por um plano de escoamento natural ou artificial: Métodos de Culman e Talude Infinito;
- (ii) para superfície curva de ruptura, têm por diretriz um arco de circunferência, espiral logarítmica, etc. Em solos homogêneos, as superfícies mais comuns são circulares ou cilíndricas, já que o círculo tem a menor área por unidade de massa. Métodos: Círculo de Atrito, Espiral Logarítmica, Bishop Simplificado e Fellenius;
- (iii) Superfície qualquer de ruptura: solos com vários planos de fraqueza ou de baixa resistência ao cisalhamento, a superfície de ruptura pode ser formada pela união de vários segmentos de reta que passam que passam por estes planos. Os métodos usados utilizam processos iterativos via computadores. Exemplos: Janbu, Morgenstern e Price e Spencer.

Serão apontados nesta revisão bibliográfica os métodos de Fellenius e Bishop Simplificado, que permitem resolver muitos problemas de estabilidade de taludes de obras de terra. Estes dois métodos serão comparados com os métodos Janbu e Morgenstern Price, tomado como referência por ser mais preciso (WHITMAN e Bailey, 1967).

Nesses dois métodos, admite-se que a superfície de ruptura seja um arco de circunferência. Além disso, a massa de solo é subdividida em lamelas ou em fatias como mostra a figura 08.



-Figura 08, superfície crítica e subdivisão em lamelas.

Generalizando, tem-se uma lamela com a indicação de forças e alguns parâmetros desconhecidos. O equilíbrio das forças ainda envolve o peso (P) da lamela, as forças resultantes das pressões neutras, tanto na base (U) quanto nas faces das lamelas (não indicadas nos desenhos), e as forças do tipo E e X , atuantes na face direita da lamela.

Antes de se focar detalhadamente esses dois métodos, lida-se com uma etapa comum a eles: a pesquisa da superfície crítica, isto é, a superfície que tem coeficiente de segurança mínimo (FS_{min}). Para tanto, define-se uma malha de centro de círculos a pesquisar, impõe-se uma condição, como círculos passando por determinado ponto ou tangenciando uma linha, e determina-se o valor de FS correspondente a cada centro. Dessa forma é possível traçar curvas de igual valor de FS (isofatores), que possibilitam determinar o fator de segurança mínimo (FS_{min}) e a superfície crítica.

- Método de Fellenius

A partir da expressão do fator de segurança, válida tanto para o método de Fellenius como para o método de Bishop Simplificado:

$$FS = \frac{\sum(c'l + N.tg\phi')}{\sum(P.sen\theta)} \quad \text{Equação 04}$$

e conhecendo-se as forças normais às bases das lamelas (N), através do equilíbrio das forças na direção da normal à base da lamela (direção do raio do círculo de ruptura), tem-se:

$$N + U = P.\cos\theta \quad \text{Equação 05}$$

ou seja,

$$N = P.\cos\theta - u.\Delta x.\sec\theta \quad \text{Equação 06}$$

substituindo-se na expressão inicial do fator de segurança, obtém-se:

$$FS = \frac{\sum c'l + (P.\cos\theta - u.\Delta x.\sec\theta).tg\phi'}{\sum(P.sen\theta)} \quad \text{Equação 07}$$

Na prática, para determinadas situações e em virtude do tratamento que se dá a pressões neutras, este método pode induzir erros, pois pressões neutras elevadas implicam valores negativos de N (forças normais).

Apesar disto o método de Fellenius continua sendo utilizado em decorrência de sua simplicidade. Ele é, de uma maneira geral, mais conservador do que os métodos considerados mais rigorosos, como o de Bishop Simplificado e de Morgenstern & Price.

- Método de Bishop Simplificado

O método de Bishop (1955) considera a interação entre as várias lamelas, admite uma superfície de ruptura circular e satisfaz as condições de equilíbrio de forças e de momentos (Abramson et al., 1996). A hipótese utilizada neste método para suprir a indeterminação estática é a imposição de que seja feito o equilíbrio de forças na direção vertical.

Uma variante do método de Bishop, dita simplificado (Bishop Simplificado), é um processo ao qual se impõe que o somatório das forças horizontais entre as lamelas seja igual a zero. Do equilíbrio de forças na direção vertical, tem-se que:

$$(\bar{N} + U) \cdot \cos \theta + \sum W \cdot \sin \theta = P \quad \text{Equação 08}$$

ou seja, tendo em vista a equação 09:

$$\bar{N} = \frac{P - \sum W \cdot \sin \theta - \frac{c' \Delta x \cdot \tan \theta}{FS}}{\cos \theta + \frac{\tan \phi' \cdot \sin \theta}{FS}} \quad \text{Equação 09}$$

Substituindo-se então a resultante efetiva das forças normais na expressão genérica do fator de segurança, obtém-se:

$$FS = \frac{\sum \left[c'1 + \frac{P - u.\Delta x - c' \Delta x.tg\theta / FS}{\cos\theta + tg\phi'.sen\theta / FS} .tg\phi' \right]}{\sum(p.sen\theta)}$$

Equação 10

que permite o cálculo de FS através de um processo iterativo.

- Métodos de Janbu e Morgenstern Price

Os métodos de Janbu e Morgenstern & Price trabalham com superfície de ruptura de forma qualquer sendo bem recomendados quando se está trabalhando com solos muito heterogêneos e, ou, pronunciada anisotropia na resistência ao cisalhamento (LUÍS,2000).

A hipótese do método de Janbu (Abramson et al., 1996) é que a localização das forças interlamelares pode ser arbitrariamente escolhida. O que se faz, na prática, são sugestões de localização da linha de empuxo de acordo com o tipo de solo, coesivo ou granular. Adotada esta localização o problema torna-se estaticamente determinado. De acordo com alguns autores, se tanto condições de momento e de forças forem atendidas, o efeito da localização da linha de ação de forças interlamelares altera pouco o valor do fator de segurança.

O método de Morgenstern & Price (1965) considera na análise o equilíbrio de forças normais e tangenciais atuando sobre a fatia, bem como o equilíbrio dos momentos atuantes nesta fatia. A indeterminação estática deste método é superada pela hipótese de que as forças tangenciais podem ser descritas como função das forças normais que atuam sobre cada fatia, através de uma função do tipo $S = \lambda * f(x) * E$, em que E é o valor do empuxo total que atua entre duas lamelas consecutivas, λ é um valor numérico que representa a percentagem de empuxo (E) transmitida entre as lamelas por força tangencial e $f(x)$, uma função que mostra como o empuxo varia entre lamelas consecutivas. Através de

iterações, os valores numéricos de λ e $f(x)$ são encontrados e, de posse desta relação, o problema torna-se estaticamente determinado (LUÍS,2000).

Entre os métodos que funcionam com base nos conceitos de equilíbrio limite, o método de Morgenstern & Price é considerado um dos mais precisos, visto que não faz nenhuma definição arbitrária da localização e do valor das forças interlamelares.

2.5- Fatores intervenientes na medida de SPT.

As vantagens deste ensaio em relação aos demais são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto. Apesar das críticas pertinentes que são freqüentemente feitas à diversidade de procedimentos utilizados para a execução do ensaio e alguma falta de racionalidade nos métodos de uso e interpretação, esse é, ainda hoje, o ensaio mais usado no Brasil na prática da engenharia geotécnica.

Os fatores relacionados com a técnica de escavação são mais importantes, podendo-se destacar pelo método de estabilização: a) perfuração revestida e não preenchida totalmente com água; b) uso de bentonita; c) revestimento cravado além do limite de cravação; d) ensaio executado dentro da região revestida. A influência do equipamento na realidade brasileira pode ser aferida a partir de Belicanta (1998). Pode-se descrever os seguintes aspectos de equipamento como influenciadores nos resultados: a) atrito energia versus martelo transferida pelos diferentes mecanismos de levantamento e liberação de queda, massa do martelo e uso de cepo de madeira do martelo; b) hastes-peso e rigidez, comprimento, perda de energia nos acoplamentos; c) amostrador – integridade da sapata cortante, uso de válvula, uso de revestimento plástico interno (prática americana). A tendência moderna recomenda a medida de energia para cada prática, sendo a norma ASTM D4.633-86 indicada para tal finalidade (MASSAD, 2003).

Além da influência do equipamento, deve-se reconhecer os efeitos das condições do solo na resistência à penetração. Quando o amostrador é impelido para dentro do solo, sua penetração é resistida pelo atrito nas superfícies externas e internas na base do amostrador. Como resultado, a massa do solo nas proximidades do amostrador é afetada pela energia de choque do martelo transmitida através das hastes. O excesso de pressões neutras geradas será dissipado em função da permeabilidade do material testado. Como o comportamento dos solos depende da trajetória de tensões e nível de deformação a que são submetidos, teoricamente o ensaio de campo ideal deveria impor um caminho de tensões e nível de deformações uniforme em toda a massa envolvida no processo, complementado por condição não-drenada ou drenada. Nem o SPT nem outros ensaios de campo satisfazem a essas condições.

Em solos coesivos a resistência à penetração é reconhecidamente função da resistência não-drenada, S_u . Além desses aspectos, deve-se levar em conta que a resistência não-drenada não é uma propriedade do solo, pois depende da trajetória de tensões e, como consequência, do ensaio utilizado para sua determinação.

2.6- Dilatômetro

O dilatômetro constitui-se de uma lâmina de aço inoxidável dotada de uma membrana circular de aço muito fina, em uma das suas faces, similar a um instrumento tipo célula de pressão total.

O ensaio dilatométrico (DMT) consiste na cravação da lâmina dilatométrica no terreno, medindo-se o esforço necessário à penetração, para em seguida usar a pressão de gás para expandir a membrana de aço (um diafragma) no interior da massa de solo. O equipamento é portátil e de manuseio relativamente fácil, sendo a sua operação simples e econômica.

- Índices dilatométricos

Marchetti (1980) estabeleceu um conjunto de correlações semi-empíricas entre os índices dilatométricos e as principais propriedades de comportamento do solo: coeficiente de empuxo no repouso, razão de sobre-adensamento, módulo de deformabilidade e resistência ao cisalhamento do solo, bem como indicações do tipo de solo e densidade. Outros parâmetros puderam ser correlacionados, posteriormente.

a) Módulo dilatométrico (ED)

Conhecidos os valores de P_0 e P_1 , a diferença entre estas pressões pode ser utilizada na determinação do módulo de elasticidade do solo. Assumindo que o carregamento da placa pode ser representado por um carregamento flexível numa área circular aplicado na superfície de um semi-espaco elástico, a solução matemática deste problema é dada por:

$$\delta(r) = \frac{4}{\pi} \left(\frac{1-\nu^2}{E} \right) (P_1 - P_0) \sqrt{1 - \left(\frac{r}{r_a} \right)^2} \quad \text{Equação 11.}$$

sendo:

$\delta(r)$ = deslocamento radial do centro da membrana

r = raio do ponto de interesse

r_a = raio da área carregada

E = módulo de Young do solo

ν = coeficiente de Poisson do solo

A razão $E/(1-\nu^2)$ é definida como o módulo dilatométrico do solo E_D . Para $r_a = 30\text{mm}$, $r = 0\text{mm}$ e $\delta_r = 1,1\text{mm}$, a equação anterior resulta em:

$$E_D = 34,70.(P_1 - P_0)$$

Equação 12.

O módulo E_D é drenado em areia, não-drenado em argilas e parcialmente drenado em solos argilo-arenosos.

b) Índice de Material (ID)

O índice de material é definido como a razão entre $(P_1 - P_0)$, e a pressão horizontal efetiva $(P_0 - u_0)$, sendo u_0 a pressão hidrostática no solo:

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0}$$

Equação 13.

O índice é utilizado predominantemente como um indicador do tipo de solo, restringindo a faixa de aplicação de correlações empíricas.

c) índice de tensão horizontal (K_D)

O índice de tensão horizontal do solo é definido de forma análoga ao coeficiente de empuxo no repouso k_0 .

O aumento de K_D é proporcional à tensão horizontal in situ, porém é também sensível a outras propriedades do solo; a razão de sobre-adensamento, idade do depósito e grau de cimentação afeta os valores de K_0 .

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_v}$$

Equação 14.

σ'_v - tensão vertical efetiva

Um resumo das correlações existentes entre os índices dilatométricos e os parâmetros geotécnicos é apresentado na tabela 03.

Tabela 03- correlações entre índices dilatométricos e parâmetros geotécnicos.

Parâmetros geotécnicos	Índices do dilatômetro	Referência
S_u (argilas)	I_D, K_D	Marchetti (1980)
ϕ' (areias)	I_D, K_D , força de cravação ou q_c adjacente	Schmertmann (1982), Marchetti (1975)
K_o (argilas)	I_D, K_D	Marchetti (1980)
K_o (areias)	K_D , força de cravação	Schmertmann (1982)
OCR (argilas)	I_D, K_D	Marchetti (1980)
OCR (areias)	K_D , força de cravação	GPE (1983)
Módulo	I_D, E_D	Marchetti (1980), Baldi e outros (1986), Robertson e outros (1988)

(SCHNNAID, 2003)

2.7-Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento e se baseia diretamente no critério de Coulomb. Aplica-se uma tensão normal num plano e obtém-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura.

O ensaio em si é muito prático. A análise do estado de tensões durante o carregamento, todavia, é bastante complexa. O plano horizontal, antes da aplicação das tensões cisalhantes, é o plano principal maior. Com a aplicação das forças horizontais T , ocorre uma rotação dos planos principais. Por outro lado, se impõe que o plano de ruptura ocorra no plano horizontal que separa as duas partes da caixa bi-partida, que não é, necessariamente, o plano de maior fraqueza da amostra.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

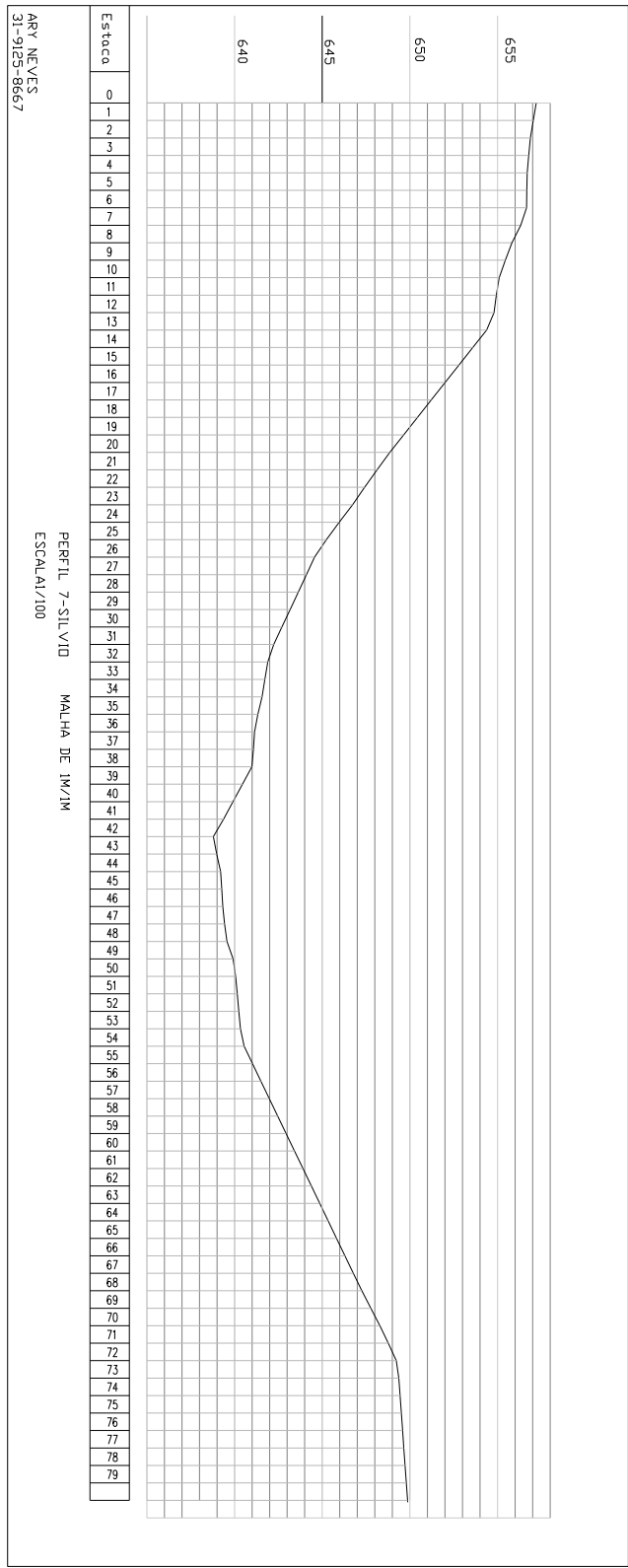
3.1- Localização

O bairro Inconfidência situa-se em Viçosa, estado de Minas Gerais, distante aproximadamente 3 Km do centro urbano. O seu acesso se faz via a rodovia BR-120 e, de acordo com o levantamento plani-altimétrico, o município de Viçosa é delimitado pelo meridiano $42^{\circ}51'30''$ e pelo paralelo $20^{\circ}46'00''$. A altitude média da área em estudo é de 655 metros.

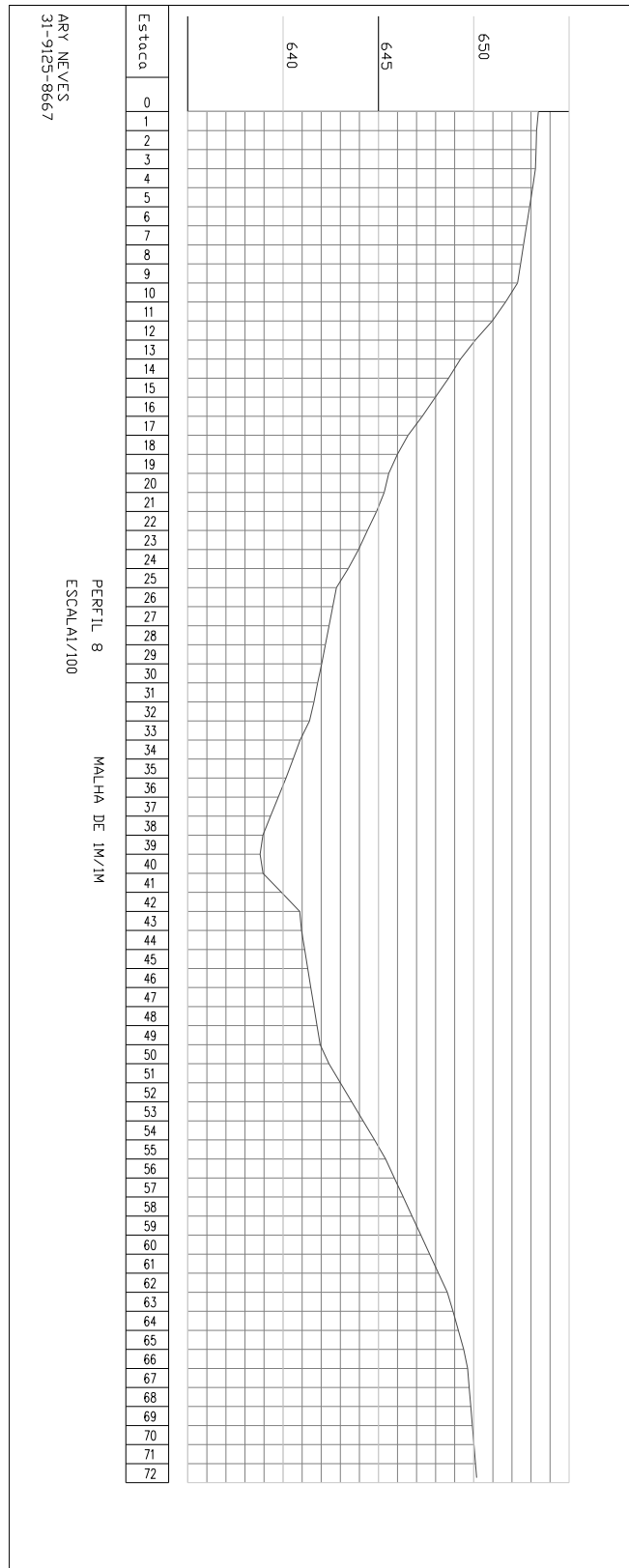
Um mapa plani-altimétrico numa escala 1:500(m) da área problemática do Bairro está anexado ao final da tese.

A partir deste mapa plani-altimétrico algumas seções transversais foram definidas e traçadas a partir do caminho da campanha de sondagens de SPT. As três seções mostradas nas figuras 10 a 12 foram definidas para estudar o problema das instabilizações.

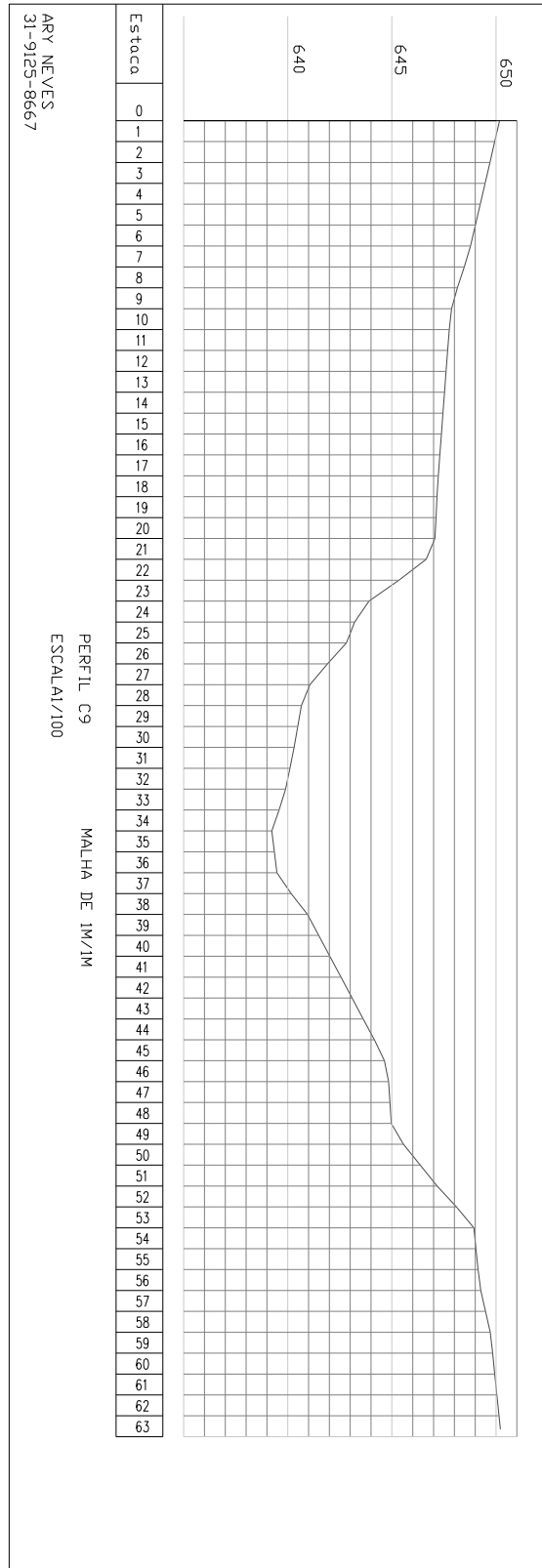
Apresenta-se nas figuras 09,10 e 11 os perfis topográficos transversais, sem escala, da área da pesquisa, indicados na planta no ANEXO da tese.



-Figura 09, perfil 07 topográfico transversal na área da pesquisa (sem escala).



-Figura 10, perfil 08 topográfico transversal na área da pesquisa (sem escala).



-Figura 11, perfil 09 topográfico transversal na área da pesquisa.

3.2-Ensaio de campo

3.2.1-Sondagens de simples reconhecimento tipo SPT.

Os ensaios Standard Penetration Test (SPT) realizados nesta tese (07) foram executados de acordo com as recomendações da NBR 6484/2001.

A figura 12 apresenta parte da linha de ruptura do solo, junto ao local do ensaio SPT, furo 4B.



-Figura12, linha de ruptura próxima ao SPT 4B.

3.2.2-Ensaio dilatométrico

O procedimento do ensaio, conforme recomendações da ASTM, consiste na penetração da lâmina dilatométrica verticalmente no interior da massa de solo, utilizando-se preferencialmente um sistema hidráulico de cravação. Nos ensaios realizados nesta tese, utilizou-se de um quadro de reação montado em perfis metálicos e fixado ao solo através de tubos helicóides, com avanço manual através de um sistema de roldanas e cabo de aço, acionado por um trefor (CAVALCANTE,1999). A velocidade de avanço da lâmina é considerada aceitável no intervalo de 2 a 4 cm/s (MARCHETTI,1980).

A penetração é interrompida a cada 20 centímetros, quando se procede imediatamente à expansão da membrana, registrando-se as pressões:

- A- pressão (P_0) necessária para um deslocamento horizontal do centro da membrana de 0,05 mm ($\pm 0,02$ mm);
- B- pressão (P_1) no interior do diafragma para um deslocamento radial da membrana de 1,10 mm ($\pm 0,03$ mm);
- C- pressão interna no diafragma durante a despressurização do sistema, quando a membrana retorna ao deslocamento correspondente à pressão neutra nos poros do solo;

A unidade de controle de pressões utiliza um sistema eletromecânico simples para registrar as pressões A, B e C. Uma válvula micrométrica possibilita o incremento gradual de pressões no interior da lâmina, forçando o diafragma a se deslocar horizontalmente no interior do solo. A pressão de gás é registrada manualmente nos diferentes estágios do ensaio. No primeiro estágio de deslocamento, a membrana desloca-se da lâmina, ativando um circuito elétrico que interrompe um sinal acústico na unidade de controle. Para a deflexão de 1,1 mm o circuito elétrico é reativado, restabelecendo o sinal acústico. Nestes instantes registram-se as leituras das pressões correspondentes.

3.3 – Ensaio de Laboratório

3.3.1 - Ensaio de caracterização

Inicialmente a partir de amostras deformadas, extraídas no ensaio SPT e, posteriormente com base em amostras indeformadas coletadas no campo (locais indicados na planta anexa), realizaram-se ensaios para caracterização do material: peso específico dos sólidos (NBR 6508-outubro/1984 da ABNT), granulometria conjunta (NBR 7181-dezembro/1984) e limites de Atterberg (NBR 6459-outubro/1984 e NBR 7180-outubro/1984) bem como, peso específico natural e teor de umidade somente para as amostras indeformadas.

3.3.2 - Ensaio de cisalhamento direto

Trabalhou-se com corpos de prova de base quadrada com dimensão de 50,80 mm e altura de 20,00 mm, adensamento inicial de aproximadamente 30,0 minutos e duração dos ensaios em torno de 2 horas.

Aplica-se inicialmente uma força vertical N . Por meio de um deslocamento horizontal imposto na parte superior da caixa bi-partida, uma força tangencial T é aplicada indiretamente na parte superior do corpo de prova. As forças T e N , divididas pelas respectivas áreas das seções transversais do corpo de prova, indicam as tensões σ e τ que nele estão ocorrendo. A tensão τ pode ser representada em função do deslocamento no sentido do cisalhamento, se identificam a tensão de ruptura $\tau_{m\acute{a}x}$, e a tensão residual, que o corpo de prova ainda sustenta, após ultrapassada a situação de ruptura, τ_{res} . O deslocamento vertical (Δh) durante o ensaio também é registrado, indicando se houve diminuição ou aumento de volume durante o cisalhamento (PINTO,2002).

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados nesta tese com tensões normais de: 25 kPa, 50 kPa, 75 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa, para simular-se

da melhor forma as condições reais de campo. A velocidade usada nos ensaios foi de 0,0142 mm/min e foram atendidas as recomendações de Head (1982) correspondidas a resultados já obtidos nos solos de Viçosa (PITANGA, 2002).

Finalmente, no ensaio de cisalhamento direto não se controla as condições de drenagem, pois o ensaio é aberto. Os ensaios em solos arenosos foram feitos de forma a que as pressões neutras se dissipassem e os resultados pudessem ser interpretados em termos de tensões efetivas (ORTIGÃO, 1995).

No caso da presente pesquisa, optou-se por realizar os ensaios na condição drenada–não saturada, até a resistência de pico e saturando-se as amostras a partir deste ponto. O procedimento de ensaio adotado após atingir-se a tensão de pico (equivalente a de ruptura), de inundar as amostras ensaiadas foi indicado para simular as piores condições de campo nos dados obtidos para as análises de estabilidade, segundo recomendação de BARBOSA (2003). Tal recomendação baseia-se no fato de já terem sido feitos anteriormente ensaios de cisalhamento direto com (4, 8 e 24 horas) e sem imersão para dois latossolos, e um solo residual jovem (saprolítico) com velocidade de ensaio de 0,0094 mm / min.

Para todos, há diferenças significativas nas envoltórias. Para o saprolítico, numa tensão de 200 kPa, há queda de aproximadamente 20% na resistência ao cisalhamento do solo. Não houve influência significativa do tempo de inundação da amostra na resistência ao cisalhamento do solo (PITANGA, 2002).

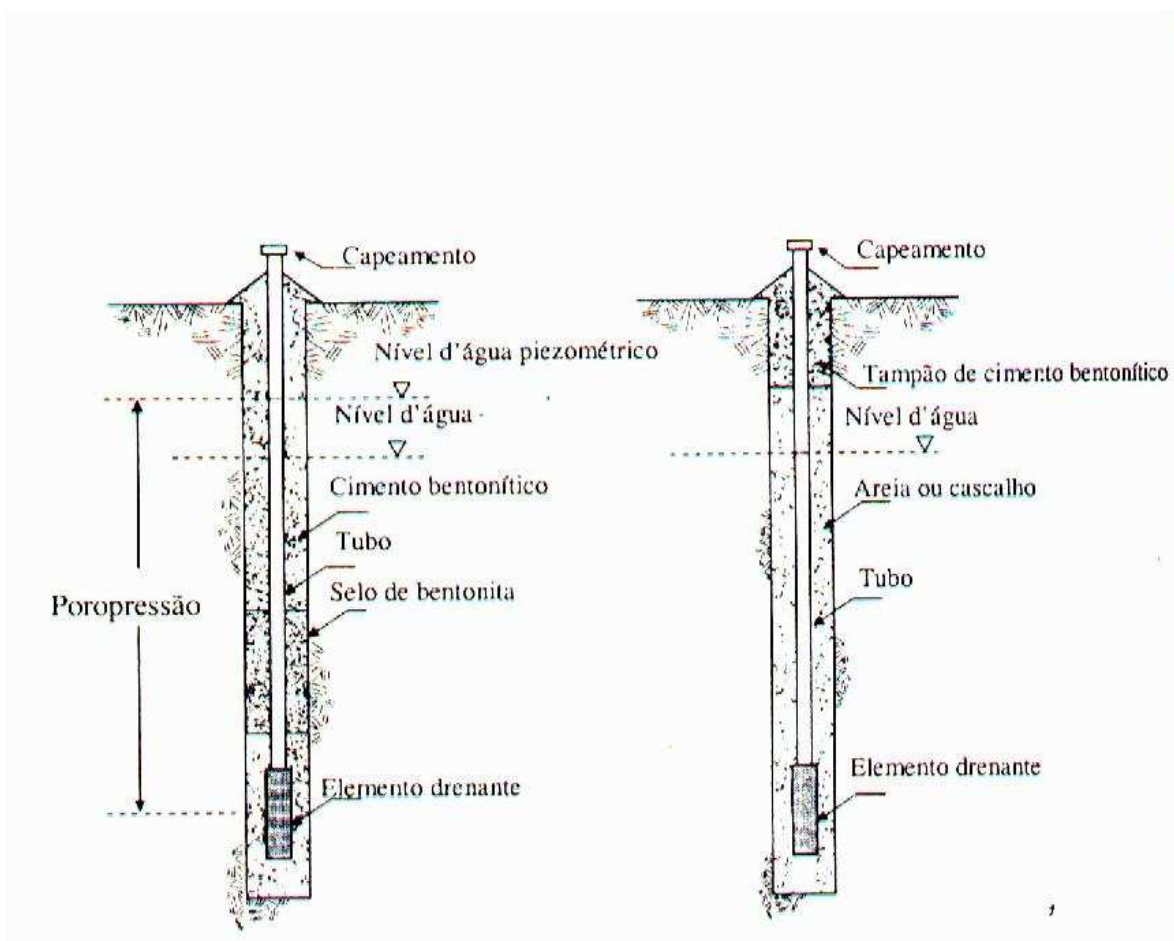
3.4 - Instrumentação e piezometria

Instrumentou-se um dos taludes por meio de piezômetros e poços de observação, num total de seis (três piezômetros e três poços de observação). O nível e pressão d'água no talude puderam então ser monitorados através dos piezômetros de “tubo aberto” , ou de Casagrande.

Os piezômetros foram posicionados no topo e no pé do talude para monitorar a poro pressão, como também, posicionados no topo e no centro do

talude para monitorar o nível d'água subterrânea (planta topográfica no ANEXO desta tese).

A escolha do piezômetro deveu-se à grandeza das poro-pressões (AZEVEDO, 2002), acesso as leituras e tempo de resposta requerido. Bem como, tecnicamente, optou-se pela simplicidade, estabilidade ao longo do tempo, precisão, e facilidade de instalação.



-Figura 13, piezômetro aberto e poço de observação.

Piezômetro Aberto- Um piezômetro de tubo aberto (ou piezômetro hidráulico aberto) é um tubo com um filtro. O elemento drenante (filtro poroso) é selado de forma que as poro-pressões da água ao redor do dreno sejam

registradas, e não poro-pressões da água de outras elevações. Podem ser instalados em aterros, selados no interior de furos ou introduzidos dentro de locais de estudo.

3.5 - Análises de estabilidade utilizando recursos computacionais.

O software Slope/w do programa Geoslope (licenciado para o DEC-UFV) calcula fatores de segurança para estabilidade de taludes, definidos pelo usuário, em suas camadas, parâmetros de resistência do solo (coesão e atrito interno do solo), peso específico, geometria e linha piezométrica. O software indica as superfícies de ruptura, seus contornos, e calcula coeficientes de segurança de estabilidade de taludes pelos métodos tradicionais mais adequados.

4. ANÁLISE E RESULTADOS

4.1-Perfis geológico-geotécnicos

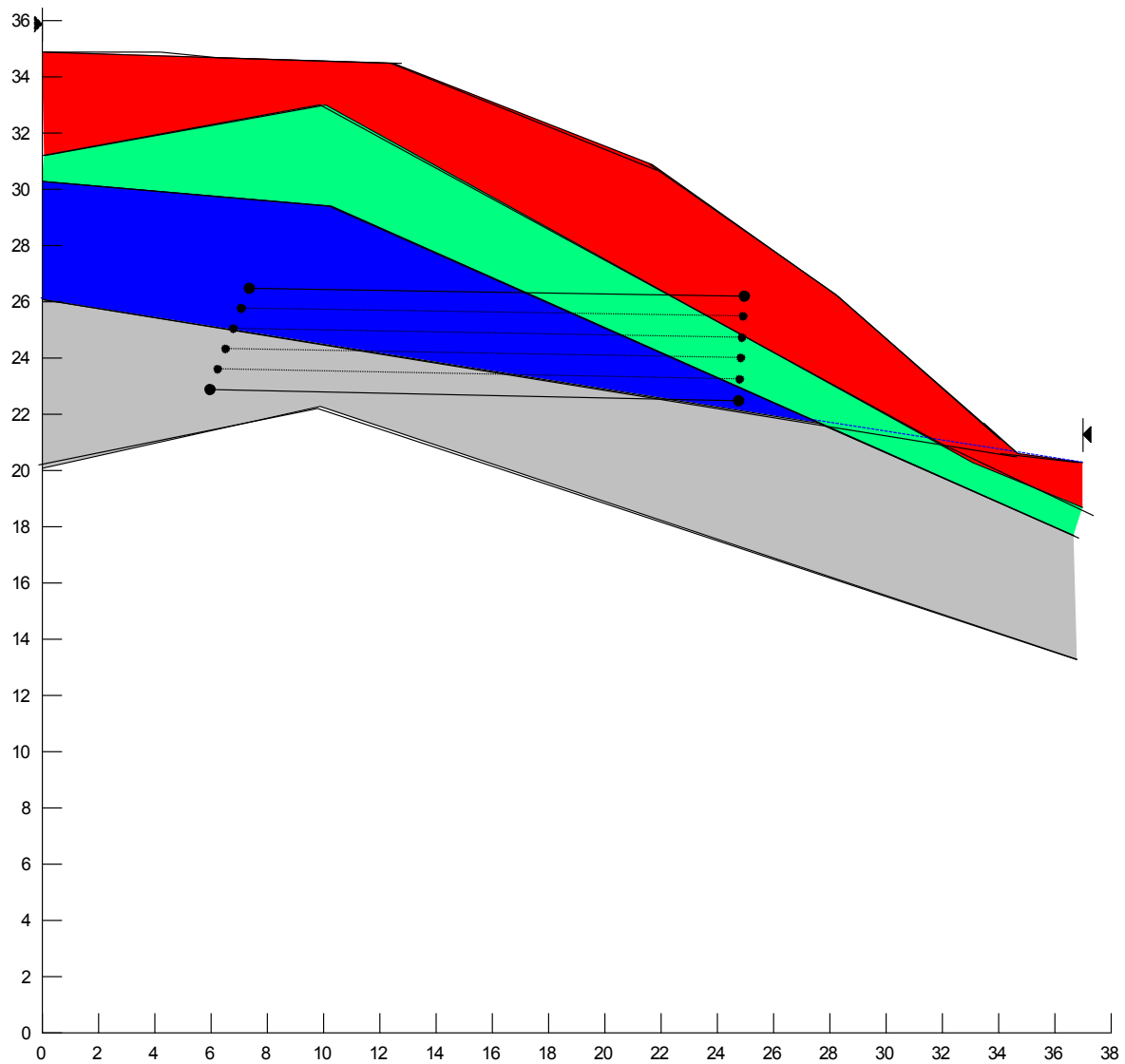
Após levantamento topográfico da região (Loteamento Inconfidência-Viçosa, MG) definiram-se algumas seções geotécnicas principais na área problemática. Estabeleceram-se as posições do lençol freático tanto para a estação seca, quanto para a de chuva (cheia), fazendo-se as distribuições espaciais das camadas do subsolo, com base nos ensaios SPT e DMT.

Na figura 14 mostra-se o solo cisalhado junto à seção C, localizada na planta anexa.

Na seqüência, mostram-se as três seções geológico-geotécnicas escolhidas como representativas dos estudos (figuras 15, 16 e 17) e assinaladas na planta anexa. Para cada camada definida pelos ensaios de campo, obteve-se os valores de seus parâmetros para a análise da estabilidade, pelo programa SLOPE/W.

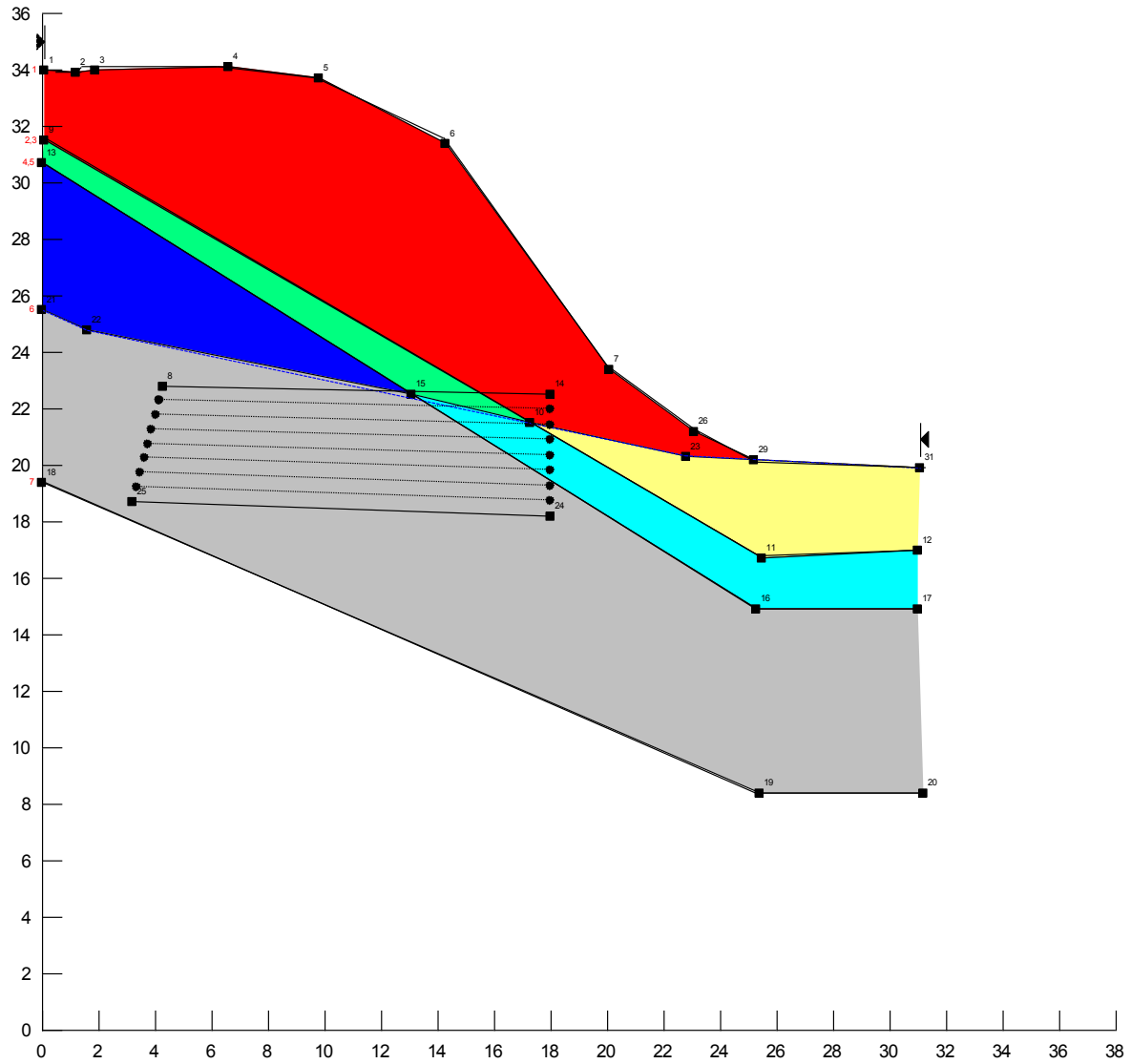


-Figura 14, ruptura por cisalhamento na seção C.



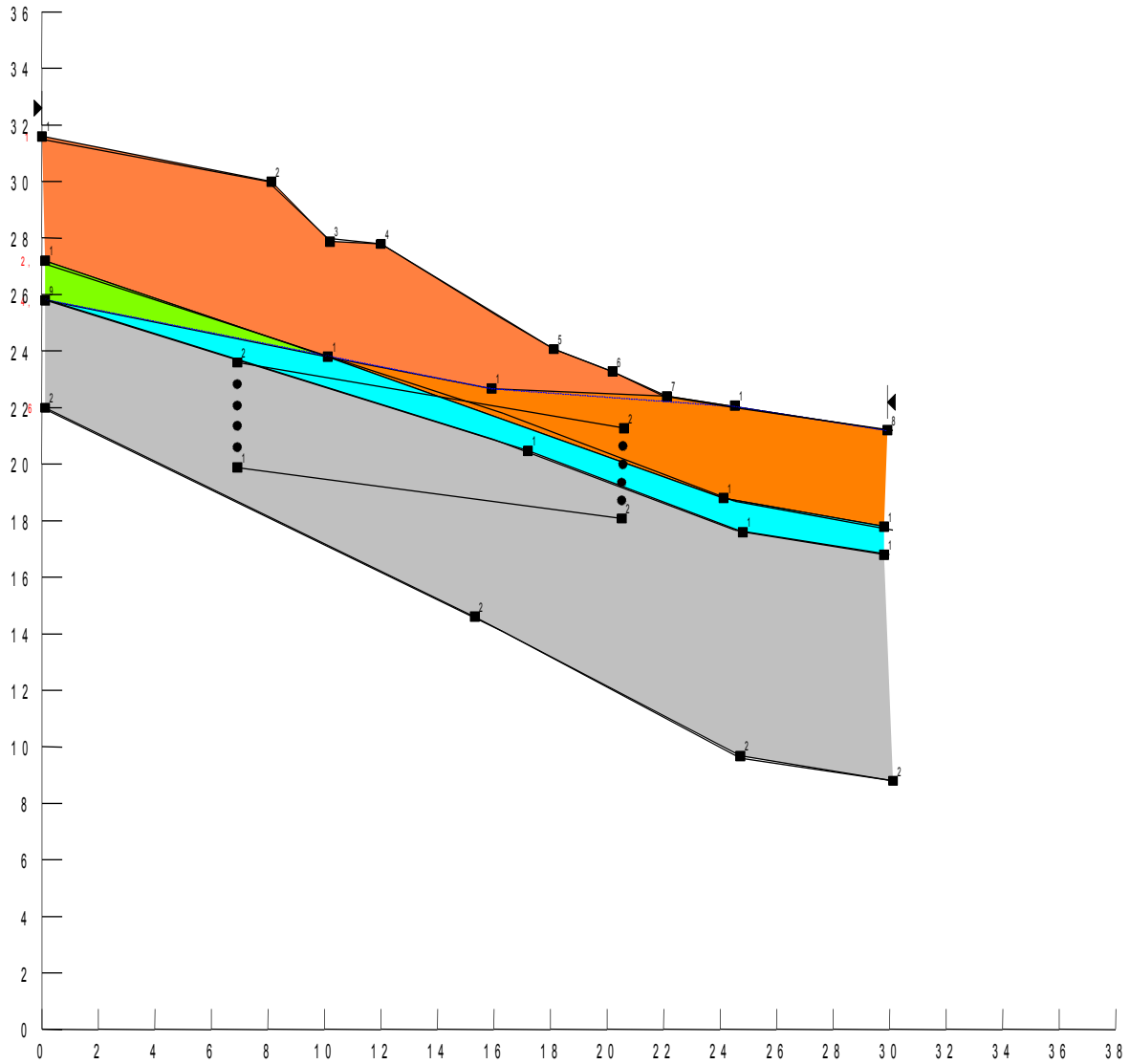
	Solo	γ_s (kN/m ³)	C(kPa)	ϕ °
	Areia argilosa c/ silte	16,82	26	30
	Silte arenoso	14,60	07	25
	Areia fina a média c/ silte	16,62	20	33
	Areia fina a média c/ silte	16,62	09	33

-Figura 15, seção geotécnica C, LF em 23-07-2003.



	Solo	γ_s (kN/m ³)	C(kPa)	ϕ °
	Areia fina	16,83	30	30
	Areia fina	16,83	07	30
	Silte arenoso	14,60	10	25
	Silte arenoso	14,60	03	25
	Areia fina-m.	16,62	20	33
	Areia fina-m.	16,62	09	33

-Figura16, seção geotécnica B, LF em 23-07-2003.



	Solo	γ_s (kN/m ³)	C(kPa)	ϕ°
	Argila arenosa	16,80	06	31
	Silte arenoso	14,60	10	25
	Silte arenoso	14,60	03	25
	Areia fina silt.	16,62	09	33

-Figura 17, seção geotécnica A, LF em 23-07-2003.

4.2.1-Sondagens SPT e DMT

4.2.1.1-SPT

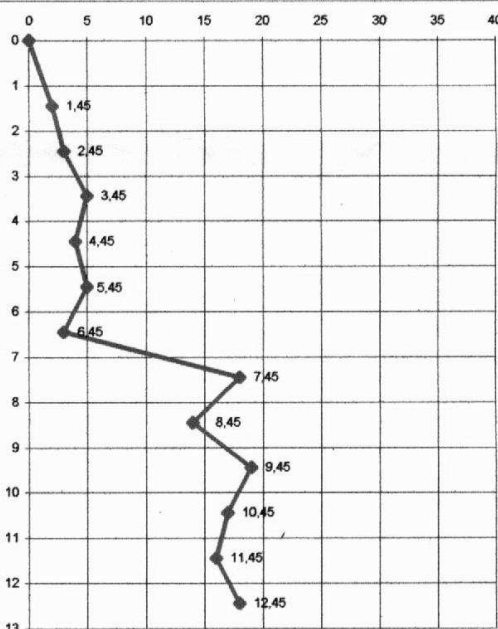
Após o levantamento plani-altimétrico inicial realizou-se uma campanha de sondagens de campo tipo SPT num total de 07 (sete) furos de sondagens. A seguir apresentam-se os relatórios de campo relativos a cada sondagem:

Universidade Federal de Viçosa Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Mecânica dos solos				SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT)	
REVESTIMENTO..... 2 1/2" AMOSTRADOR 2" PESO 65 Kg ALTURA DE QUEDA 75 cm				SONDAGEM N° SPT 4A	FURO N° 4A
CLIENTE : Loteamento Bairro Inconfidência				COTA (m) meio fio	
LOCAL : Viçosa , MG DATA INICIO: 31/03/2003 DATA FINAL:01/04/2003				PROFUNDIDADE DO NIVEL DE AGUA (m) PROFUNDIDADE FINAL: 8,50 m PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 9.00 m PROFUNDIDADE TOTAL(m) : 12,0 m FOLHA 01 / 01	
A V A N Ç O	A M O S T R A	G O L P E S	COTA p/ BOCA DO FURO	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÃO	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N (SPT)
TH	----	0	0	Argila siltosa marrom	
TH	1R	6	1,45	Argila siltosa amarela	
TH	2R	7	2,45		
TH	3R	7	3,45	Areia siltosa verm. + mica	
TH	4R	8	4,45		
TH	5R	12	5,45	Areia siltosa var. + mica	
TH	6R	12	6,45	Areia siltosa verm. + mica	
TH	7R	18	7,45		
TH	8R	15	8,45	Areia fina siltosa rosea + mica	
CA	9R	28	9,45		
CA	10L	16	10,45	Areia fina siltosa variegada + mica	
CA	11R	8	11,45		
CA	12L	5	12,45		
NOTAS: 1) TH : TRADO HELICOIDAL 2) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA 3) R = AMOSTRA RECUPERADA 4) L = AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM					
DESENHO: Enivaldo Minette				DATA: 10/03/2003	RESPONSÁVEL: Djalma P. Pessoa Neto CREA:851033653RJ
OBS:					

-Figura 18, Relatório de sondagem SPT 4-A.

Universidade Federal de Viçosa Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Mecânica dos solos				SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT) NBR 6484/80 - NBR 7250/82		
REVESTIMENTO..... 2 1/2" AMOSTRADOR 2" PESO 65 Kg ALTURA DE QUEDA 75 cm				SONDAGEM N°	FURO N°	COTA (m)
CLIENTE : Loteamento Bairro Inconfidência				SPT 4B	4 B	meio fio
LOCAL : Viçosa , MG DATA INICIO: 31/03/2003 DATA FINAL:01/04/2003				PROFUNDIDADE DO NIVEL DE AGUA (m) PROFUNDIDADE FINAL: 5,35 m PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 7.00 m PROFUNDIDADE TOTAL(m) : 9,45 m FOLHA 01 / 01		
A V A N Ç O	A M O S T R A	G O L P E S	COTA p/ BOCA DO FURO	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÃO	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N (SPT)	
S	----	0	0	Argila siltosa var. marrom		
S	1R	4	1,45	Argila arenosa marrom		
S	2R	9	2,45	Argila arenosa marrom + mica		
S	3R	3	3,45			
S	4R	4	4,45	Silte arenoso micáceo		
S	5R	4	5,45	Silte arenoso micáceo		
S	6R	4	6,45	Areia Siltosa rósea		
TH	7R	3	7,45	Areia fina siltosa rosea micácea		
TH	8R	4	8,45			
TH	9R	7	9,45	Areia fina siltosa var. + mica		
NOTAS: 1) TH : TRADO HELICOIDAL 2) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA 3) R = AMOSTRA RECUPERADA 4) L = AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM				OBS: De 4,95 a 5,10 m, veio de quartzo.		
DESENHO: Enivaldo Minette				DATA: 10/03/2003	RESPONSÁVEL: Djalma P. Pessoa Neto CREA:851033653RJ	

-Figura 19, Relatório de sondagem SPT 4-B

Universidade Federal de Viçosa Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Mecânica dos solos				SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT) NBR 6484/80 - NBR 7250/82		
REVESTIMENTO..... 2 1/2" MOSTRADOR 2" PESO 65 Kg ALTURA DE QUEDA 75 cm				SONDAGEM N° FURO N° COTA (m) SPT 01 01 localizada no mapa plani-altimétrico do local.		
CLIENTE : Bairro Inconfidência - Síndico OBJETIVO : Estudo e projeto de estabilização no bairro LOCAL : Margens do ribeirão do fundo do vale no bairro DATA INICIO: 31/10/2002 DATA FINAL:31/10/2002				PROFUNDIDADE DO NIVEL DE AGUA (m) PROFUNDIDADE FINAL: topo do furo PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 1,00 m PROFUNDIDADE TOTAL(m) : 12,45 m FOLHA 01 / 0		
A V A N Ç O	A M O S T R A	G O L P E S	COTA p/ BOCA DO FURO	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÃO		RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO N (SPT) 
TH	----	0	0	Argila Arenosa, cor amarela		
TH	1R	2	1,45	Areia fina, siltosa, micácea, cor variegada a marrom		
TH	2R	3	2,45			
CA	3R	5	3,45	Silte arenoso, micáceo, variegada cor		
CA	4R	4 ✓	4,45			
CA	5R	5 ✓	5,45	Areia fina a média, siltosa, micácea, cor variegada		
CA	6R	3 ✓	6,45			
CA	7R	18	7,45			
CA	8R	14	8,45			
CA	9R	19	9,45			
CA	10R	17	10,45			
CA	11R	16	11,45			
CA	12R	18	12,45			
NOTAS: 1) TH : TRADO HELICOIDAL 2) CA = CIRCULAÇÃO DE AGUA 3) R = AMOSTRA RECUPERADA 4) L = AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM				OBS: Paralisado por ordem do interessado. O nível de água apresentou artesianismo.		
ELABORADO: Enivaldo Minette DATA: 15/11/2002				RESPONSÁVEL: Enivaldo Minette CREA:1692/D-ES		

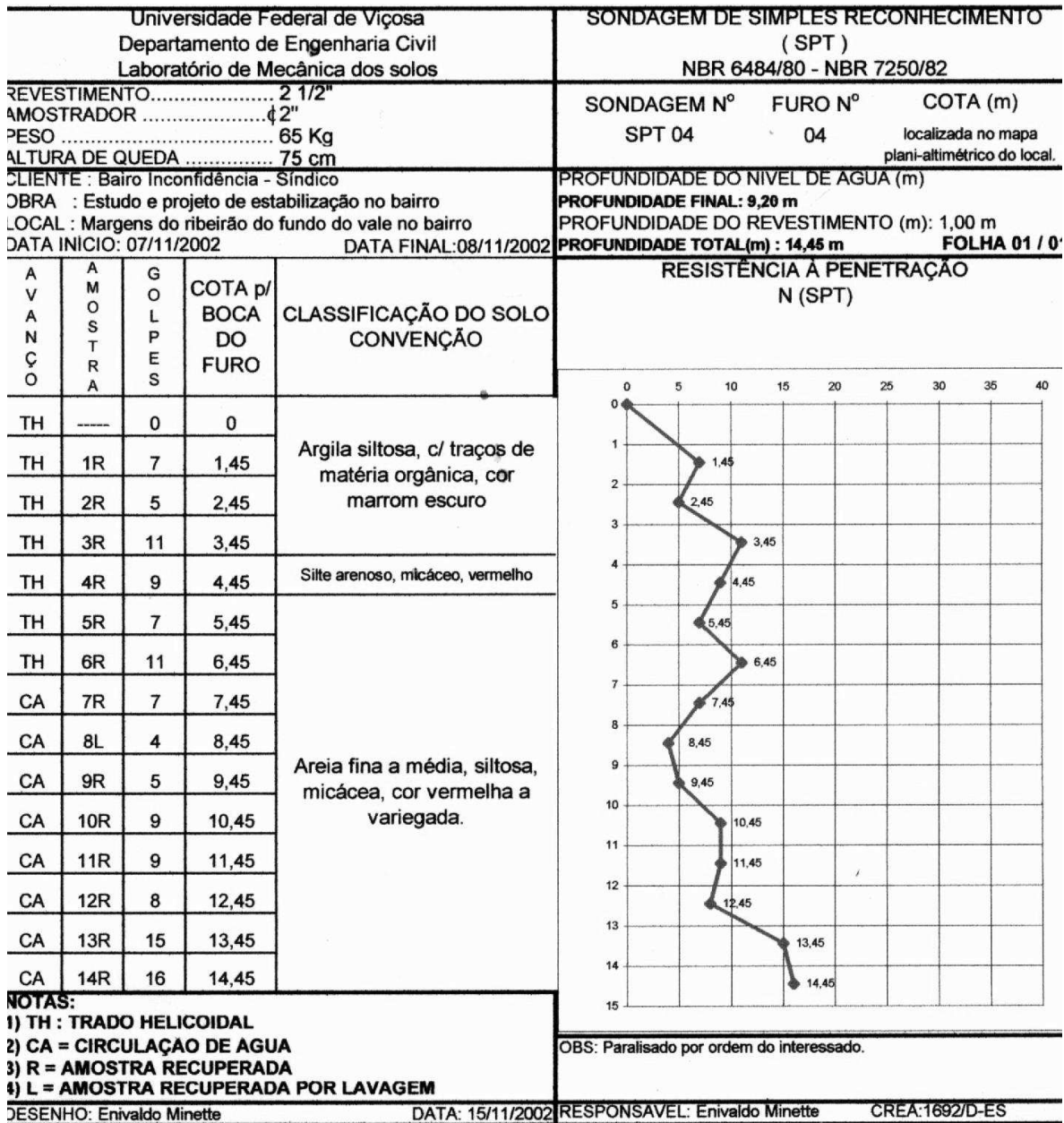
-Figura 20, Relatório de sondagem SPT 01.

Universidade Federal de Viçosa Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Mecânica dos solos				SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT) NBR 6484/80 - NBR 7250/82		
REVESTIMENTO 2 1/2" AMOSTRADOR 4" PESO 65 Kg ALTURA DE QUEDA 75 cm				SONDAGEM N°	FURO N°	COTA (m)
CLIENTE : Bairro Inconfidência - Síndico OBRA : Estudo e projeto de estabilização no bairro LOCAL : Margens do ribeirão do fundo do vale no bairro DATA INICIO: 01/11/2002 DATA FINAL:01/11/2002				SPT 02	02	localizada no mapa plani-altimétrico do local.
PROFUNDIDADE DO NIVEL DE AGUA (m) PROFUNDIDADE FINAL: 2,60 m PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 1,00 m PROFUNDIDADE TOTAL(m) : 13,45 m				FOLHA 01 / 0		
A V A N Ç O	A M O S T R A	G O L P E S	COTA p/ BOCA DO FURO	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÃO		RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N (SPT)
TH	----	0	0	Areia fina, siltosa, micácea, cor amarela a roxa.		0
TH	1R	6	1,45			1,45
TH	2R	4	2,45			2,45
TH	3R	4	3,45			3,45
TH	4R	4	4,45	Areia média, siltosa, micácea, c/ veios de pedregulhos, cor variegada		4,45
CA	5R	4	5,45			5,45
CA	6R	6	6,45	Areia fina a média, siltosa, micácea, cor variegada		6,45
CA	7R	5	7,45			7,45
CA	8R	10	8,45			8,45
CA	9R	13	9,45			9,45
CA	10R	10	10,45			10,45
CA	11R	20	11,45			11,45
CA	12R	17	12,45			12,45
CA	13R	15	13,45	13,45		
NOTAS: 1) TH : TRADO HELICOIDAL 2) CA = CIRCULAÇÃO DE AGUA 3) R = AMOSTRA RECUPERADA 4) L = AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM				OBS: Paralisado por ordem do interessado.		
RESPONSÁVEL: Eivaldo Minette				DATA: 15/11/2002		RESPONSÁVEL: Eivaldo Minette
						CREA:1692/D-ES

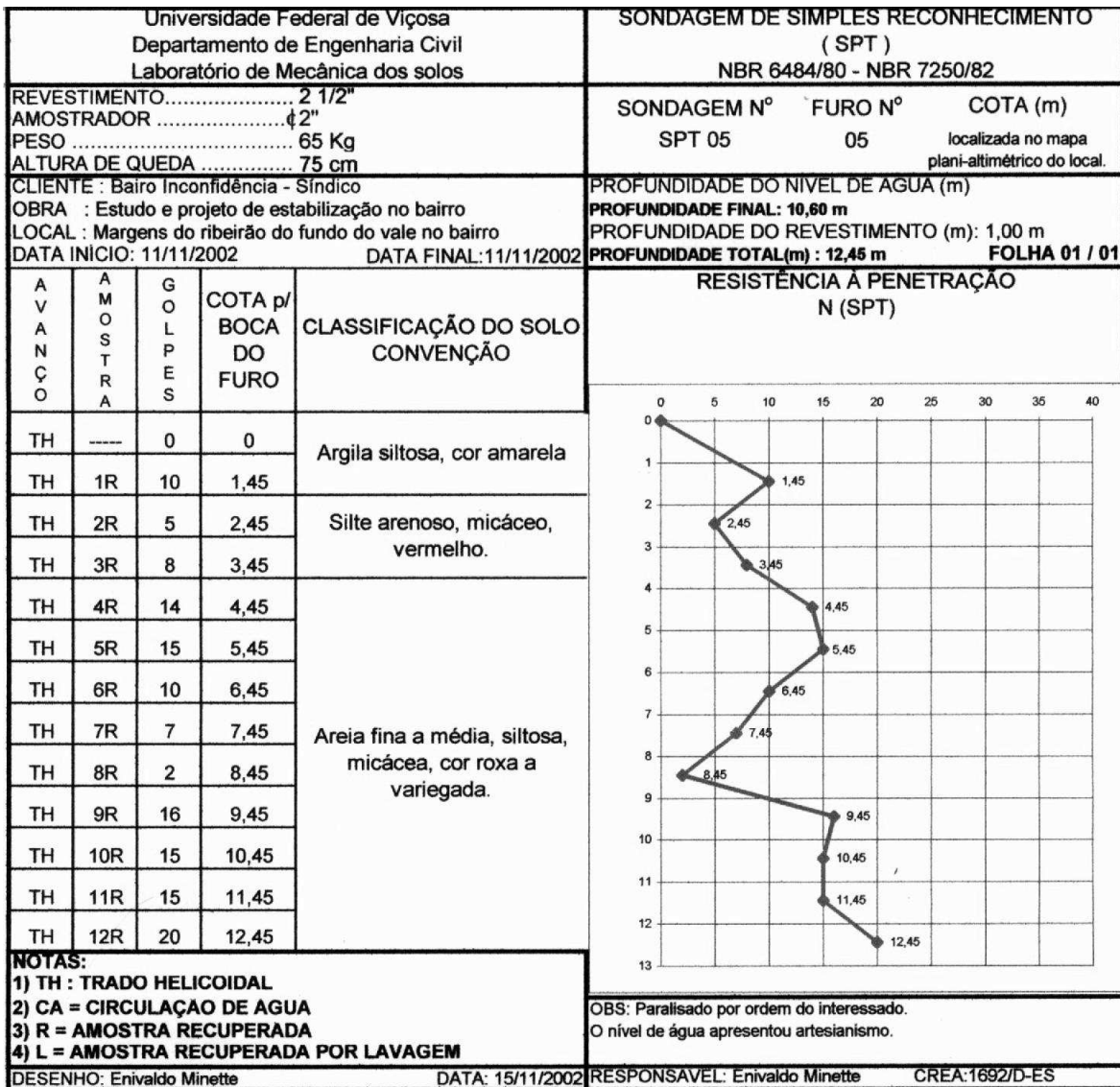
-Figura 21, Relatório de sondagem SPT 02.

Universidade Federal de Viçosa Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Mecânica dos solos				SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT) NBR 6484/80 - NBR 7250/82		
REVESTIMENTO..... 2 1/2" AMOSTRADOR 2" PESO 65 Kg ALTURA DE QUEDA 75 cm				SONDAGEM Nº	FURO Nº	COTA (m)
CLIENTE : Bairro Inconfidência - Síndico OBRA : Estudo e projeto de estabilização no bairro LOCAL : Margens do ribeirão do fundo do vale no bairro DATA INICIO: 06/11/2002 DATA FINAL: 07/11/2002				SPT 03	03	localizada no mapa plani-altimétrico do local.
CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÃO				PROFUNDIDADE DO NÍVEL DE ÁGUA (m) PROFUNDIDADE FINAL: topo do furo PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 1,00 m PROFUNDIDADE TOTAL(m) : 13,45 m FOLHA 01 / 01		
A V A N Ç O	A M O S T R A	G O L P E S	COTA p/ BOCA DO FURO	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N (SPT)		
TH	---	0	0			
TH	1R	1	1,45			
TH	2R	3	2,45			
CA	3R	4	3,45			
CA	4R	8	4,45			
CA	5R	12	5,45			
CA	6R	11	6,45			
CA	7R	19	7,45			
CA	8R	12	8,45			
CA	9R	12	9,45			
CA	10R	12	10,45			
CA	11R	15	11,45			
CA	12R	15	12,45			
CA	13R	21	13,45			
NOTAS: 1) TH : TRADO HELICOIDAL 2) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA 3) R = AMOSTRA RECUPERADA 4) L = AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM				OBS: Paralisado por ordem do interessado. O nível d'água apresentou artesianismo.		
DESENHO: Enivaldo Minette DATA: 15/11/2002				RESPONSÁVEL: Enivaldo Minette CREA:1692/D-ES		

-Figura 22, Relatório de sondagem SPT 03.



-Figura 23, Relatório de sondagem SPT 04.



-Figura 24, Relatório de sondagem SPT 05.

De acordo com o apresentado se está diante de um solo residual de gnaisse que apresenta baixa resistência à erosão e, provavelmente devido a ocorrência de planos de fraqueza em sua estrutura, baixa resistência ao cisalhamento. O solo investigado, por sua origem gnáissica (EMBRAPA, 2002), possui elevadas parcelas de silte e mica; podendo ser estratificado em areno-siltoso e argilo-arenoso.

4.2.1.2-Dilatômetro de Marchetti

A partir dos três ensaios realizados numa das áreas críticas de escorregamento de taludes do Bairro Inconfidência uma série de índices puderam ser determinados.



-Figura 25, sistema de execução de um ensaio dilatométrico.

Os índices apresentados nas tabelas e figuras que se seguem foram obtidos a partir do programa fornecido pela empresa que comercializa o ensaio DMT.

Tabela 06- Boletim de sondagem DMT 01

DMT 01

24/MARÇO/04 dmt1.dat

UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA
 TESE DJALMA - B. INCONFIDÊNCIA
 ENSAIO JUNTO MURO-PRÓXIMO SPT O5
 PRÓXIMO A CRISTA NÃO CISALHADA
 INSTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS

LEGEND

Z = Depth Below Ground Level
 P0,P1,P2 = Corrected A,B,C readings
 Id = Material Index
 Ed = Dilatometer modulus
 Ud = Pore Press. Index = (P2-U0)/(P0-U0)
 Gamma = Bulk unit weight
 Sigma' = Effective overb. stress
 U0 = Pore pressure

INTERPRETED PARAMETERS

Phi = Safe floor value of Friction Angle
 Ko = In situ earth press. coeff.
 M = Constrained modulus (at Sigma')
 Cu = Undrained shear strength
 Ocr = Overconsolidation ratio
 (OCR = "relative OCR"- generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor)

SOUNDING PARAMETERS

DeltaA = 10 kPa
 DeltaB = 62 kPa
 GammaTop = 17.0 kN/m³
 FactorEd = 34.7
 Zm = 0.0 kPa
 Zabs = 0.0 m
 Zw = 8.52 m

WaterTable at 8.52 m

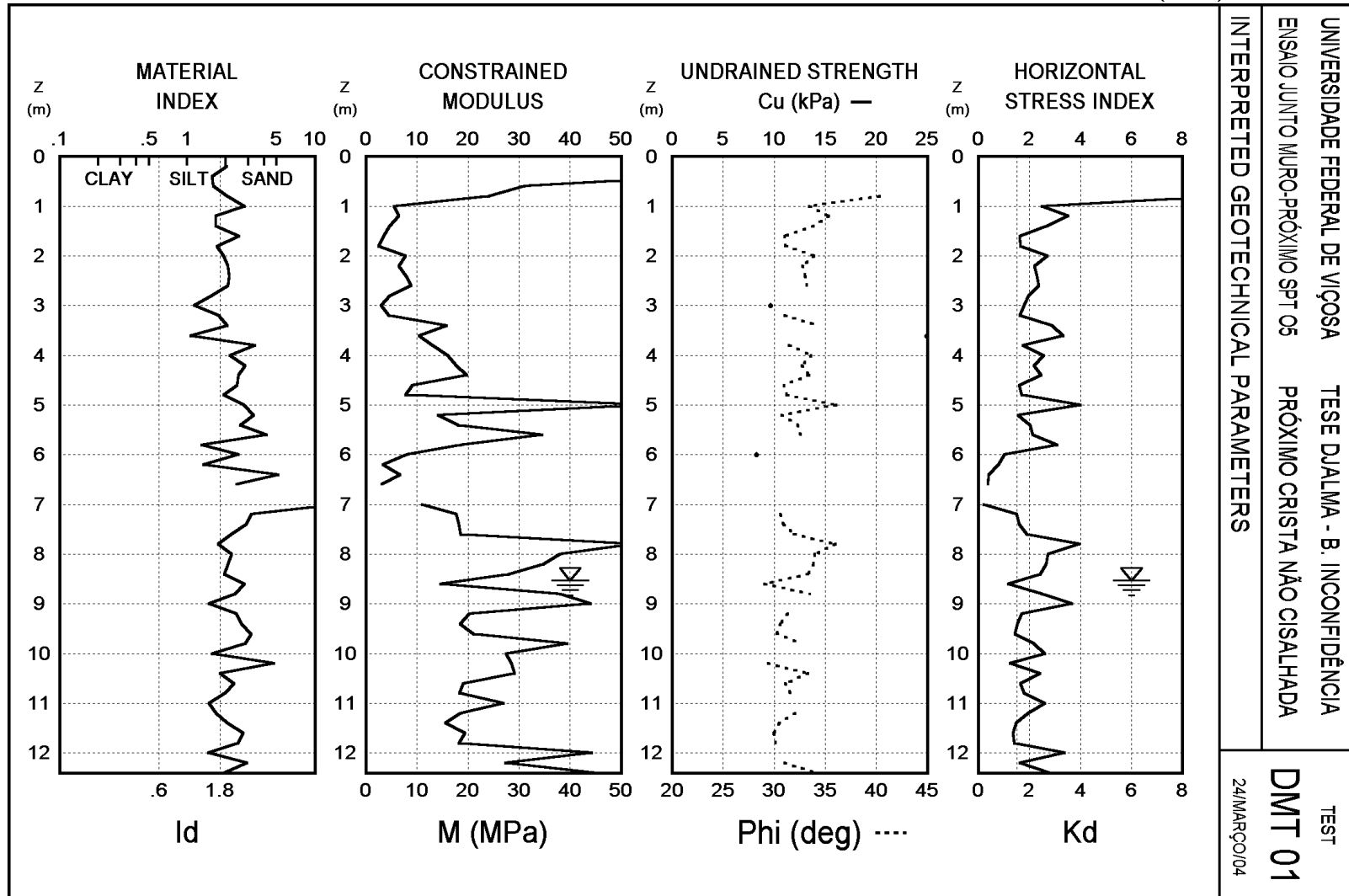
Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot.Jnl.Mar. 1980, Vol.109, 299-321; Phi according to TC16 ISSMGE, 2001

Z (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	P0 (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m ³)	Sigma' (kPa)	U0 (kPa)	Id	Kd	Ed (MPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	M (MPa)	Cu (kPa)	DMT 01 DESCRIPTION
0.2	510	1500		474	1438		19.6	3	0	2.03	>99.9	33.4					156.5		SILTY SAND
0.4	315	840		302	778		17.7	7	0	1.57	41.3	16.5					63.4		SANDY SILT
0.6	190	545		186	483		16.7	11	0	1.60	17.1	10.3					31.0		SANDY SILT
0.8	140	480		137	418		17.7	14	0	2.06	9.6	9.8				40	24.1		SILTY SAND
1.0	40	230		44	168		16.7	18	0	2.81	2.5	4.3				33	5.5		SILTY SAND
1.2	70	260		74	198		15.7	21	0	1.67	3.5	4.3				35	6.5		SANDY SILT
1.4	60	235		65	173		15.7	24	0	1.67	2.7	3.8				34	4.7		SANDY SILT
1.6	40	220		45	158		16.7	27	0	2.54	1.6	3.9				31	3.4		SILTY SAND
1.8	45	200		51	138		15.7	31	0	1.71	1.7	3.0				31	2.6		SANDY SILT
2.0	90	330		92	268		16.7	34	0	1.93	2.7	6.1				34	7.8		SILTY SAND
2.2	80	315		82	253		16.7	37	0	2.09	2.2	5.9				33	6.5		SILTY SAND
2.4	93	355		93	293		16.7	40	0	2.13	2.3	6.9				33	7.9		SILTY SAND
2.6	105	385		105	323		16.7	44	0	2.09	2.4	7.6				33	8.9		SILTY SAND
2.8	90	300		93	238		15.7	47	0	1.56	2.0	5.0					4.7		SANDY SILT
3.0	85	255		90	193		15.7	50	0	1.14	1.8	3.6		0.49	0.84		3.0	10	SILT
3.2	85	305		88	243		15.7	53	0	1.77	1.6	5.4				31	4.6		SANDY SILT
3.4	170	565		164	503		17.7	57	0	2.07	2.9	11.8				34	15.9		SILTY SAND
3.6	200	475		200	413		16.7	60	0	1.07	3.3	7.4		0.85	2.2		10.4	25	SILT
3.8	120	555		112	493		17.7	63	0	3.41	1.8	13.2				31	13.1		SAND
4.0	180	605		172	543		17.7	67	0	2.15	2.6	12.9				34	16.0		SILTY SAND
4.2	165	655		154	593		17.7	71	0	2.85	2.2	15.2				33	17.7		SILTY SAND
4.4	195	705		183	643		17.7	74	0	2.51	2.5	16.0				33	19.8		SILTY SAND
4.6	130	495		125	433		17.7	78	0	2.45	1.6	10.7				31	9.1		SILTY SAND
4.8	140	465		137	403		17.7	81	0	1.93	1.7	9.2				31	7.8		SILTY SAND
5.0	375	1350		340	1288		18.6	85	0	2.79	4.0	32.9				36	55.8		SILTY SAND
5.2	150	660		138	598		17.7	88	0	3.33	1.6	16.0				31	14.2		SAND
5.4	200	735		187	673		17.7	92	0	2.60	2.0	16.9				32	18.1		SILTY SAND
5.6	235	1125		204	1063		18.6	95	0	4.21	2.1	29.8				33	34.6		SAND
5.8	315	765		306	703		17.7	99	0	1.30	3.1	13.8					18.6		SANDY SILT
6.0	110	440		107	378		17.7	103	0	2.53	1.0	9.4				28	8.0		SILTY SAND

Z (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	P0 (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m ³)	Sigma' (kPa)	U0 (kPa)	Id	Kd	Ed (MPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	M (MPa)	Cu (kPa)	DMT 01 DESCRIPTION
6.2	80	260		85	198		15.7	106	0	1.34	0.8	3.9					3.3		SANDY SILT
6.4	45	335		44	273		16.7	109	0	5.19	0.4	7.9					6.8		SAND
6.6	38	210		43	148		16.7	113	0	2.44	0.4	3.6					3.1		SILTY SAND
7.0	35	465		27	403		16.7	119	0	13.87	0.2	13.0					11.1		SAND
7.2	205	840		187	778		17.7	123	0	3.16	1.5	20.5				31	17.8		SILTY SAND
7.4	220	850		202	788		18.6	126	0	2.90	1.6	20.3				31	18.2		SILTY SAND
7.6	265	860		249	798		18.6	130	0	2.21	1.9	19.1				32	18.7		SILTY SAND
7.8	565	1525		531	1463		19.1	134	0	1.76	4.0	32.4				36	52.5		SANDY SILT
8.0	405	1275		375	1213		18.6	138	0	2.23	2.7	29.1				34	38.0		SILTY SAND
8.2	405	1225		378	1163		18.6	141	0	2.08	2.7	27.3				34	34.8		SILTY SAND
8.4	375	1100		352	1038		18.6	145	0	1.95	2.4	23.8				33	27.9		SILTY SAND
8.6	190	735		176	673		17.7	148	1	2.83	1.2	17.2				29	14.6		SILTY SAND
8.8	410	1325		378	1263		18.6	149	3	2.36	2.5	30.7				33	38.1		SILTY SAND
9.0	590	1450		561	1388		19.1	151	5	1.49	3.7	28.7					44.0		SANDY SILT
9.2	290	975		269	913		18.6	153	7	2.45	1.7	22.3				31	20.2		SILTY SAND
9.4	265	935		245	873		18.6	155	9	2.66	1.5	21.8				31	18.5		SILTY SAND
9.6	260	1015		236	953		18.6	157	11	3.18	1.4	24.9				30	21.2		SILTY SAND
9.8	395	1400		358	1338		18.6	158	13	2.83	2.2	34.0				33	39.5		SILTY SAND
10.0	455	1150		434	1088		17.7	160	15	1.56	2.6	22.7					27.5		SANDY SILT
10.2	255	1250		219	1188		18.6	162	16	4.79	1.3	33.6				29	28.6		SAND
10.4	440	1200		416	1138		18.6	163	18	1.82	2.4	25.1				33	29.1		SILTY SAND
10.6	315	995		295	933		18.6	165	20	2.33	1.7	22.2				31	19.1		SILTY SAND
10.8	340	975		322	913		18.6	167	22	1.97	1.8	20.5				32	18.3		SILTY SAND
11.0	485	1175		464	1113		17.7	169	24	1.48	2.6	22.5					27.0		SANDY SILT
11.2	375	985		358	923		17.7	170	26	1.70	1.9	19.6				32	18.4		SANDY SILT
11.4	300	875		285	813		18.6	172	28	2.06	1.5	18.3				30	15.6		SILTY SAND
11.6	290	990		269	928		18.6	174	30	2.77	1.4	22.9				30	19.4		SILTY SAND
11.8	300	960		281	898		18.6	175	32	2.49	1.4	21.4				30	18.2		SILTY SAND
12.0	665	1575		633	1513		19.1	177	34	1.47	3.4	30.5					44.3		SANDY SILT
12.2	360	1250		329	1188		18.6	179	36	2.93	1.6	29.8				31	27.4		SILTY SAND
12.4	585	1600		548	1538		19.6	181	38	1.94	2.8	34.4				34	45.1		SILTY SAND

dmt1.dat

DILATOMETER TEST (D M T)



-Figura 26, Relatório de sondagem DMT 01.

Tabela 07- Relatório de sondagem DMT 02

DMT02

25/MARÇO/04 dmt2.dat
 UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA
 TESE DO DJALMA - B.INCONFIDÊNCIA
 ENSAIO PRÓXIMO AO SPT 04/04A
 PRÓXIMO À CRISTA NÃO CISALHADA
 INSTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS

LEGEND

Z = Depth Below Ground Level
 P0,P1,P2 = Corrected A,B,C readings
 Id = Material Index
 Ed = Dilatometer modulus
 Ud = Pore Press. Index = (P2-U0)/(P0-U0)
 Gamma = Bulk unit weight
 Sigma' = Effective overb. stress
 U0 = Pore pressure

INTERPRETED PARAMETERS

Phi = Safe floor value of Friction Angle
 Ko = In situ earth press. coeff.
 M = Constrained modulus (at Sigma')
 Ocr = Overconsolidation ratio
 (OCR = "relative OCR"- generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor)

SOUNDING PARAMETERS

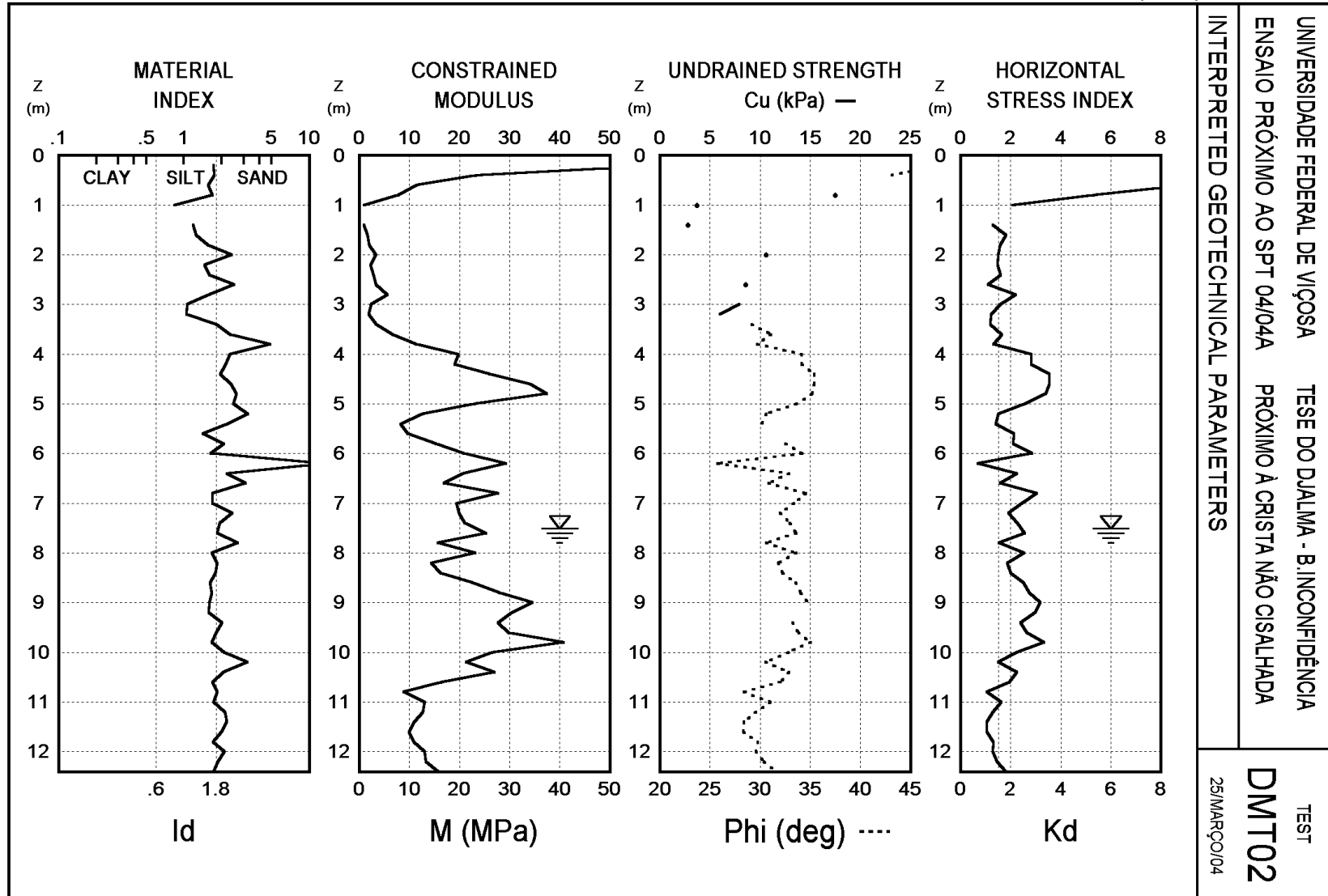
DeltaA = 10 kPa
 DeltaB = 58 kPa
 GammaTop = 17.0 kN/m³
 FactorEd = 34.7
 Zm = 0.0 kPa
 Zabs = 0.0 m
 Zw = 7.5 m

WaterTable at 7.5 m

Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot.Jnl.Mar. 1980, Vol.109, 299-321; Phi according to TCL6 ISSMGE, 2001

Z (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	P0 (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m ³)	Sigma' (kPa)	U0 (kPa)	Id	Kd	Ed (MPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	M (MPa)	Cu (kPa)	DMT02 DESCRIPTION
0.2	240	690		231	632		16.7	3	0	1.74	67.9	13.9				48	60.0		SANDY SILT
0.4	125	400		125	342		15.7	7	0	1.74	18.5	7.5				43	23.3		SANDY SILT
0.6	85	285		88	227		15.7	10	0	1.57	9.0	4.8					11.5		SANDY SILT
0.8	65	245		69	187		15.7	13	0	1.69	5.3	4.1				38	7.8		SANDY SILT
1.0	25	120		34	62		14.7	16	0	0.84	2.1	1.0		0.57	1.1		0.9	4	MUD
1.4	20	120		28	62		14.7	22	0	1.18	1.3	1.2		0.33	<0.8		1.0	3	MUD
1.6	38	160		45	102		15.7	25	0	1.25	1.8	2.0					1.7		SANDY SILT
1.8	38	173		45	115		15.7	28	0	1.58	1.6	2.4					2.1		SANDY SILT
2.0	43	220		48	162		16.7	31	0	2.41	1.5	4.0				31	3.4		SILTY SAND
2.2	45	185		51	127		15.7	35	0	1.47	1.5	2.6					2.2		SANDY SILT
2.4	55	215		60	157		15.7	38	0	1.60	1.6	3.4					2.8		SANDY SILT
2.6	40	215		45	157		16.7	41	0	2.52	1.1	3.9				29	3.3		SILTY SAND
2.8	95	310		98	252		15.7	44	0	1.58	2.2	5.4					5.6		SANDY SILT
3.0	70	215		76	157		15.7	47	0	1.06	1.6	2.8		0.43	<0.8		2.4	8	SILT
3.2	55	185		62	127		15.7	50	0	1.05	1.2	2.3		0.31	<0.8		1.9	6	SILT
3.4	60	240		64	182		16.7	54	0	1.83	1.2	4.1				29	3.5		SILTY SAND
3.6	95	375		94	317		16.7	57	0	2.36	1.7	7.7					31	6.7	SILTY SAND
3.8	88	525		80	467		16.7	60	0	4.87	1.3	13.4					30	11.4	SAND
4.0	190	660		180	602		17.7	64	0	2.35	2.8	14.6					34	19.8	SILTY SAND
4.2	200	660		190	602		17.7	67	0	2.16	2.8	14.3					34	19.1	SILTY SAND
4.4	265	800		252	742		18.6	71	0	1.95	3.6	17.0					35	26.1	SILTY SAND
4.6	285	955		265	897		18.6	74	0	2.39	3.6	21.9					35	34.2	SILTY SAND
4.8	290	1025		267	967		18.6	78	0	2.63	3.4	24.3					35	37.4	SILTY SAND
5.0	225	790		210	732		17.7	82	0	2.48	2.6	18.1					34	23.1	SILTY SAND
5.2	140	610		130	552		17.7	85	0	3.25	1.5	14.6					31	12.7	SILTY SAND
5.4	130	465		127	407		17.7	89	0	2.21	1.4	9.7					30	8.3	SILTY SAND
5.6	200	535		197	477		16.7	92	0	1.43	2.1	9.7					9.7		SANDY SILT
5.8	212	680		202	622		17.7	96	0	2.08	2.1	14.6					33	15.4	SILTY SAND

Z (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	P0 (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m ³)	Sigma' (kPa)	U0 (kPa)	Id	Kd	Ed (MPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	M (MPa)	Cu (kPa)	DMT02 DESCRIPTION
6.0	295	805		283	747		17.7	99	0	1.64	2.8	16.1				34	20.9		SANDY SILT
6.2	110	1125		73	1067		17.7	103	0	13.69	0.7	34.5				26	29.3		SAND
6.4	255	825		240	767		18.6	106	0	2.20	2.3	18.3				33	20.6		SILTY SAND
6.6	190	775		174	717		17.7	110	0	3.12	1.6	18.8				31	16.9		SILTY SAND
6.8	365	990		347	932		17.7	114	0	1.68	3.1	20.3				35	27.8		SANDY SILT
7.0	300	830		287	772		17.7	117	0	1.69	2.4	16.8				33	19.5		SANDY SILT
7.2	250	860		233	802		18.6	121	0	2.44	1.9	19.7				32	20.0		SILTY SAND
7.4	300	890		284	832		18.6	124	0	1.93	2.3	19.0				33	21.2		SILTY SAND
7.6	345	985		326	927		18.6	127	1	1.85	2.6	20.8				34	25.3		SILTY SAND
7.8	215	790		200	732		17.7	129	3	2.71	1.5	18.5				31	15.7		SILTY SAND
8.0	355	955		338	897		17.7	131	5	1.67	2.6	19.4				34	23.2		SANDY SILT
8.2	265	765		253	707		18.6	132	7	1.84	1.9	15.7				32	14.4		SILTY SAND
8.4	290	815		277	757		17.7	134	9	1.79	2.0	16.7				32	16.3		SANDY SILT
8.6	370	965		354	907		17.7	135	11	1.61	2.5	19.2				34	22.7		SANDY SILT
8.8	412	1085		392	1027		17.7	137	13	1.68	2.8	22.0				34	28.1		SANDY SILT
9.0	480	1225		456	1167		17.7	139	15	1.61	3.2	24.7				35	34.6		SANDY SILT
9.2	455	1150		434	1092		17.7	140	17	1.58	3.0	22.8					30.5		SANDY SILT
9.4	380	1100		357	1042		18.6	142	19	2.02	2.4	23.8				33	27.7		SILTY SAND
9.6	425	1150		402	1092		18.6	143	21	1.81	2.7	23.9				34	29.8		SILTY SAND
9.8	535	1375		506	1317		19.1	145	23	1.68	3.3	28.1				35	40.8		SANDY SILT
10.0	375	1100		352	1042		18.6	147	25	2.11	2.2	23.9				33	26.5		SILTY SAND
10.2	275	1030		251	972		18.6	149	26	3.22	1.5	25.0				31	21.4		SILTY SAND
10.4	390	1125		367	1067		18.6	151	28	2.07	2.2	24.3				33	27.0		SILTY SAND
10.6	340	885		326	827		17.7	152	30	1.69	1.9	17.4				32	16.3		SANDY SILT
10.8	200	555		196	497		17.7	154	32	1.85	1.1	10.5				28	8.9		SILTY SAND
11.0	300	790		289	732		17.7	156	34	1.74	1.6	15.4				31	13.1		SANDY SILT
11.2	250	730		239	672		17.7	157	36	2.13	1.3	15.0				30	12.8		SILTY SAND
11.4	215	640		207	582		17.7	159	38	2.22	1.1	13.0				28	11.1		SILTY SAND
11.6	215	605		209	547		17.7	160	40	2.00	1.1	11.7				28	10.0		SILTY SAND
11.8	265	685		257	627		16.7	162	42	1.72	1.3	12.8				30	10.9		SANDY SILT
12.0	265	755		254	697		17.7	163	44	2.11	1.3	15.4				30	13.1		SILTY SAND
12.2	300	800		288	742		18.6	165	46	1.87	1.5	15.7				30	13.4		SILTY SAND
12.4	365	930		350	872		17.7	167	48	1.73	1.8	18.1				32	15.9		SANDY SILT



-Figura 27, Relatório de sondagem DMT 02.

Tabela 08 - Relatório de sondagem DMT 03

DMT 03

26/MARÇO/04

DMT3.dat

UNIVERSIDADE FEDERAQL DE VIÇOSA
 TESE DJALMA - B. INCONFIDÊNCIA
 ENSAIO ENTRE SPT 04/04A e SPT 02
 ENSAIO NO INTERIOR DA CUNHA RUPT
 INSTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS

LEGEND

Z = Depth Below Ground Level
 P0,P1,P2 = Corrected A,B,C readings
 Id = Material Index
 Ed = Dilatometer modulus
 Ud = Pore Press. Index = (P2-U0)/(P0-U0)
 Gamma = Bulk unit weight
 Sigma' = Effective overb. stress
 U0 = Pore pressure

INTERPRETED PARAMETERS

Phi = Safe floor value of Friction Angle
 Ko = In situ earth press. coeff.
 M = Constrained modulus (at Sigma')
 Cu = Undrained shear strength
 Ocr = Overconsolidation ratio
 (OCR = "relative OCR"- generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor)

SOUNDING PARAMETERS

DeltaA = 11 kPa
 DeltaB = 58 kPa
 GammaTop = 17.0 kN/m³
 FactorEd = 34.7
 Zm = 0.0 kPa
 Zabs = 0.0 m
 Zw = 6.0 m

WaterTable at 6.0 m

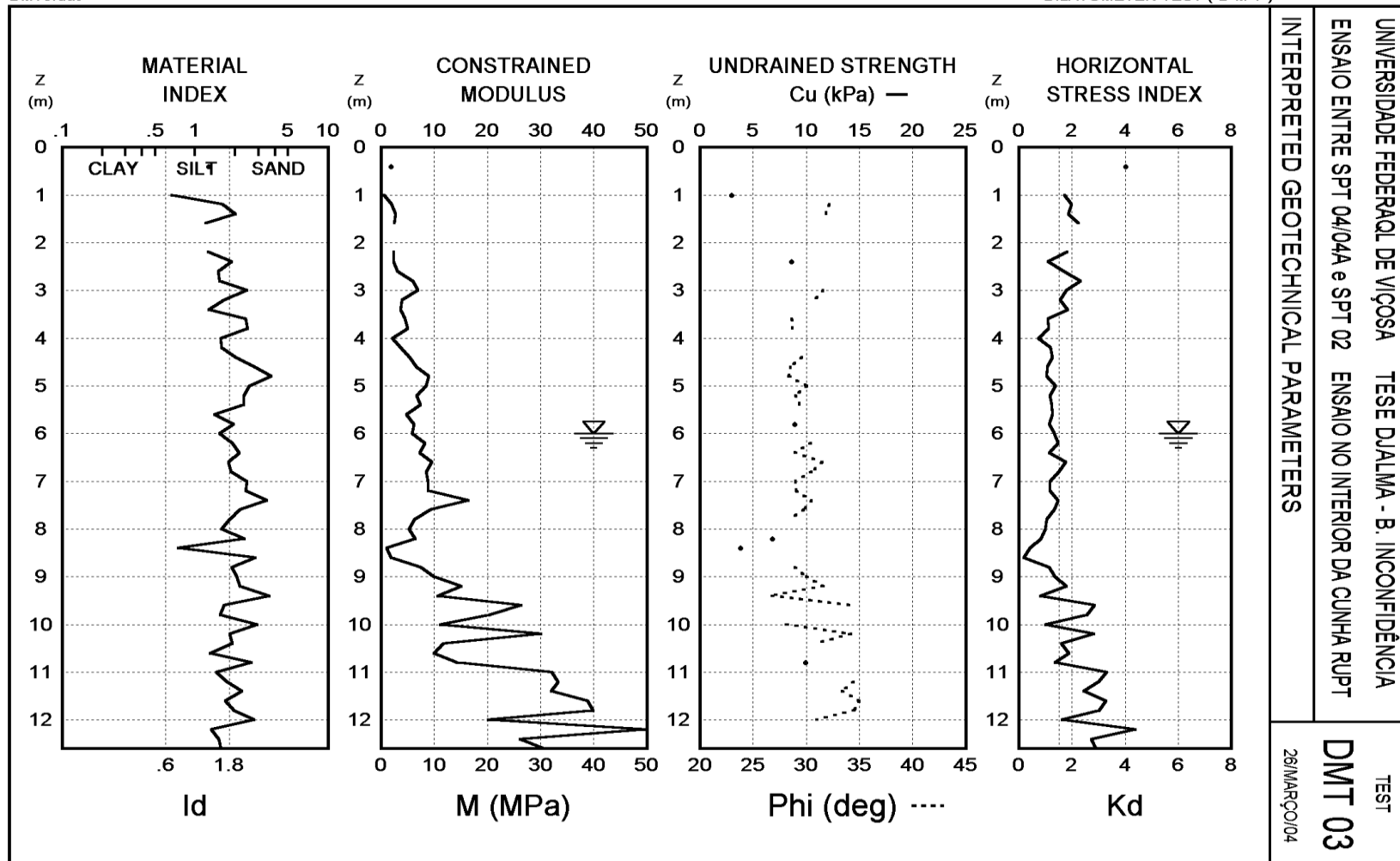
Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot.Jnl.Mar. 1980, Vol.109, 299-321; Phi according to TC16 ISSMGE, 2001

Z (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	P0 (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m ³)	Sigma' (kPa)	U0 (kPa)	Id	Kd	Ed (MPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	M (MPa)	Cu (kPa)	DMT 03 DESCRIPTION
0.4	18	120		27	62		15.7	7	0	1.27	4.0	1.2					1.9		SANDY SILT
1.0	18	105		28	47		14.7	16	0	0.67	1.7	0.7		0.47	0.80		0.6	3	MUD
1.2	30	158		38	100		15.7	19	0	1.63	2.0	2.1				32	2.0		SANDY SILT
1.4	35	185		42	127		16.7	22	0	2.03	1.9	3.0				32	2.8		SILTY SAND
1.6	50	185		58	127		15.7	26	0	1.20	2.3	2.4					2.5		SANDY SILT
2.2	57	203		64	145		15.7	35	0	1.26	1.8	2.8					2.4		SANDY SILT
2.4	35	180		42	122		16.7	38	0	1.89	1.1	2.8				29	2.4		SILTY SAND
2.6	65	235		71	177		15.7	42	0	1.49	1.7	3.7					3.1		SANDY SILT
2.8	100	320		103	262		15.7	45	0	1.53	2.3	5.5					6.0		SANDY SILT
3.0	85	355		86	297		16.7	48	0	2.46	1.8	7.3				32	6.9		SILTY SAND
3.2	75	270		80	212		15.7	51	0	1.66	1.6	4.6				31	3.9		SANDY SILT
3.4	95	285		100	227		15.7	54	0	1.27	1.8	4.4					3.7		SANDY SILT
3.6	60	275		64	217		16.7	57	0	2.41	1.1	5.3				29	4.5		SILTY SAND
3.8	65	295		68	237		16.7	61	0	2.49	1.1	5.9				29	5.0		SILTY SAND
4.0	40	180		47	122		15.7	64	0	1.57	0.7	2.6					2.2		SANDY SILT
4.2	75	265		80	207		15.7	67	0	1.59	1.2	4.4					3.7		SANDY SILT
4.4	88	330		90	272		16.7	70	0	2.01	1.3	6.3				30	5.4		SILTY SAND
4.6	80	365		80	307		16.7	74	0	2.83	1.1	7.9				29	6.7		SILTY SAND
4.8	85	445		81	387		16.7	77	0	3.75	1.1	10.6				28	9.0		SAND
5.0	115	460		112	402		17.7	80	0	2.58	1.4	10.1				30	8.5		SILTY SAND
5.2	98	385		98	327		16.7	84	0	2.33	1.2	7.9				29	6.8		SILTY SAND
5.4	110	420		109	362		16.7	87	0	2.32	1.2	8.8				29	7.5		SILTY SAND
5.6	112	335		115	277		15.7	91	0	1.40	1.3	5.6					4.8		SANDY SILT
5.8	108	380		109	322		16.7	94	0	1.96	1.2	7.4				29	6.3		SILTY SAND
6.0	130	390		131	332		15.7	97	0	1.53	1.4	7.0					5.9		SANDY SILT
6.2	150	485		148	427		17.7	98	2	1.92	1.5	9.7				30	8.2		SILTY SAND
6.4	120	425		119	367		17.7	100	4	2.15	1.2	8.6				29	7.3		SILTY SAND
6.6	190	565		186	507		16.7	101	6	1.79	1.8	11.1				32	9.6		SANDY SILT

Z	A	B	C	P0	P1	P2	Gamma	Sigma'	U0	Id	Kd	Ed	Ud	Ko	Ocr	Phi	M	Cu	DMT 03
(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kN/m^3)	(kPa)	(kPa)			(MPa)				(Deg)	(MPa)	(kPa)	DESCRIPTION
6.8	165	510		162	452		17.7	103	8	1.88	1.5	10.1				31	8.5		SILTY SAND
7.0	135	490		132	432		17.7	104	10	2.46	1.2	10.4				29	8.9		SILTY SAND
7.2	140	495		137	437		17.7	106	12	2.40	1.2	10.4				29	8.9		SILTY SAND
7.4	190	790		174	732		17.7	107	14	3.47	1.5	19.3				30	16.4		SAND
7.6	165	535		161	477		17.7	109	16	2.18	1.3	11.0				30	9.3		SILTY SAND
7.8	135	410		136	352		16.7	111	18	1.83	1.1	7.5				28	6.4		SILTY SAND
8.0	130	370		132	312		15.7	112	20	1.59	1.0	6.2					5.3		SANDY SILT
8.2	115	395		115	337		16.7	113	22	2.36	0.8	7.7				27	6.5		SILTY SAND
8.4	65	170		74	112		15.7	115	24	0.75	0.4	1.3	< 0.3	<0.8			1.1	4	CLAYEY SILT
8.6	40	170		48	112		16.7	116	26	2.85	0.2	2.2					1.9		SILTY SAND
8.8	165	480		164	422		17.7	117	27	1.90	1.2	9.0				29	7.6		SILTY SAND
9.0	198	590		193	532		17.7	119	29	2.08	1.4	11.8				30	10.0		SILTY SAND
9.2	260	780		248	722		17.7	120	31	2.18	1.8	16.4				32	15.2		SILTY SAND
9.4	140	555		134	497		17.7	122	33	3.62	0.8	12.6				27	10.7		SAND
9.6	405	1030		388	972		17.7	123	35	1.65	2.9	20.3				34	26.4		SANDY SILT
9.8	370	910		357	852		17.7	125	37	1.54	2.6	17.2					20.4		SANDY SILT
10.0	175	605		168	547		17.7	126	39	2.94	1.0	13.2				28	11.2		SILTY SAND
10.2	425	1125		404	1067		18.6	128	41	1.82	2.8	23.0				34	30.1		SILTY SAND
10.4	260	710		252	652		17.7	130	43	1.92	1.6	13.9				31	11.8		SILTY SAND
10.6	300	680		295	622		16.7	131	45	1.30	1.9	11.3					9.9		SANDY SILT
10.8	240	770		228	712		17.7	133	47	2.68	1.4	16.8				30	14.3		SILTY SAND
11.0	515	1200		495	1142		17.7	134	49	1.45	3.3	22.4					32.1		SANDY SILT
11.2	480	1225		457	1167		17.7	136	51	1.75	3.0	24.6				34	33.3		SANDY SILT
11.4	415	1210		390	1152		18.6	137	53	2.26	2.4	26.5				33	32.0		SILTY SAND
11.6	540	1350		514	1292		17.7	139	55	1.70	3.3	27.0				35	38.9		SANDY SILT
11.8	510	1375		481	1317		18.6	141	57	1.97	3.0	29.0				35	40.0		SILTY SAND
12.0	310	995		290	937		18.6	143	59	2.80	1.6	22.4				31	20.1		SILTY SAND
12.2	725	1600		696	1542		19.1	144	61	1.33	4.4	29.4					49.8		SANDY SILT
12.4	480	1125		462	1067		17.7	146	63	1.51	2.7	21.0					26.2		SANDY SILT
12.6	515	1225		494	1167		17.7	148	65	1.57	2.9	23.4					30.6		SANDY SILT

DMT3.dat

DILATOMETER TEST (D M T)



-Figura 29, Relatório de sondagem DMT 03.

4.2.1.3 - Análise resumida dos perfis dos solos.

Os resultados do ensaio dilatométrico indicam a ocorrência de uma areia siltosa com ângulo de atrito na faixa de 30° a 35°, em geral normalmente consolidada (K_D predominantemente na faixa de 1,8 a 2,3) e módulo unidirecional crescente com a profundidade.

4.2.2-Tipo de solo

Do ponto de vista do comportamento geotécnico, os solos de Viçosa englobam a faixa das areias silto-argilosas às argilas areno-siltosas, com limite de liquidez (LL), índice de plasticidade (IP) e índice de atividade das argilas variando respectivamente de 31% a 81%, 12% a 38% e finalmente 0,36 a 1,52 (Azevedo et al. 1998).

Todos os solos pesquisados 100% de material passando na peneira de abertura nominal de 2 mm, sendo que o peso específico dos sólidos gravitou na faixa de 26,00 KN/m³ a 27,10 KN/m³ após os ensaios realizados com amostras deformadas e, posteriormente com as amostras indeformadas.

Inicialmente, com as amostras extraídas dos ensaios de campo tipo SPT, procedeu-se aos ensaios de caracterização do solo: granulometria conjunta, peso específicos dos sólidos e limites de Atterberg, adotando-se o mesmo procedimento a partir das amostras indeformadas coletadas no campo.

Na figura 30 mostra-se o local de retirada da amostra bloco 01.

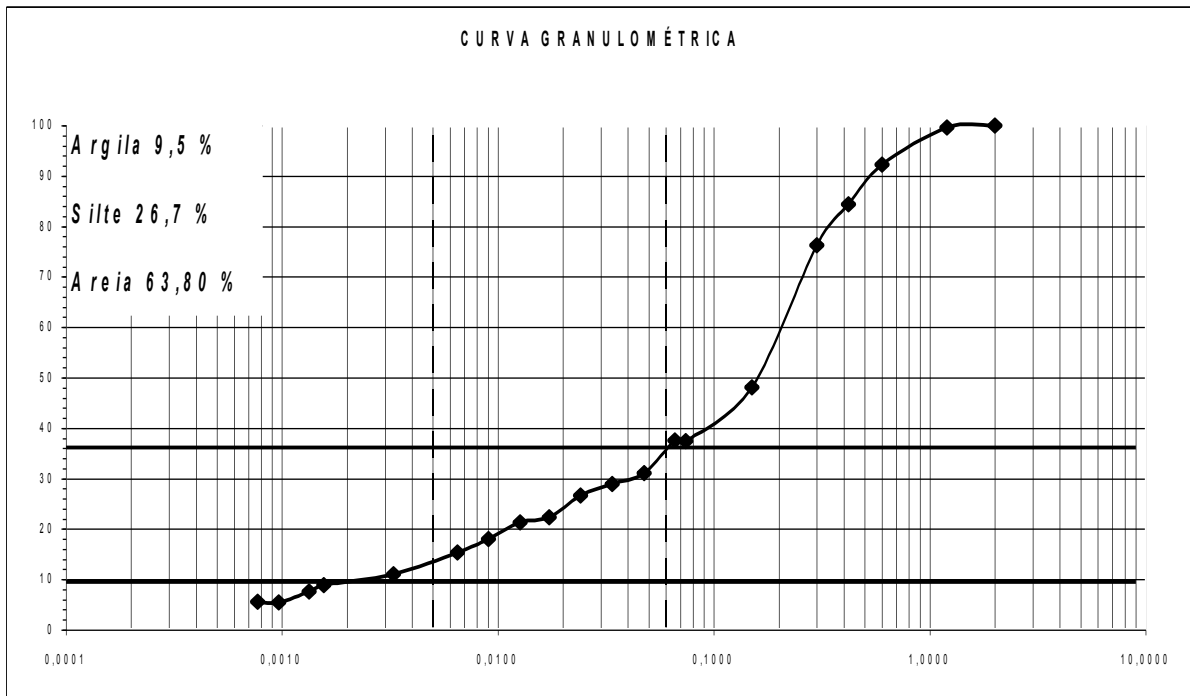
Na figura 31 mostra-se a curva granulométrica da amostra denominada bloco 01

Na figura 32 mostra-se a curva granulométrica da amostra denominada bloco 02.

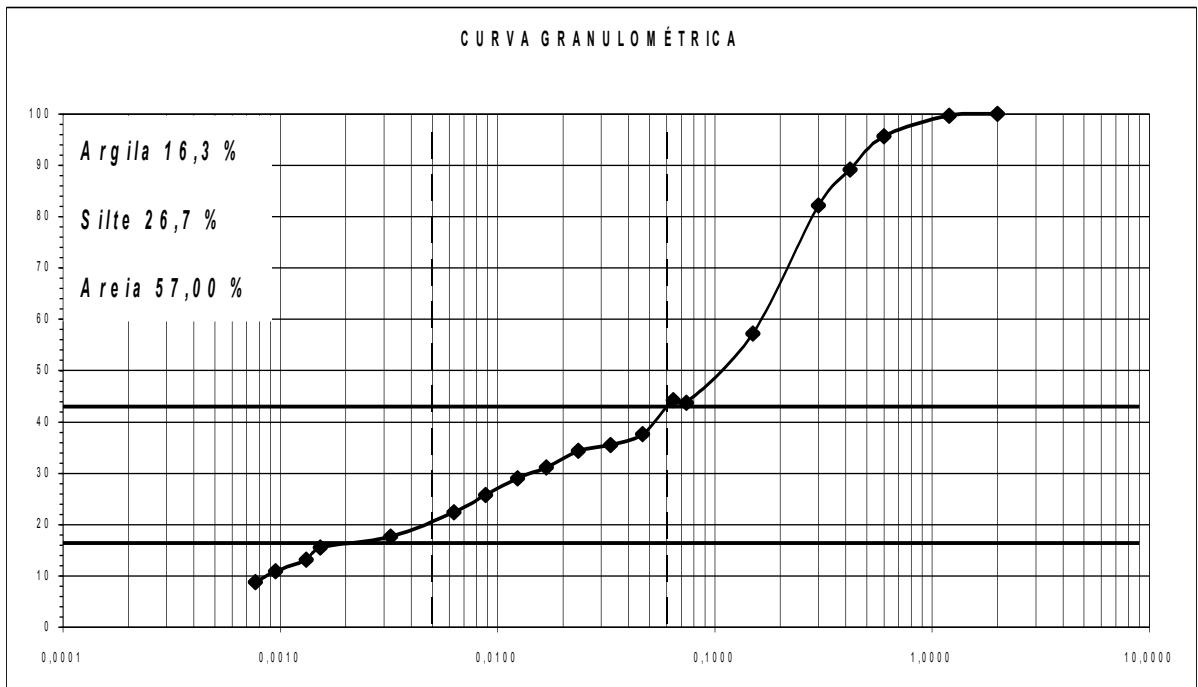


-Figura 29, local de retirada da amostra bloco 01.

Como resultados têm-se, de início, as seguintes curvas granulométricas:



-Figura 30, curva granulométrica da amostra denominada bloco 01

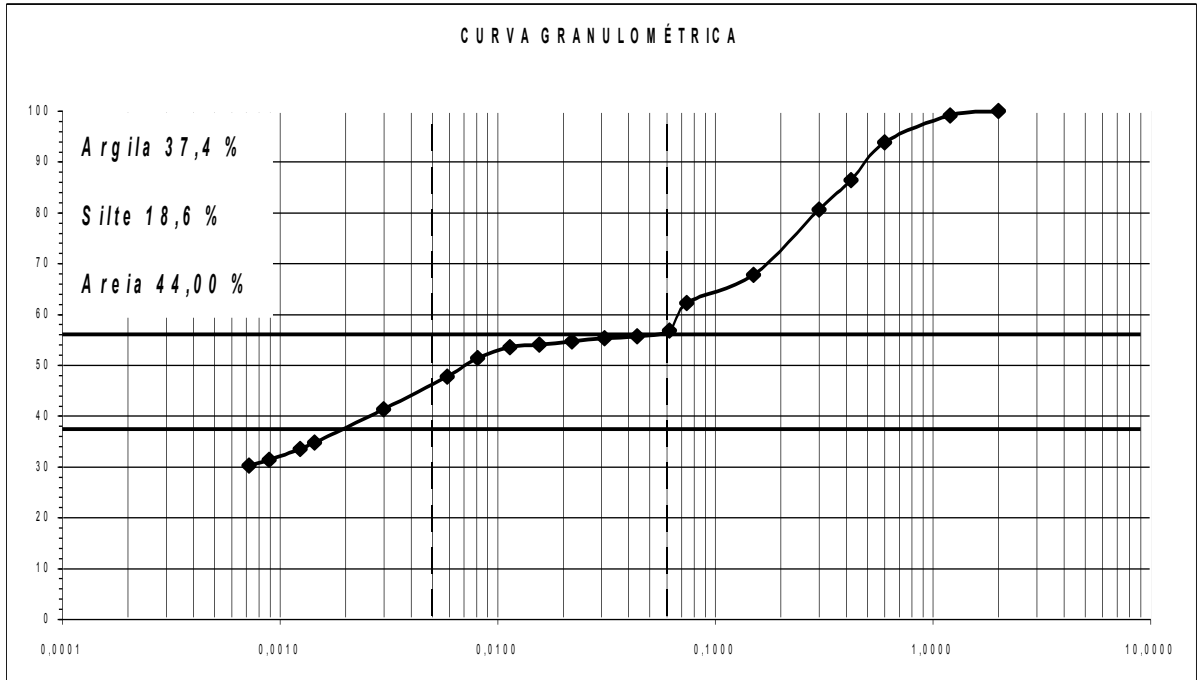


-Figura 31, curva granulométrica da amostra denominada bloco 02.

Na figura 32 mostra-se a curva granulométrica obtida com a amostra retirada no poço apresentado na figura 33.

Na figura 34 agrupa-se todas as curvas granulométricas das 05 amostras deformadas obtidas por ensaios tipo SPT.

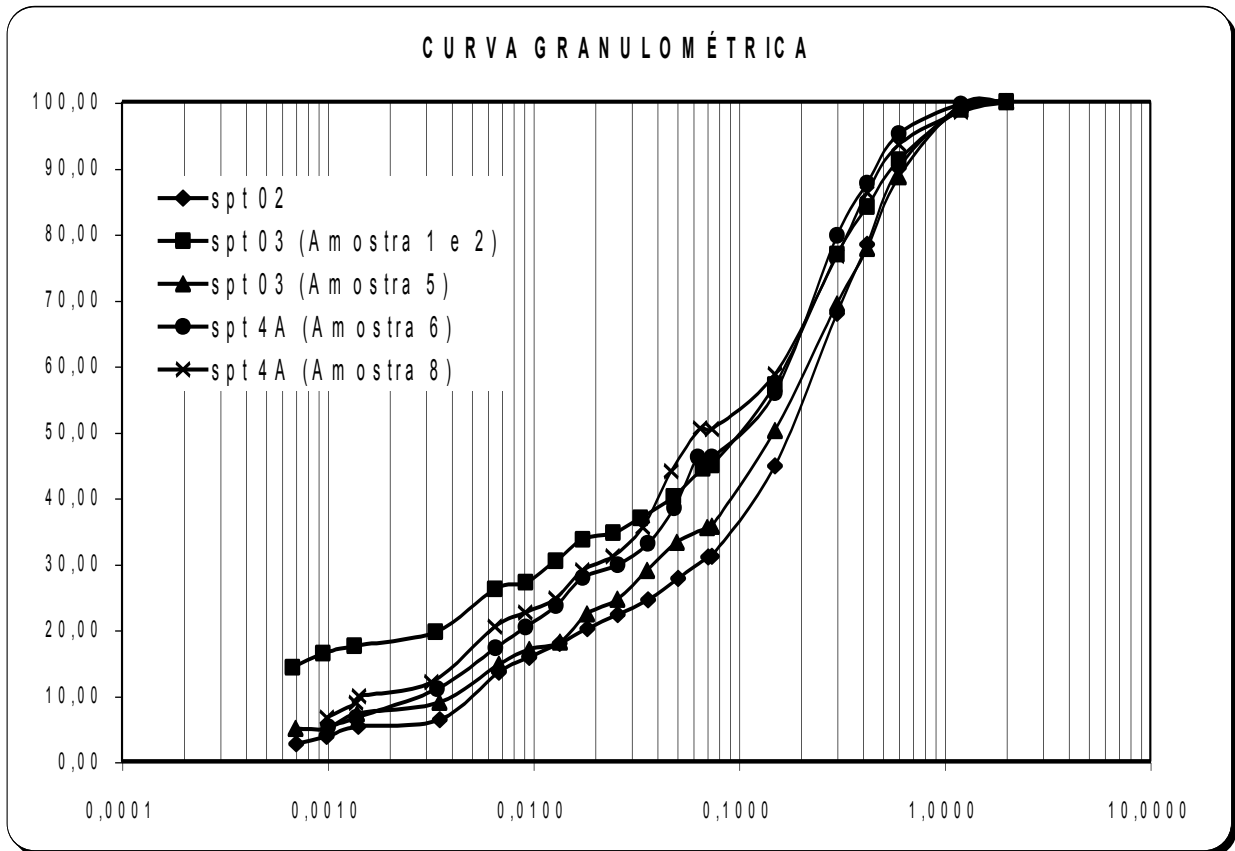
Pode-se observar que os solos estudados apresentaram a mesma classificação granulométrica.



-Figura 32, curva granulométrica da amostra denominada bloco 03.



-Figura 33, local da retirada da amostra bloco 03.



-Figura 34, curvas granulométricas das amostras deformadas.

No quadro 07 é apresentada a caracterização geotécnica dos solos amostrados. São apontados os resultados da análise granulométrica, peso específico dos sólidos, peso específico natural do solo e os limites de Atterberg. São apresentados também valores de índices do solo obtidos indiretamente: grau de saturação, peso específico seco, índice de vazios e atividade das argilas.

A localização dos poços de amostragem está apresentada na planta planimétrica da área (Anexo).

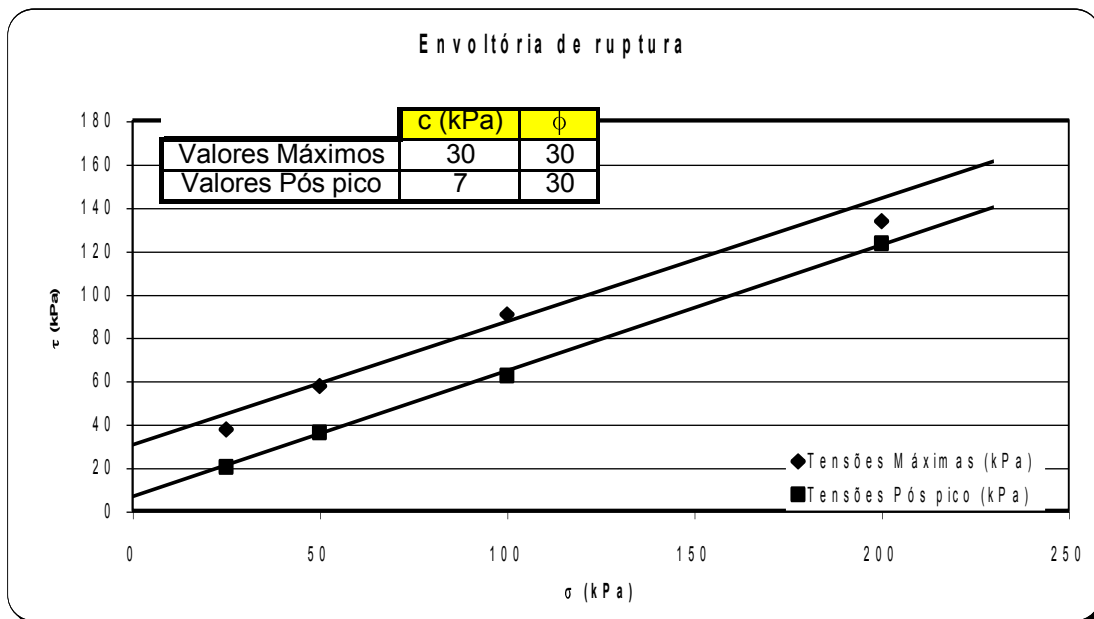
-Quadro 07, caracterização geotécnica dos solos amostrados.

Solo	γ_s (kN/m ³)	w (%)	γ (kN/m ³)	%< 2 μ m	Granulometria segundo a ABNT			γ_d (kN/m ³)	e	Sr (%)	LL (%)	IP (%)	Ativ
					Argila %<5 μ m	Silte % <0,05 mm a % \geq 5 μ m	Areia %>2 mm						
o 1	26,0	29,41	16,82	-	9,50	26,70	63,80	13,00	1,00	77,95	55	24	2
o 2	25,9	26,33	16,62	-	16,30	26,70	57,00	13,16	0,97	71,41	46	23	1
o 3	26,4	45,82	16,66	-	37,40	18,6	44,00	11,43	1,33	93,48	51	33	0
02	26,5	-	-	-	5,40	24,60	70,00	-	-	-	40	19	3
03-3	26,8	-	-	-	18,0	24,80	57,20	-	-	-	35	13	0
03-5	26,3	-	-	-	7,50	27,30	65,20	-	-	-	34	15	2
4A-6	27,1	-	-	-	10,00	34,20	55,80	-	-	-	-	-	
4A-8	27,1	-	-	-	10,00	34,20	55,80	-	-	-	-	-	

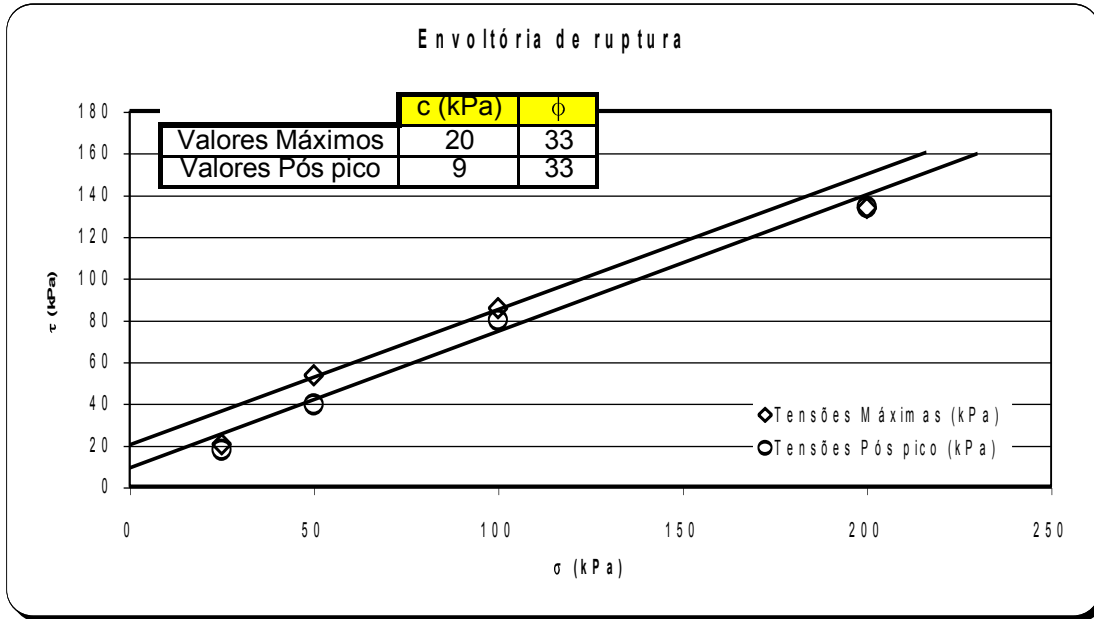
4.2.3-Propriedades de engenharia do solo

Os ensaios de cisalhamento direto realizados com amostras indeformadas, inicialmente na umidade natural e, posteriormente, inundados durante a seqüência do ensaio, visaram obter parâmetros que simulassem as condições de campo, atendendo à flutuações de níveis d'água e indicando em gráficos $\sigma' \times \varepsilon_h$, tensões de pico e “pós-pico”(tendência a residual).

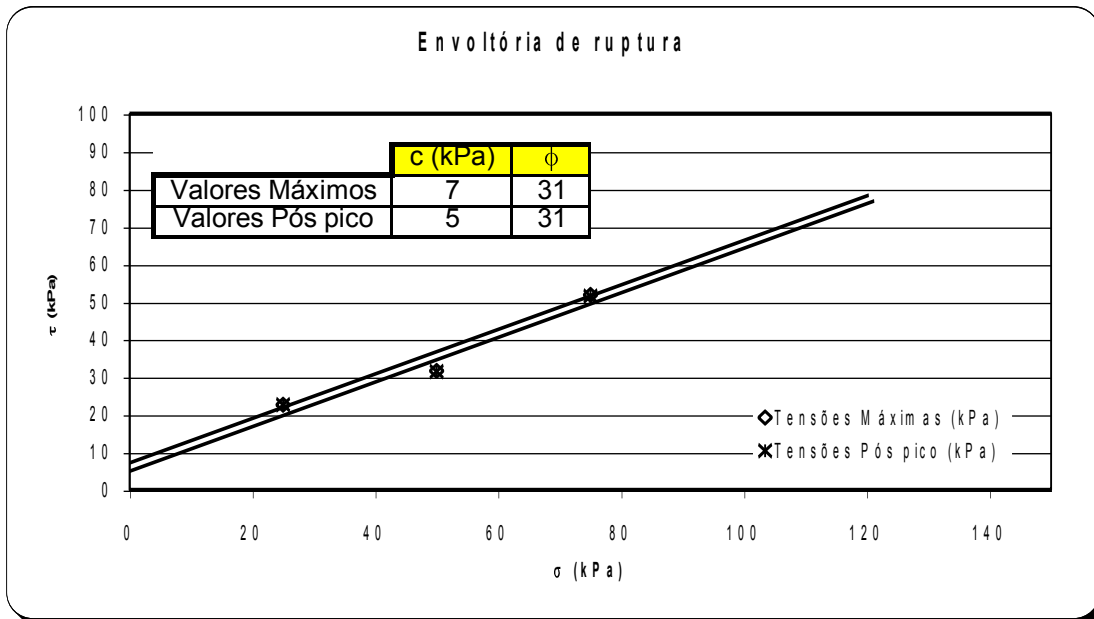
Os gráficos que demonstram as envoltórias de ruptura (pxq) são apresentados a seguir:



-Figura 35, envoltória de resistência ensaio no bloco 01.



-Figura 36, envoltória de resistência ensaio no bloco 02.



-Figura 37, envoltória de resistência no bloco 03.

Os resultados dos ensaios com os parâmetros de resistência de pico e residual são apresentados na Tabela 08 e confirmam os obtidos nos ensaios DMT,

já os gráficos de tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal são apresentados nas Figuras 53,54,55,56,57 e 58 no ANEXO desta tese.

Tabela 08, comparativo de resultados de ensaios de cisalhamento direto.

Solo	Resistência de pico umidade natural c' (kPa)	Resistência de pico umidade natural ϕ'	Resistência residual Inundado c' (kPa)	Resistência residual Inundado ϕ'
Bloco 01	30	30	07	30°
Bloco 02	20	33	9	33
Bloco 03	07	31°	05	31°

De modo geral, as envoltórias de resistência ao cisalhamento das amostras indeformadas, após inundação com água, mostraram reduções no parâmetro de coesão efetiva, quando compara-se com o comportamento das amostras antes da inundação, ainda na umidade natural. Crê-se que este fenômeno esteja relacionado à redução da sucção, ou seja, redução da parcela de contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento do solo, após a inundação.

Tabela 09, valor da redução da parcela de contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento do solo, após inundação.

Tipo de solo	Varição de $(u_a - u_w) \cdot \text{tg} \phi_b$, (kPa)
Solo areno siltoso - bloco 01	23
Solo areno-siltoso - bloco 02	11
Solo argilo-arenoso - bloco 03	02

Quanto ao ângulo de atrito efetivo, não se observou variações de valor em nenhuma das amostras ensaiadas do bloco 01 (areno siltoso), bloco 02 (areno-siltoso) e bloco 03 (argilo-arenoso), quando inundaram-se as amostras, porque são solos ditos granulares.

4.2.4 - Variação do nível d'água

É usual estabelecer o lençol d'água e sua elevação em uma dada região, medindo-se a profundidade em vários furos. O tempo necessário é função da permeabilidade do solo.

A estabilização do nível d'água se dá geralmente em até vinte e quatro horas após a incidência de chuvas. Seguindo-se recomendação de FANG (1991), bons resultados podem ser obtidos se forem realizadas leituras por um longo período de tempo. Adotou-se um critério de medições de níveis d'água, a partir de dezesseis horas após o início de chuvas. E nos períodos de estiagem variaram-se medições em intervalos de quinze dias ou até mais dias.

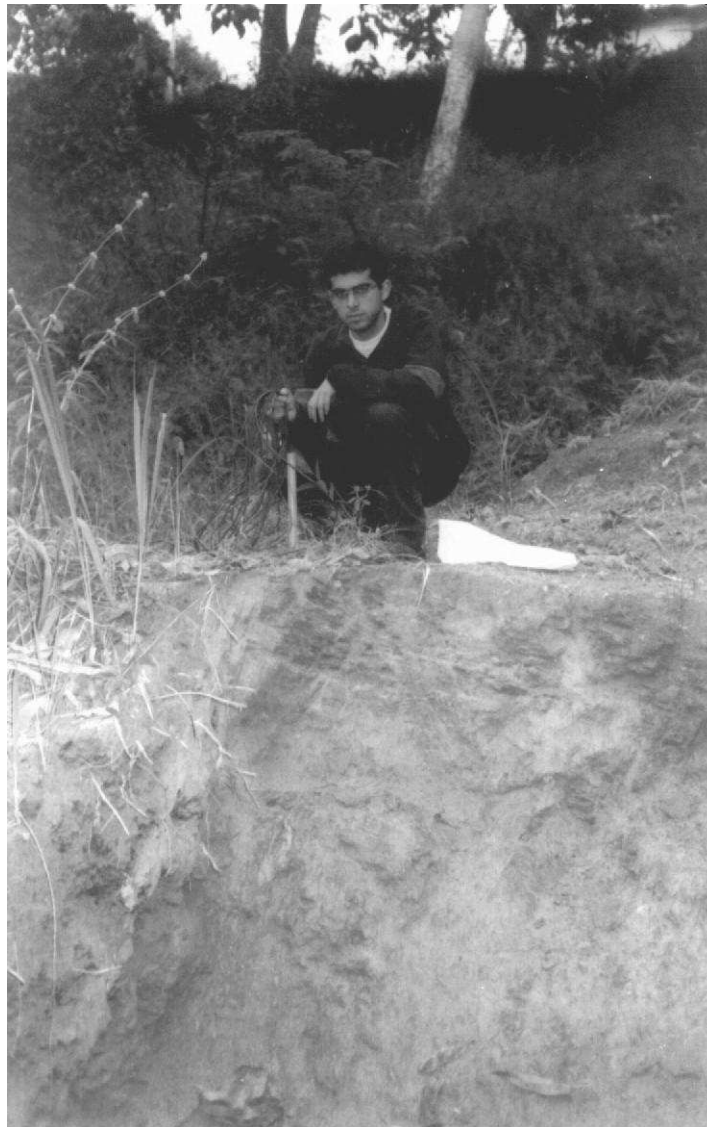
A profundidade do nível d'água é geralmente medida, através de um indicador sonoro ou, de um indicador elétrico de nível de água. No primeiro caso, introduz-se um tubo metálico de aproximadamente 40 cm de comprimento e 2,54 cm (1") de diâmetro, que possui ranhuras que se assemelham a um instrumento de sopro. Quando o tubo pendurado a uma corda de nylon toca a superfície da água, emite um som agudo e bem definido. Mede-se a distância da boca do furo até a ranhura do tubo, e tem-se a profundidade do nível d'água.

No segundo caso, utilizou-se um Medidor de Nível de Água, aparelho desenvolvido no LEC - Setor de Geotecnia da UFV (VIEIRA,2003) para determinação do nível d'água em furos de sondagens. Este é composto por sensor, cabo de medição e unidade sinalizadora. A unidade sinalizadora é composta por um circuito eletrônico e pilhas de alimentação. Devido à simplicidade do circuito, tem-se um aparelho de custo relativamente baixo, de grande confiabilidade e baixo consumo de energia. O sensor é composto por duas pontas de prova ligada a fios conectados à unidade sinalizadora. O cabo de medição é composto por um cabo de duas vias, com bom isolamento e boa flexibilidade.

A leitura é feita por medição da resistência dielétrica do meio em que se encontra o sensor. O aparelho é calibrado para acionar um dispositivo luminoso quando a resistência dielétrica do meio cair abaixo de determinado valor. Como

em geral a resistência dielétrica do ar é muito maior que o da água, ao se mergulhar o sensor neste meio, tem-se uma passagem de corrente nos terminais do sensor causando o acionamento do dispositivo luminoso. A leitura é feita através de marcações prévias no cabo condutor e trena, medindo-se o comprimento do cabo introduzido no furo.

Este método permite uma determinação confiável, onde o grau de precisão depende basicamente da leitura na trena podendo, portanto, gerar leituras com nível de precisão da ordem do centímetro.



-Figura 38, medição do nível d'água no talude rompido.

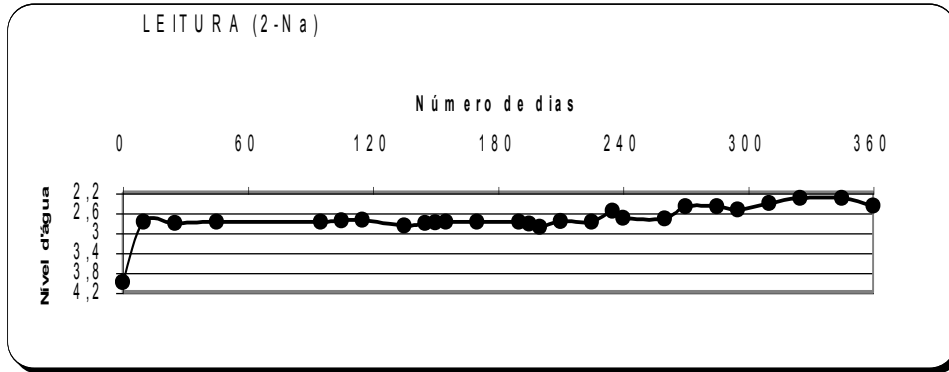
A Tabela 12 e as Figuras 39 a 45 apresentam os resultados de medições do nível do lençol freático para um período de 360 dias.

Tabela 10, planilha de medições de nível d'água.

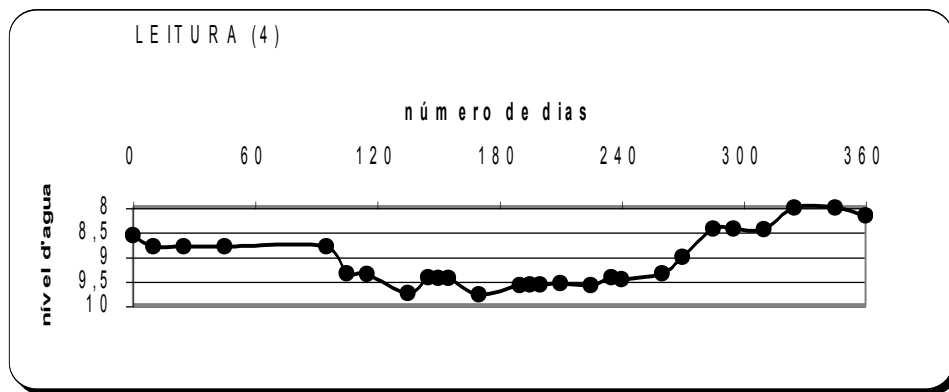
Loteamento B.Inconfidência		FUROS					
Nº de dias	piezômetro	2	4	4A	4B	4C	6A
	tipo	NA(m)	NP(m)	NA(m)	NP(m)	NA(m)	NP(m)
	Leitura inicial	4,01	8,58	8,5	5,5	5,45	0,03
	Data	31/03/03	01/04/03	01/04/03	31/03/03	31/03/03	01/04/03
	Variação						
10	2º leitura	2,8	8,8	8,8	5,65	5,67	0,035
	Data	09/04/03	10/04/03	09/04/03	09/04/03	09/04/03	09/04/03
	Variação	1,21	0,22	0,3	0,15	0,22	0,005
25	3º leitura	2,82	8,8	9,13	5,71	5,77	0,03
	Data			25/04/03	25/04/03	25/04/03	25/04/03
	Variação	0,02	0	0,33	0,06	0,1	-0,01
45	4º leitura	2,8	8,8	9,22	5,69	5,89	0,002
	Data	13/05/03	20/05/03	13/05/03	13/05/03	13/05/03	13/05/03
	Variação	-0,02	0	0,09	-0,02	0,12	-0,04
	5º leitura	2,8	8,8	9,22	5,69	5,89	0,002
	Data						
	Variação	0	0	0	0	0	0,00
95	6º leitura	2,8	8,8	8,7	5,69	5,89	0,002
	Data	03/07/03	03/07/03	03/07/03	03/07/03	03/07/03	03/07/03
	Variação	0	0	-0,52	0	0	0
105	7º leitura	2,77	9,35	9,25	5,89	5,91	0,025
	Data			15/07/03	15/07/03	15/07/03	15/07/03
	Variação	-0,03	0,55	0,55	0,2	0,02	0,023
115	8º leitura	2,75	9,37	9,08	5,82	5,9	0,01
	Data		23/07/03	23/07/03	23/07/03	23/07/03	23/07/03
	Variação	-0,02	0,02	-0,17	-0,07	0,01	-0,015
135	9º leitura	2,87	9,76	9,65	5,89	5,97	0,01
	Data	17/08/03	17/08/03	17/08/03	17/08/03	17/08/03	17/08/03
	Variação	0,12	0,39	0,57	0,07	0,07	0,00
145	10º leitura	2,82	9,43	9,35	5,86	5,95	0,03
	Data	27/08/03	27/08/03	27/08/03	27/08/03	27/08/03	27/08/03
	Variação	-0,05	-0,33	-0,30	-0,03	-0,02	0,02
150	11º leitura	2,81	9,45	9,34	5,9	5,95	-0,01
	Data	30/08/03	30/08/03	30/08/03	30/08/03	30/08/03	30/08/03
	Variação	-0,01	0,02	-0,01	0,04	0,00	-0,04
155	12º leitura	2,80	9,45	9,38	5,86	5,96	0,02
	Data	03/09/03	03/09/03	03/09/03	03/09/03	03/09/03	03/09/03
	Variação	-0,01	0,00	0,04	-0,04	0,01	0,03
170	13º leitura	2,80	9,78	9,35	5,93	5,82	0,02
	Data	16/09/03	16/09/03	16/09/03	16/09/03	16/09/03	16/09/03
	Variação	0,00	0,33	-0,03	0,07	-0,14	0,00
190	14º leitura	2,80	9,6	9,52	6,05	6,3	0,05
	Data	07/11/03	07/11/03	07/11/03	07/11/03	07/011/03	07/11/03
	Variação	0,00	-0,18	0,17	0,12	0,48	0,03
195	15º leitura	2,83	9,59	9,51	5,97	6,05	0,04
	Data	12/11/03	12/11/03	12/11/03	12/11/03	12/11/03	12/11/03
	Variação	0,03	-0,01	-0,01	-0,08	-0,25	-0,01
200	16º leitura	2,90	9,58	9,45	5,97	6,04	0,03
	Data	14/11/03	14/11/03	14/11/03	14/11/03	14/11/03	14/11/03
	Variação	0,07	-0,01	-0,06	0,00	-0,01	-0,01
210	17º leitura	2,78	9,56	9,41	5,93	6,01	0,03
	Data	21/11/03	21/11/03	21/11/03	21/11/03	21/11/03	21/11/03
	Variação	-0,12	-0,02	-0,04	-0,04	-0,03	0,00

Continuação da Tabela 10, piezometria.

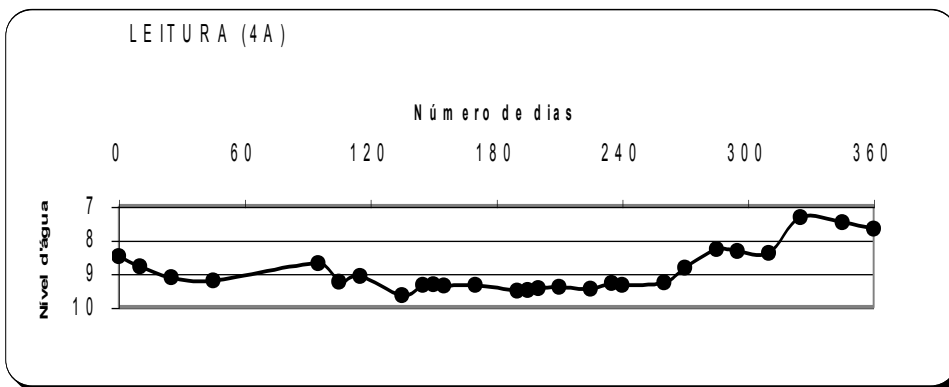
225	18ª leitura	2,79	9,6	9,47	5,95	6,03	0,03
	Data	03/12/03	03/12/03	03/12/03	03/12/03	03/12/03	03/12/03
	Varição	0,01	0,04	0,06	0,02	0,02	0,00
235	19ª leitura	2,58	9,44	9,3	5,69	5,8	-0,04
	Data	11/12/03	11/12/03	11/12/03	11/12/03	11/12/03	11/12/03
	Varição	-0,21	-0,16	-0,17	-0,26	-0,23	-0,07
240	20ª leitura	2,72	9,48	9,36	5,85	5,93	0,03
	Data	16/12/03	16/12/03	16/12/03	16/12/03	16/12/03	16/12/03
	Varição	0,14	-0,04	-0,06	-0,16	-0,13	-0,07
260	21ª leitura	2,73	9,36	9,28	5,81	5,88	0,08
	Data	05/01/04	05/01/04	05/01/04	05/01/04	05/01/04	05/01/04
	Varição	0,01	-0,12	-0,08	-0,04	-0,05	0,05
270	22ª leitura	2,48	9,02	8,84	5,34	5,40	-0,05
	Data	13/01/04	13/01/04	13/01/04	13/01/04	13/01/04	13/01/04
	Varição	-0,25	-0,34	-0,44	-0,47	-0,48	-0,13
285	23ª leitura	2,48	8,44	8,29	5,18	5,15	-0,09
	Data	27/01/04	27/01/04	27/01/04	27/01/04	27/01/04	27/01/04
	Varição	0,00	-0,58	-0,55	-0,16	-0,25	-0,04
295	24ª leitura	2,55	8,44	8,34	5,34	5,40	-0,09
	Data	05/02/04	05/02/04	05/02/04	05/02/04	05/02/04	05/02/04
	Varição	0,07	0,00	0,05	0,16	0,25	0,00
310	25ª leitura	2,42	8,45	8,40	5,25	5,22	-0,09
	Data	18/02/04	18/02/04	18/02/04	18/02/04	18/02/04	18/02/04
	Varição	-0,13	0,01	0,06	-0,09	-0,18	0,00
325	26ª leitura	2,32	8,02	7,35	4,85	4,85	-0,19
	Data	03/03/04	03/03/04	03/03/04	03/03/04	03/03/04	03/03/04
	Varição	-0,10	-0,43	-1,05	-0,40	-0,37	-0,10
345	27ª leitura	2,32	8,02	7,50	4,82	4,83	-0,19
	Data	24/03/04	24/03/04	24/03/04	24/03/04	24/03/04	24/03/04
	Varição	0,00	0,00	0,15	-0,03	-0,02	0,00
360	28ª leitura	2,47	8,18	7,68	4,88	4,92	-0,19
	Data	06/04/04	06/04/04	06/04/04	06/04/04	06/04/04	06/04/04
	Varição	0,15	0,16	0,18	0,06	0,09	0,00



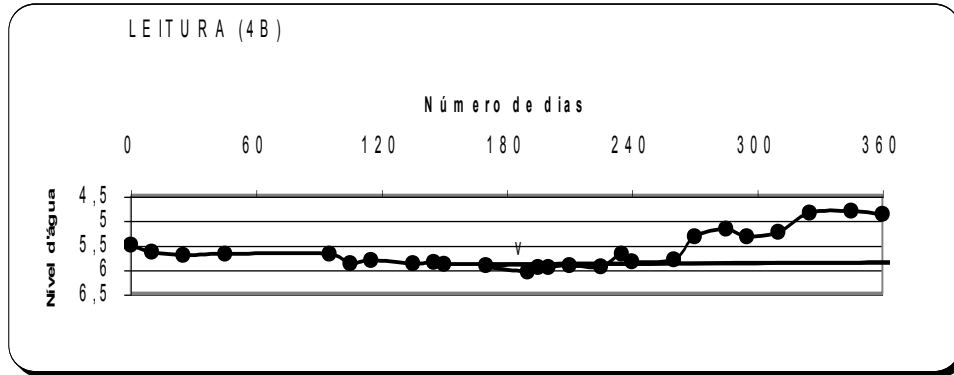
-Figura 39, nível d'água no poço 02.



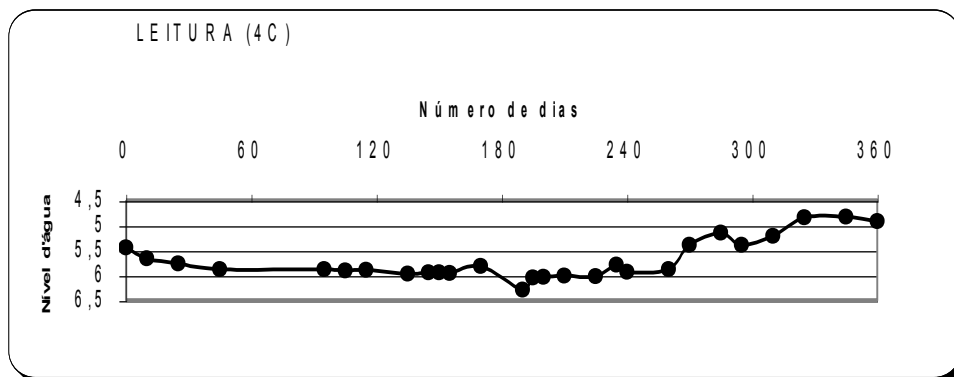
-Figura 40, piezometria no piezômetro 04.



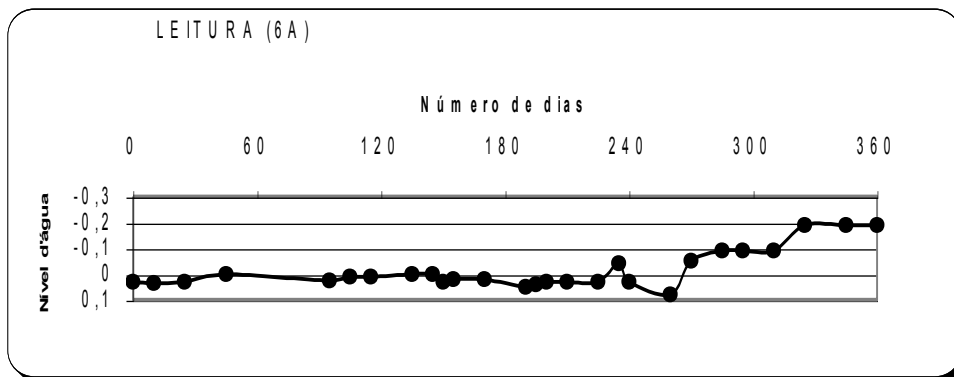
-Figura 41, nível d'água no poço 4 A.



-Figura 42, piezometria no Piezômetro 4 B.

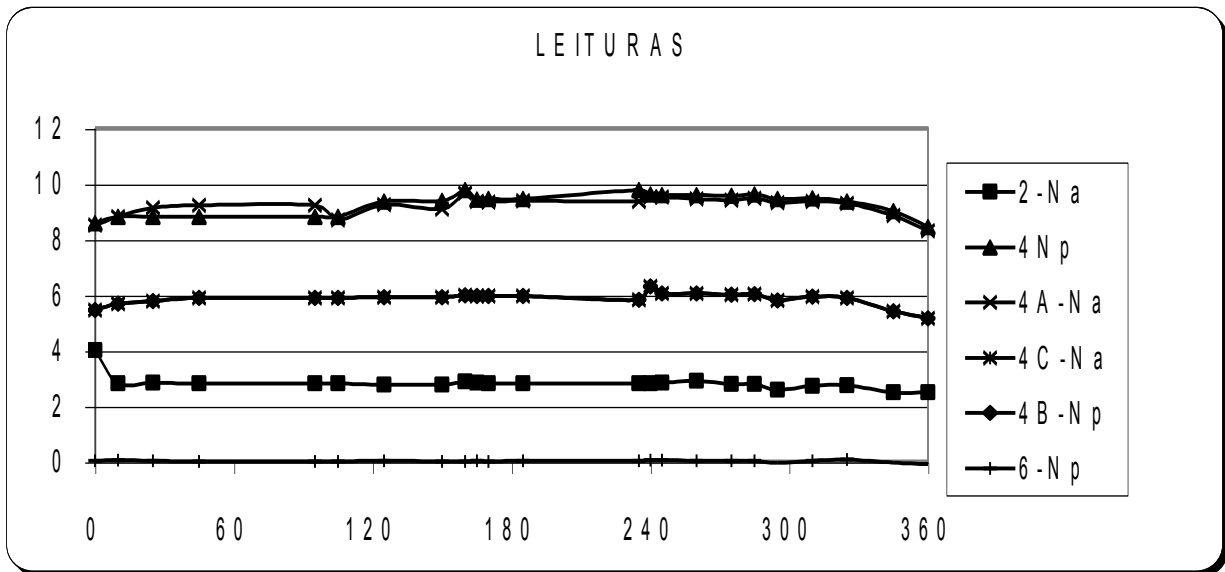


-Figura 43, nível d'água no Piezômetro 4 C.



-Figura 44, piezometria no Piezômetro 6 A.

Observa-se que as diferenças nas leituras entre os piezômetros abertos e os poços de observação de níveis d'água (não selados) foram de pequena magnitude ao longo da pesquisa, quando compara-se os mais próximos (4A e 4 e 4B e 4C), não havendo portanto artesianismo.



-Figura 45, resultados das variações de lençóis freáticos.

Na tabela 11 mostram-se variáveis com base nas medições do lençol freático na área da pesquisa.

-Tabela 11, regime de variação do lençol freático na área da pesquisa.

Piezômetro ou Poço	Elevação Máxima (m)	Rebaixamento Máximo (m)	Média (m)	Desvio Padrão (m)	Varição Máxima (m)
02	2,90	2,32	2,69	0,18	0,58
04	9,78	8,80	9,32	0,37	0,98
4A	9,65	8,29	9,12	0,40	1,36
4B	6,05	4,82	5,64	0,36	1,23
4C	6,30	4,83	5,71	0,40	1,47
6A	-0,19	0,08	-0,02	-0,07	0,27

Quando estabelecem-se médias e desvios padrão das leituras para cada piezômetro ou poço, nota-se que entre os mais próximos (praticamente de mesma cota), denominados 4 e 4 A e 4B e 4C, as variações máximas do lençol freático são da mesma ordem de grandeza, não indicando artesianismo. Também as médias de 9,32 m e 9,12 m (PCG 4 e PO 4A), e de 5,64 m e 5,71 m (PCG 4B e PO 4C), são bem próximas, indicando desvios padrões praticamente iguais.

4.2.5- Comparação dos resultados obtidos com ensaios dilatométricos em relação aos resultados dos ensaios de granulometria conjunta.

Comparou-se os resultados dos ensaios dilatométricos com os resultados dos ensaios de granulometria realizados com as amostras coletadas no ensaio tipo SPT, verificou-se que as classificações de solo indicadas são compatíveis e coerentes nos perfis de solos analisados. Aparentemente, há uma divergência de nomenclatura, pois em se tratando de um solo arenoso o que o ensaio DMT indica como silte arenoso (sandy silt), o ensaio SPT denomina areia média siltosa, bem como o que o ensaio DMT classifica como areia siltosa (silty sand), o ensaio SPT indica uma areia fina com silte.

4.2.6-Aquisição de parâmetros de resistência do solo, utilizando os resultados do ensaio dilatométrico (DMT).

Devido às limitações técnicas não foi possível coletar amostras indeformadas para ensaio da camada classificada como silte arenoso. Tendo sido esta camada também identificada nos ensaios dilatométricos, os parâmetros de resistência deste tipo de solo foram determinados a partir dos resultados dos

ensaios e utilizados nas análises de estabilidade mostrados na tabela 12, após criteriosa análise de resultados baseados na tabela 13.

Tabela 12, parâmetros de resistência utilizados para a camada silto-arenosa.

Tipo de solo/ 6,50m	Peso específico kN/m ³	Coesão kPa	Ângulo de atrito interno Graus	Coesão saturado. kPa	Ângulo de atrito interno Graus sat.
Silte arenoso	14,6	10-7	25-20	3-0	25-20

4.2.7-Análises de estabilidade dos taludes

A partir dos escorregamentos ocorridos no loteamento Inconfidência em Viçosa-MG, monitorou-se um talude através de piezômetros, para se verificar a influência do nível d'água no solo. Comprovando-se a flutuação do nível d'água, apresenta-se o resultado de uma série de retroanálises usando um conjunto de taludes na área problemática. Verificou-se que as propriedades de engenharia do solo dos referidos taludes estão influenciadas pela flutuação do lençol d'água.

Após o levantamento topográfico da área, foram definidas algumas seções geotécnicas principais na região problemática, estabelecendo-se níveis de lençóis freáticos, tanto para a estação seca quanto para a chuvosa. Como já se referiu, as distribuições espaciais das camadas do subsolo foram definidas através das sondagens tipo SPT, complementadas pelo ensaio DMT.



- Figura 46, cunha de ruptura junto à seção geotécnica B.

Utilizou-se o programa SLOPE/W da GEOSLOPE licenciado com o DEC-UFV, para analisar a estabilidade de três taludes que já sofreram escorregamentos. Obteve-se os parâmetros (propriedades de engenharia) de coesão, atrito interno do solo e peso específico natural. Avaliou-se a estabilidade em estação seca e em estação chuvosa, reconstituindo a geometria original (antes do primeiro escorregamento) das três seções geotécnicas, adotando-se um RN igual a 620 m.

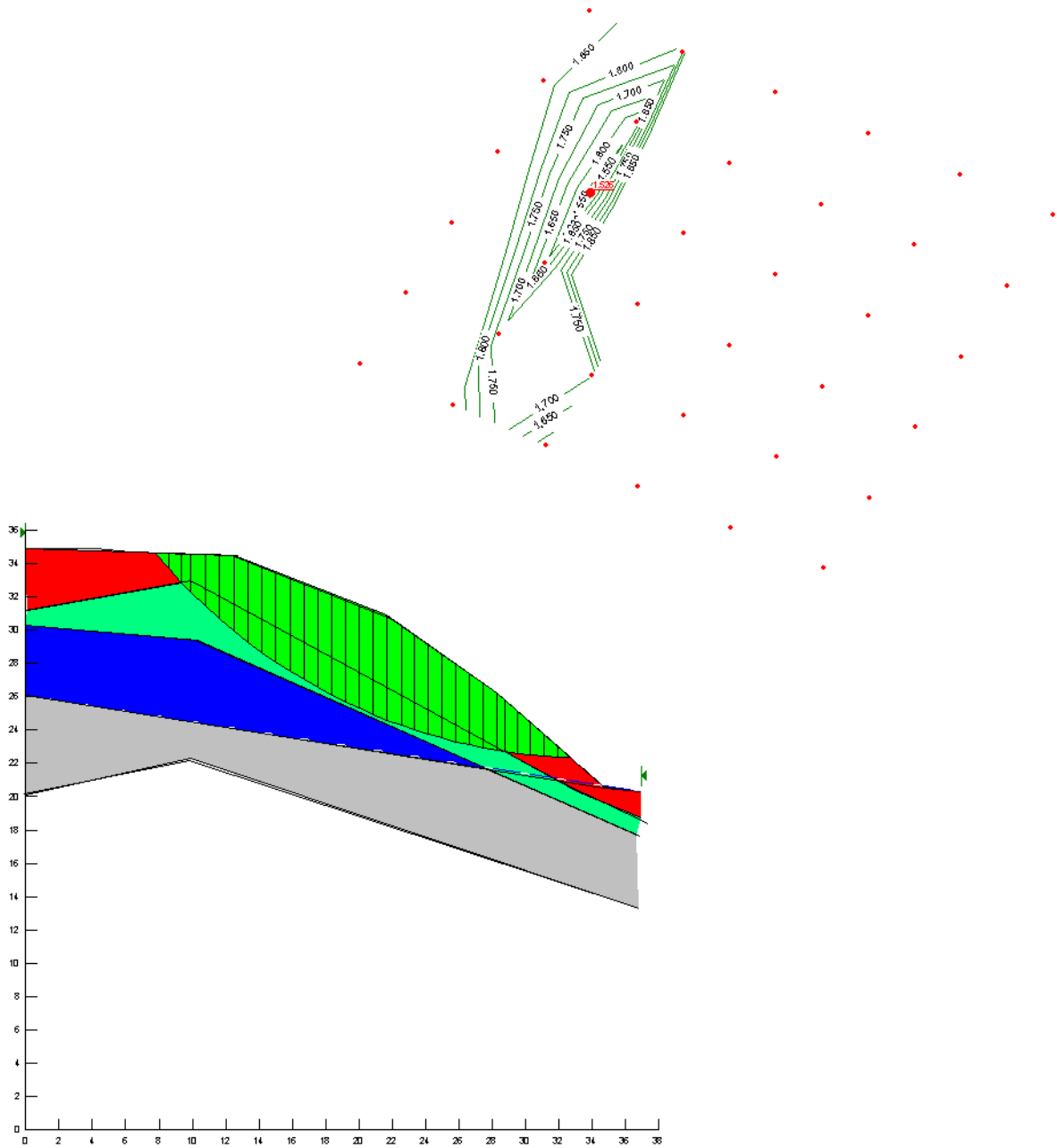
Para as análises de estabilidade foram usados parâmetros de resistência obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto, bem como os obtidos pelos ensaios dilatométricos.





Verificou-se que os resultados dos ensaios dilatométricos divergem de pouca monta, dos ensaios de laboratório de cisalhamento direto. A partir daí para a camada de silte arenoso, não ensaiado em laboratório, foram admitidos os valores do ensaio DMT nas análises de estabilidade.

-Tabela 13, comparativo dos parâmetros de resistência em ensaios de campo versus ensaios de laboratório realizados.

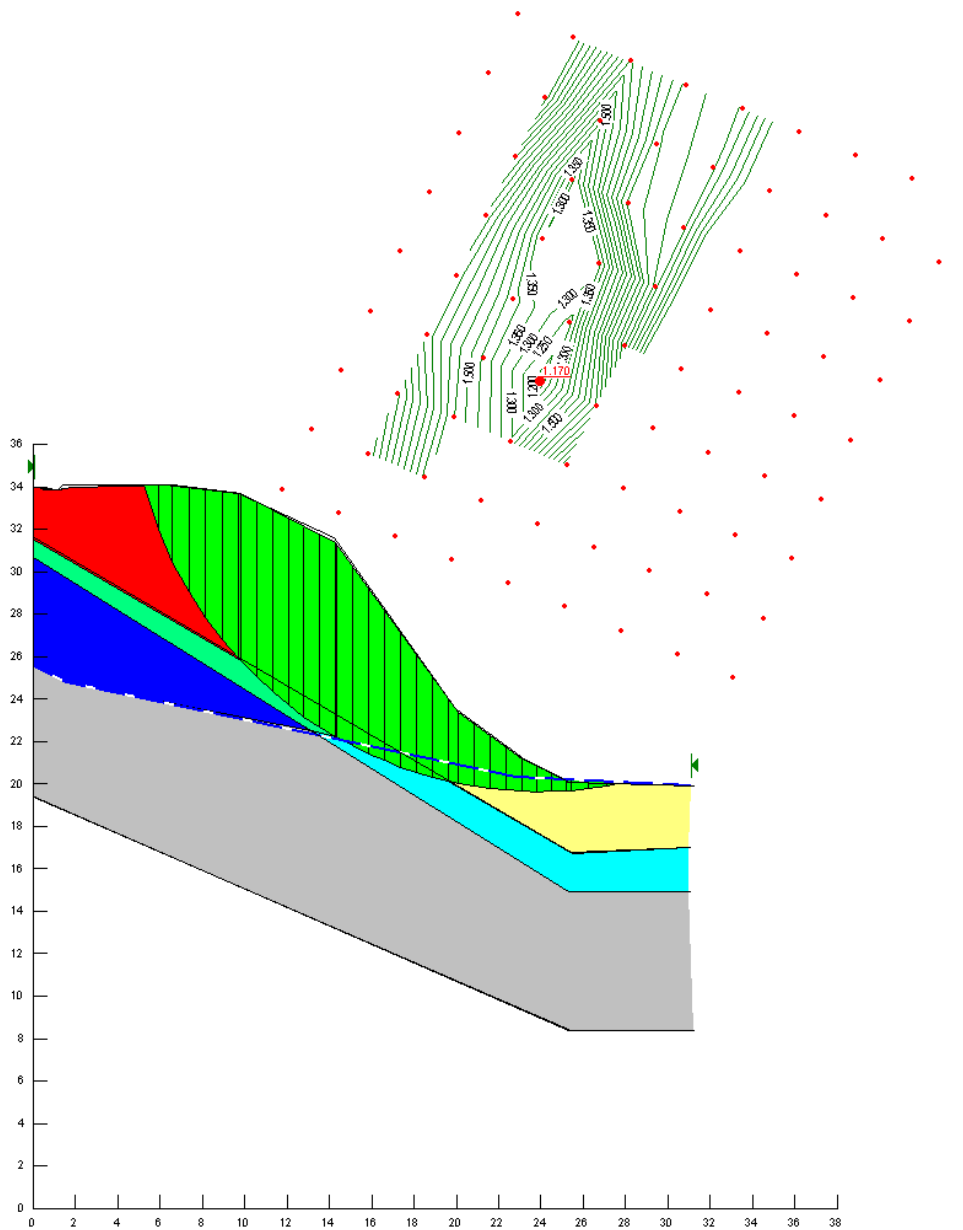
		Lab	Lab	Lab	DMT	DMT	DMT
Tipo de solo	amostra	γ kN/m ³	C' kPa	ϕ'	γ kN/m ³	C' kPa	ϕ
Areia com silte	Bloco 01	16,82	26-07	30-30	15,92	-----	34
Silte arenoso	DMT 02	-	-	-	14,60	10-00	25-20
Areia fina,silte	Bloco 02	16,62	20-09	33-33	17,67	-----	33
Areia argilosa	Bloco 03	16,8	27-05	31-31	-----	-----	-----

Os resultados obtidos são apresentados nas figuras 47, 48, 49, 50, 51 e 52.



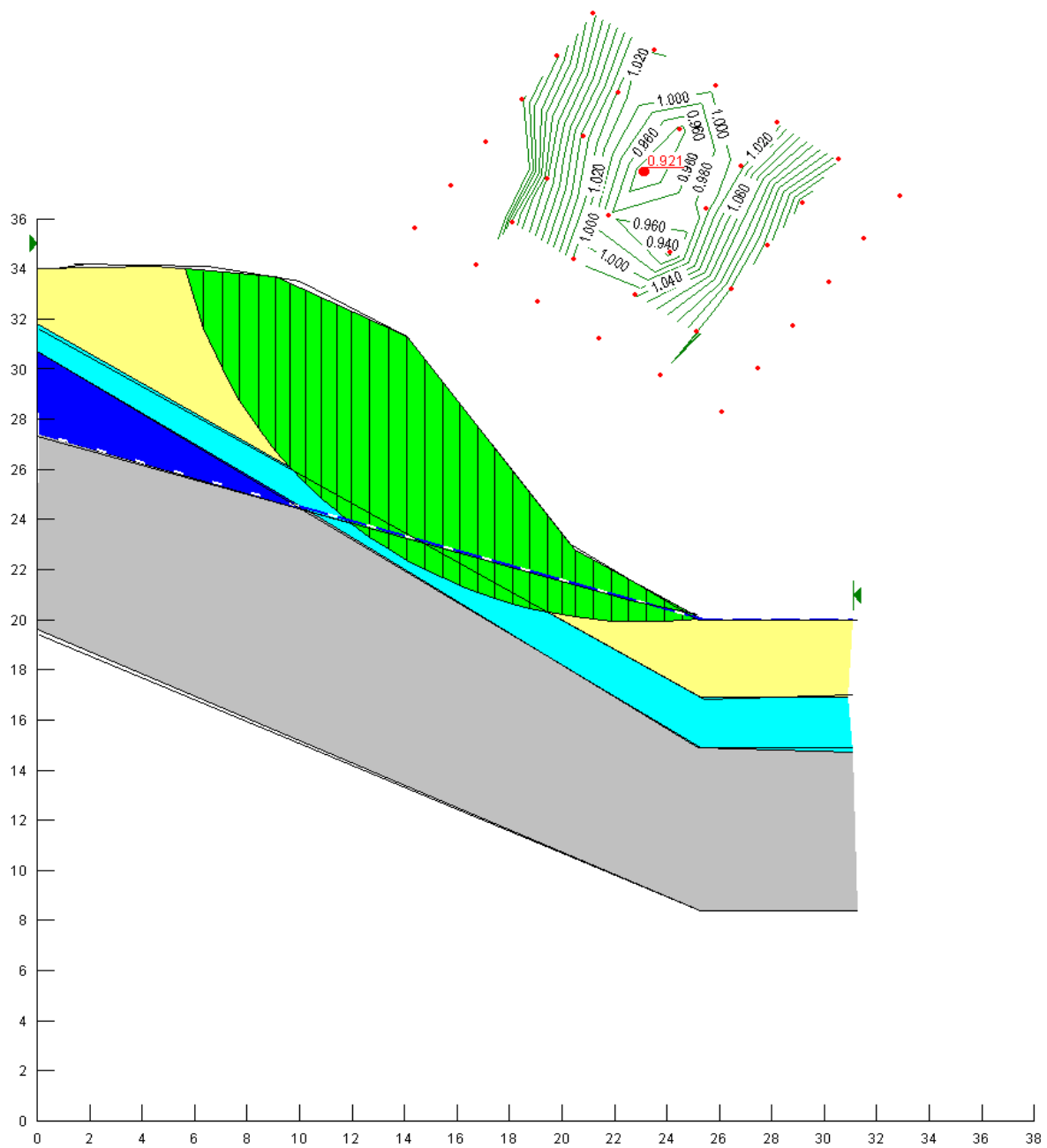
	Solo	γ_s (kN/m ³)	C(kPa)	ϕ°
	Areia argilosa, silte	16,82	26	30
	Silte arenoso	14,60	07	25
	Areia fina-média, silte	16,62	20	33
	Areia fina-média, silte	16,62	09	33

-Figura 47, análise de estabilidade da seção geotécnica C, LF em 23-07-2003. FS mínimo igual a 1,52 (estação seca).



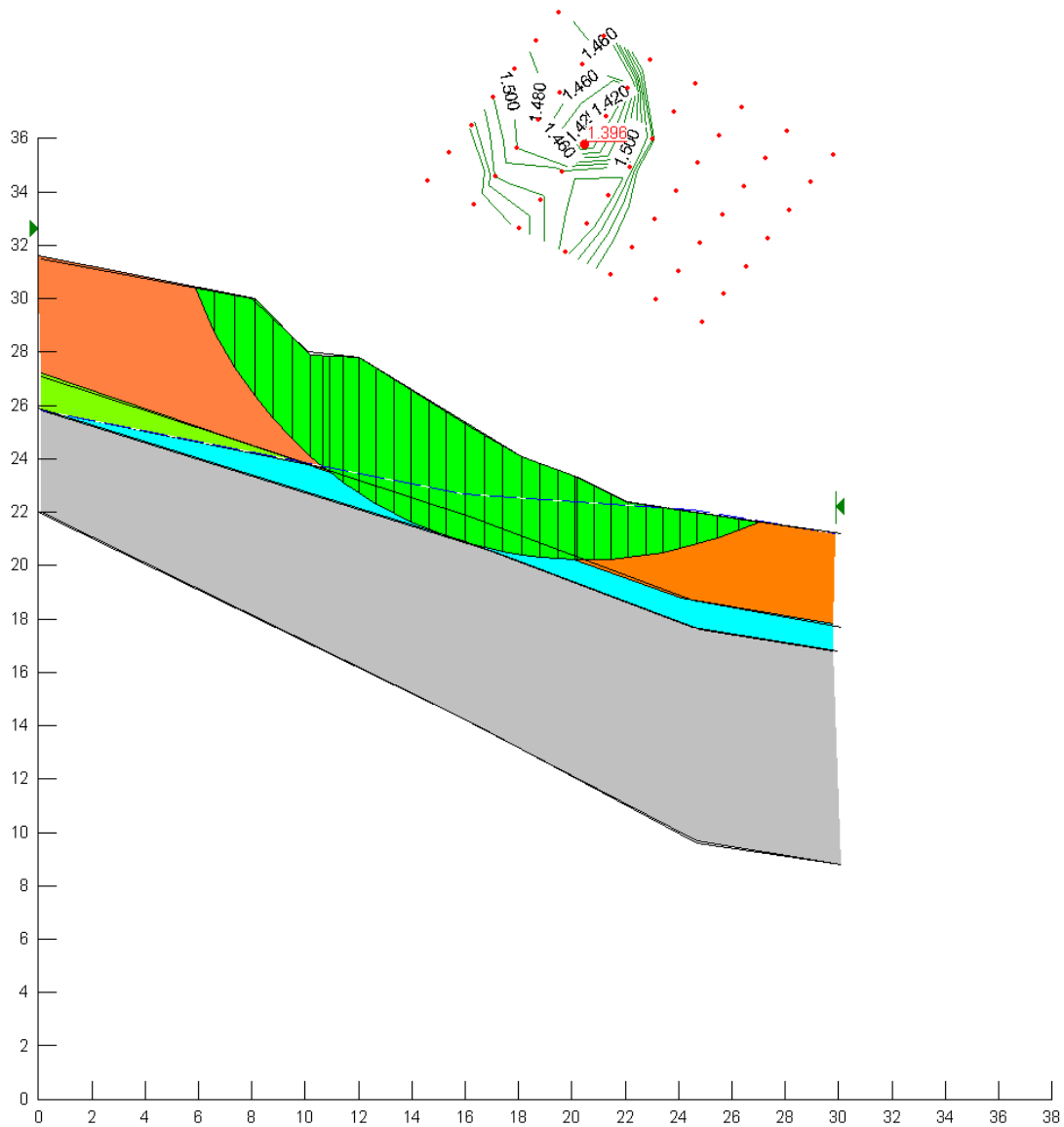
	Solo	γ_s (kN/m ³)	C(kPa)	ϕ°
	Areia fina	16,83	30	30
	Areia fina	16,83	07	30
	Silte arenoso	14,60	10	25
	Silte arenoso	14,60	03	25
	Areia fina-média,silte	16,62	20	33
	Areia fina-média,silte	16,62	09	33

-Figura 49, análise de estabilidade da seção geotécnica B, LF em 23-07-2003. FS mínimo igual a 1,17 (estação seca).



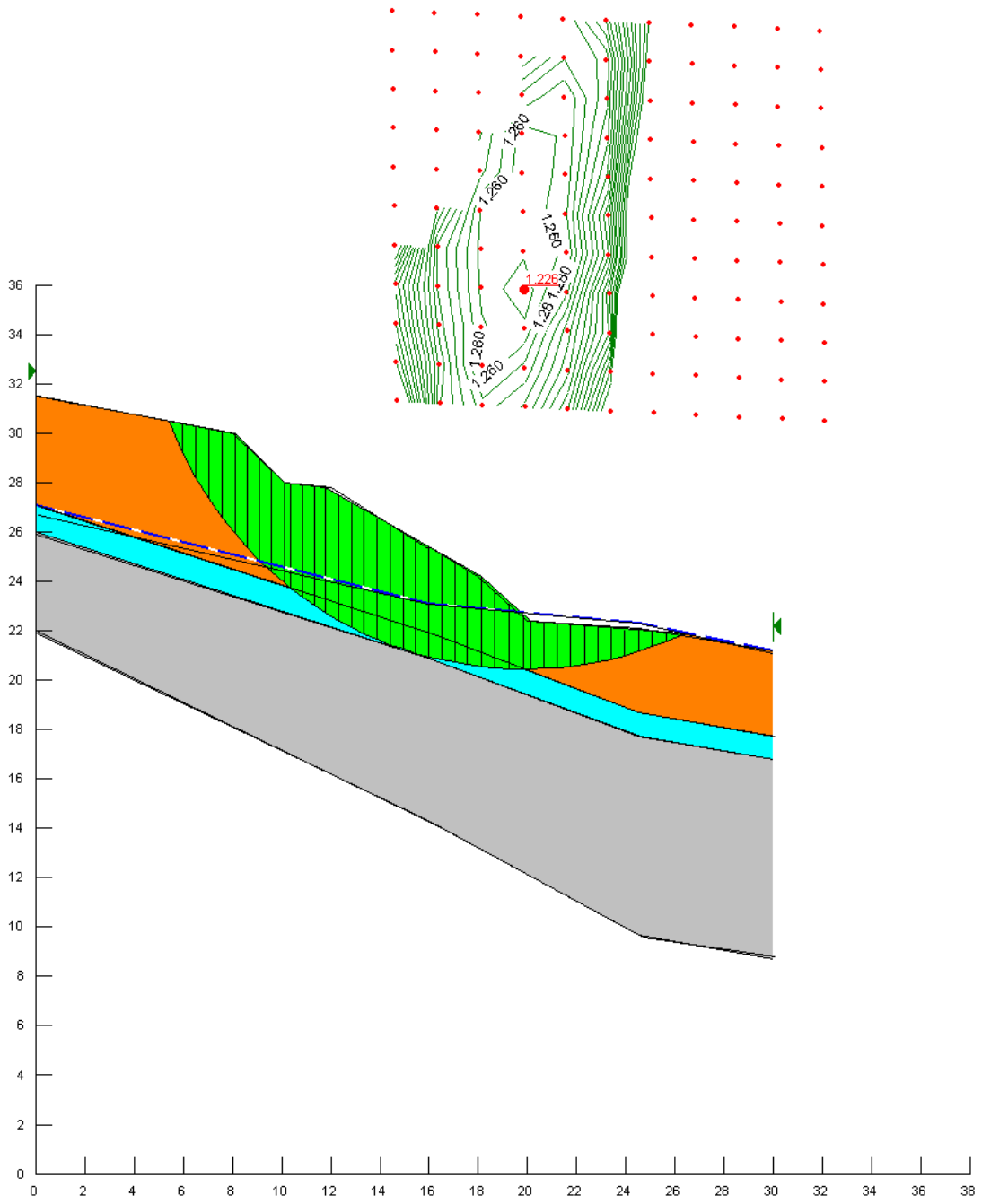
	Solo	γ_s (kN/m ³)	C(kPa)	ϕ °
	Areia fina	16,83	07	30
	Silte arenoso	14,60	03	25
	Areia fina-média,silte	16,62	20	33
	Areia fina-média,silte	16,62	09	33

-Figura 50, seção geotécnica B, LF em 24-03-2003. FS mínimo igual a 0,92 (estação chuvosa).



	Solo	γ_s (kN/m ³)	C(kPa)	ϕ°
	Argilosa arenosa	16,80	06	31
	Silte arenoso	14,60	10	25
	Silte arenoso	14,60	03	25
	Areia fina, com silte	16,62	09	33

-Figura 51, análise de estabilidade da seção geotécnica A, LF em 23-07 2003. FS mínimo igual a 1,39 (estação seca).



	Solo	γ_s (kN/m ³)	C(kPa)	ϕ°
	Argila arenosa	16,80	05	31
	Silte arenoso	14,60	03	25
	Areia fina, silte	16,62	09	33

-Figura 52, análise de estabilidade da seção geotécnica A, LF em 24-03-2004. FS mínimo igual a 1,22 (estação chuvosa).

Para a seção geotécnica C os fatores de segurança mínimos calculados na estação seca pelos métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern & Price foram praticamente iguais, correspondendo ao valor de 1,52. Na estação chuvosa este coeficiente de segurança foi igual a 0,90, indicando ruptura do talude como de fato ocorreu.

Para a seção geotécnica B os fatores de segurança mínimos calculados na estação seca pelos métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern & Price foram praticamente iguais, correspondendo ao valor de 1,17. Na estação chuvosa este coeficiente de segurança foi igual a 0,92, indicando também ruptura do talude, como de fato ocorreu.

Para a seção geotécnica A os fatores de segurança mínimo calculados na estação seca pelos métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern & Price foram praticamente iguais, correspondendo ao valor de 1,39. Na estação chuvosa este coeficiente de segurança foi igual a 1,22, não havendo ruptura, como de fato não ocorreu.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1- Considerações finais

Este trabalho investigou as prováveis causas que levaram três taludes naturais à ruptura. Os parâmetros de resistência dos solos foram estimados a partir de resultados de ensaios de campo (SPT e DMT) e de laboratório (cisalhamento direto). O nível do lençol freático foi monitorado continuamente durante um longo período. Para analisar os de três taludes rompidos, utilizaram-se métodos de equilíbrio-limite através do programa SLOPE/W.

Os estudos realizados conduziram às seguintes conclusões:

As amostras dos solos consideradas abrangem em sua maioria areias silto-argilosas (sete amostras) e areias argilo-siltosas (uma amostra). O peso específico natural destas amostras varia na faixa de 16,62 a 16,82 kN /m³, o índice de vazios de 0,97 a 1,33, o IP de 13% a 33%, e a atividade de 0,88 a 3,51.

Segundo a classificação do TRB, as amostras são classificadas como A-2-7, uma como A-7-6, uma como A-2-6 e outra como A-6.

A classificação pelo sistema unificado é para o solo do bloco 01 SM-SC (areia silto argilosa), praticamente sobre a linha A. Para o solo do bloco 02 SC (areia argilosa) e, para o solo do bloco 03 CH (argila de alta plasticidade).

Os parâmetros de resistência utilizados nas análises de estabilidade de taludes foram obtidos através de ensaios de cisalhamento direto no laboratório e, ensaios DMT no campo.

Na estação cheia devido a influência da infiltração da água nas primeiras camada do solo, e a contribuição da poro-pressão devido à elevação do lençol freático, provoca-se instabilidade nas encostas. A infiltração altera os parâmetros de resistência das primeiras camadas do solo, ou seja, na frente de saturação. A poro-pressão diminui a resistência ao cisalhamento do solo, sendo a tensão total reduzida da pressão neutra.

5.2- Conclusões

5.2.1- A infiltração modifica a resistência do solo, sendo que os valores relativos a coesão, dependendo do grau de saturação, são bastante reduzidos com a influência da água (perda de sucção). Isto não ocorre com os valores do atrito interno do solo.

5.2.2- As leituras nos piezômetros variaram na mesma grandeza que as dos poços de observação, portanto não havia artesianismo.

5.2.3- A camada de silte-arenoso é instabilizadora. Simularam-se análises de estabilidade em que admitiu-se que a camada delgada de silte arenoso tivesse parâmetros de resistência idênticos as da camada de areia-argilosa ou de areia fina a média. Os resultados indicaram aumento de estabilidade, com fatores de segurança muito maiores que a unidade. Portanto a camada de silte-arenoso, micácea, é também responsável pela redução dos fatores de segurança, devido aos seus baixos valores de resistência.

5.2.4- Os resultados dos ensaios dilatométricos alcançaram boa qualidade, se compararmos com os ensaios de laboratório realizados com os mesmos tipos de solo.

5.3- Sugestões para trabalhos futuros.

- Utilização de tensiômetros para medir sucção no campo, para avaliar a contribuição da sucção na redução de tensões efetivas.
- Determinação de curva característica dos solos em taludes de solos residuais para dimensionar teores de umidade versus sucção.
- Determinação de parâmetros de resistência em ensaios triaxiais com sucção controlada.

FIM

6-BIBLIOGRAFIA

ABEF, Teoria e Prática de Fundações, Editora Pini Ltda, 1996-São Paulo-SP, 751p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT. Solo-determinação da massa específica dos grãos, NBR 6508/88. Rio de Janeiro: 1988, 2 p.

_____, Solo-determinação do limite de liquidez-NBR 6459. Rio de Janeiro.

_____, Solo-determinação do limite de plasticidade-NBR 6459. Rio de Janeiro

_____, Solo-granulometria conjunta-NBR 7181. Rio de Janeiro: 1984, p.7.

_____, Sondagem de Simples Reconhecimento tipo SPT-NBR 6484/2001. Rio de Janeiro: 2001.

ABRAMSOM, LEE W., LEE, THOMAS S., SHARMA, SUNIL & BOYCE, GLENN M.; Slope stability and stabilization methods, John Willey & Sons, New York, 1996, 628 p.

AUGUSTO FILHO, O.; Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. In: COBRAE, 1, 1992, Rio de Janeiro. Anais...Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/PUCRJ, 1992.pp. 721-733.

AZEVÊDO, I. C. D. e MARQUES, E. A. G.; Introdução à Mecânica das Rochas; Cadernos Didáticos, Editora UFV, 2002, Viçosa-MG, 363p.

BARBOSA, P. S. A.; Comunicação pessoal, Laboratório de Engenharia Civil, Setor de Geotecnia, UFV, 2003.

BISHOP, A. W.; The Use of Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, *Géotéchnique*, 1955, vol. 5, p. 7-17.

BISHOP, A. W.; The Principle of Effective Stress. The Norwegian Geotechnical Institute, Publication n. 32, 1959.

BISHOP, A. W. and ELDIN, A. K. G., 'Undrained Triaxial Tests on Saturated Sands and Their Significance in the General Theory of Shear Strength', *Geotechnique*, vol. 2, pp. 13-32, 1950.

BRESSANI, L. A. in Field Suction Measurements in a Residual Slope, 2^o Pan-Am. Symp. Landslide, 2^o COBRAE, Rio de Janeiro, 1997, 363-369 p.

BRUGGER, P. J., e EHRlich, M e LACERDA, W. A. Movements, Piezometric Level and Rainfall at Two Natural Soil, 2^o COBRAE, Rio de Janeiro, 1997, 13-19 pp.

BUENO, B., LIMA, D. C. e MINETTE, E., GEOTECHNICAL ASPECTS OF VIÇOSA SOILS; Applicability Classical Soil Mechanics, in : Proceedings US-Brazil Geotechnical Workshop, 1994, BH-Minas Gerais, Brasil, 349-354 pp.

DE PAULA, M. C. Ensaio Dilatométrico em um Solo Residual de Gnaisse. Tese de Mestrado, UFV, 176 p., 1998.

COSTA NUNES, A.J. da First Casagrande Lecture-Ground Prestressing, in: VIII PCSMFE, Cartagena, Colômbia, 1987.

EMBRAPA, Sistema Brasileiro de Classificação de Solos; Centro Nacional de Pesquisa de Solos (Rio de Janeiro-RJ), 1999, EMBRAPA SOLOS-SP, Brasília, DF. 1^a ed., 5^a imp. (2002), 412 p.

FANG, H. Y., PhD; Foundation Engineering Handbook, 2^a ed., CHAPMAN & HALL- New York, 1991, 905 p.

FREDLUND, D. G.; (“ Two-Dimensional Finite Element Program Using Constant Strain Triangles (FINEL), “Univ. of Saskatchewan Transportation and Geotech. Group, Internal Report CD-2, 1978.

D. G. FREDLUND and N. R. MORGENSTERN, “Constitutive Relations for Volume Change in Unsaturated Soils “, Can. Geotech. J. , vol. 13, no. 3, pp. 261-276, 1976.

D. G. FREDLUND and N. R. MORGENSTERN, “ Stress Sate Variables for Unsaturated Soils “, ASCE J. Geotech. Eng. Div. GT5, vol. 103, pp. 447-466, 1977.

FREDLUND, D. G. and RAHARDJO, H., Soil Mechanics for unsaturated soils, John Willey & Sons, New York, 1993, 517p.

GAN, J. K. M. FREDLUND, D. G. and RAHARDJO, H., “Determination of the Shear Strength Parameters of an Unsaturated Soil Using the Direct Shear Test’, Canadian Geotechnique Journal , vol. 25, n. 3, pp. 500-510, 1988.

GUIDICINI, G. e NIEBLE, C. M., Estabilidade de taludes naturais e de escavação; São Paulo, Editora Edgard Blucher, 1984, 170 p.

HEAD, K. H. , Manual of soil laboratory testing, London: Pentech Press, 1982a.v.2, 747 p.

HUANG, C. C. e TATSUOKA, F. “Bearing capacity of reinforced horizontal sandy grout. Geotextiles and Geomembranes, vol 9, p. 51-82, 1990”.

IPT-MANUAL DE GEOTECNIA; Carvalho, P. A. S.(coordenador), São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas 1991.

JENNINGS, J. E. and BURLAND, J. B.; “Limitations to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils”, *Geotechnique*, vol.12, n. 2, pp. 125-144, 1962.

LACERDA, W. A., SANTOS JR, O. F. e EHRLICH, M. , Efeitos das Variações de Poro-Pressão sobre a Estabilidade de Encostas em Solos Residuais., Rio de Janeiro, 1997, 381-389 pp.

LUÍS, P. G., Caracterização Geotécnica e Considerações sobre a Estabilidade de Taludes em Solos Residuais de Viçosa-MG, Tese de Mestrado, UFV, 2000, 154p.

MARCHETTI, S.; “The flat dilatometer – design applications. Keynote Lecture”, in: 3rd Geotechnical Eng. Conf. Cairo University, 1997.

MASSAD, F.; CRUZ, P. T.; KANJI, M. A. & ARAUJO FILHO, H. A. de.: “Comparison between estimated and measured debris flow discharges and volume of sediments” in: Second Pan-American Symposium on Landslides e Segundo Congresso Brasileiro De Estabilidade de Encostas (COBRAE), 1997, Rio de Janeiro, Brasil, vol. 1 213-222.

MASSAD, F.; Curso Básico de Geotecnia, Ed. Oficinas de Textos, 2003-São Paulo-SP, Brasil, 170 p.

MENEZES, M. S. S. e CAMPOS, L. E. P., Estabilização de taludes em solos residuais tropicais, in: 1^a COBRAE Rio de Janeiro, 1992, volume I, 101-110 pp.

MORGESTERN N. R. and PRICE, V. E., “The Analysis of the Stability of General Slips Surfaces”, *Geotechnique*, vol. 15, pp. 79-93, 1965.

ORTIGÃO, J. A. R. ;Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos, Porto Alegre, Editora Livros Técnicos e Científicos, 1995.

PINTO, C. S.; Curso Básico de Mecânica dos Solos, Editora Oficina de Textos, 2003, São Paulo-SP, Brasil, 170 p.

PITANGA, H. N. Influência da Velocidade de Carregamento e do Tempo de Inundação na Resistência ao Cisalhamento de Solos Estruturados. Tese de Mestrado, UFV, 101 p., 2002.

TAYLOR, D. W., Fundamentals of Soil Mechanics, 1948, John Willey & Sons, New York, 700 p.

TERZAGHI, KARL; Mechanism of Landslides in Geological Society of America, 1950, 202-245 pp.

TERZAGHI, KARL and PECK, R. B., Soil mechanics in engineering practice, John and Willey & Sons, New York, 1967, 566p.

TERZAGHI, KARL; Theoretical soil Mechanics. New York: John Wiley e Sons, 1943.

TSCHEBOTARIOFF, G. P., Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra, Ed. Mc Graw Hill do Brasil Ltda, 1978, 513 p.

VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G., PUFAHL, D.E., CLIFTON, A. W.; Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. Ottawa, Canadian Geotechnical Journal. V. 33, p. 379-392, 1996.

VARGAS, M.; Introdução à Mecânica dos Solos, São Paulo-SP, McGraw Hill, 1977, 509 p.

VARGAS, M. e NAPOLES NETO, A. D. F. in: Manual do Engenheiro Editora Globo, Porto Alegre, quarto volume, tomo I, 3ª ed., 2ª impressão, 1973, 5-319 pp.

VIEIRA, G. da S.; Comunicação Pessoal, Viçosa, UFV, 2003.

WHITMAN, R. V. e BAILEY, W. A. Use of Computers for Slope Stability Analysis, in: Proc. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 1967, vol.93, n SM4, p. 475-498.

ANEXO

A seguir apresentam-se os resultados gráficos dos ensaios de cisalhamento direto nos blocos ensaiados:

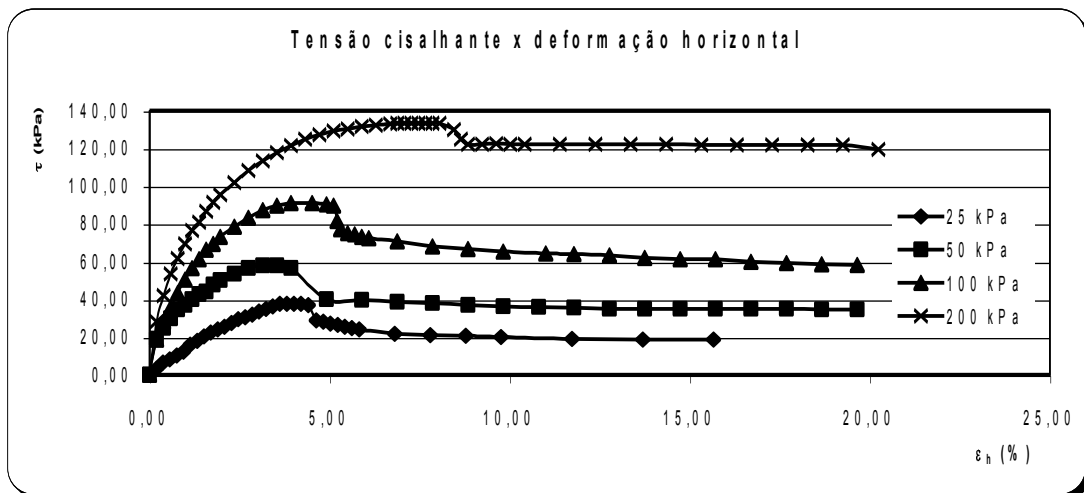


Figura 53 -Tensão cisalhante versus deformação horizontal – Bloco 01.

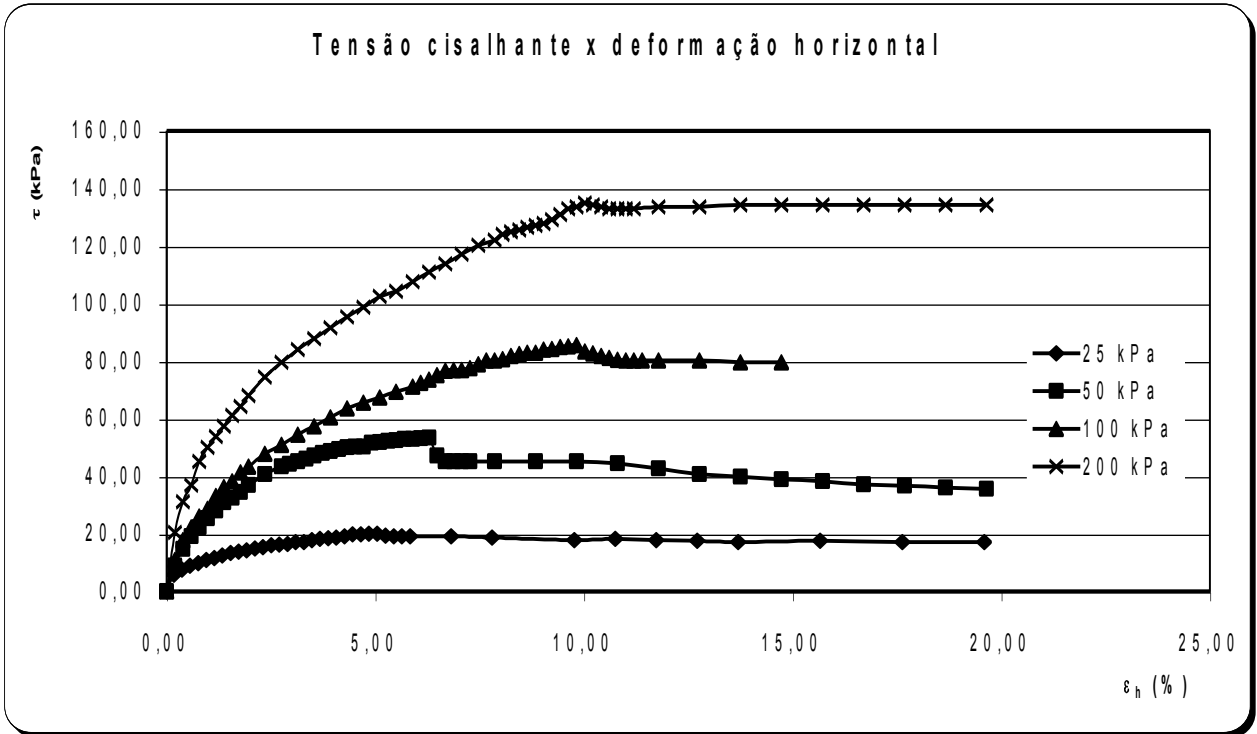


Figura 54- Tensão cisalhante versus deformação horizontal – Bloco 02.

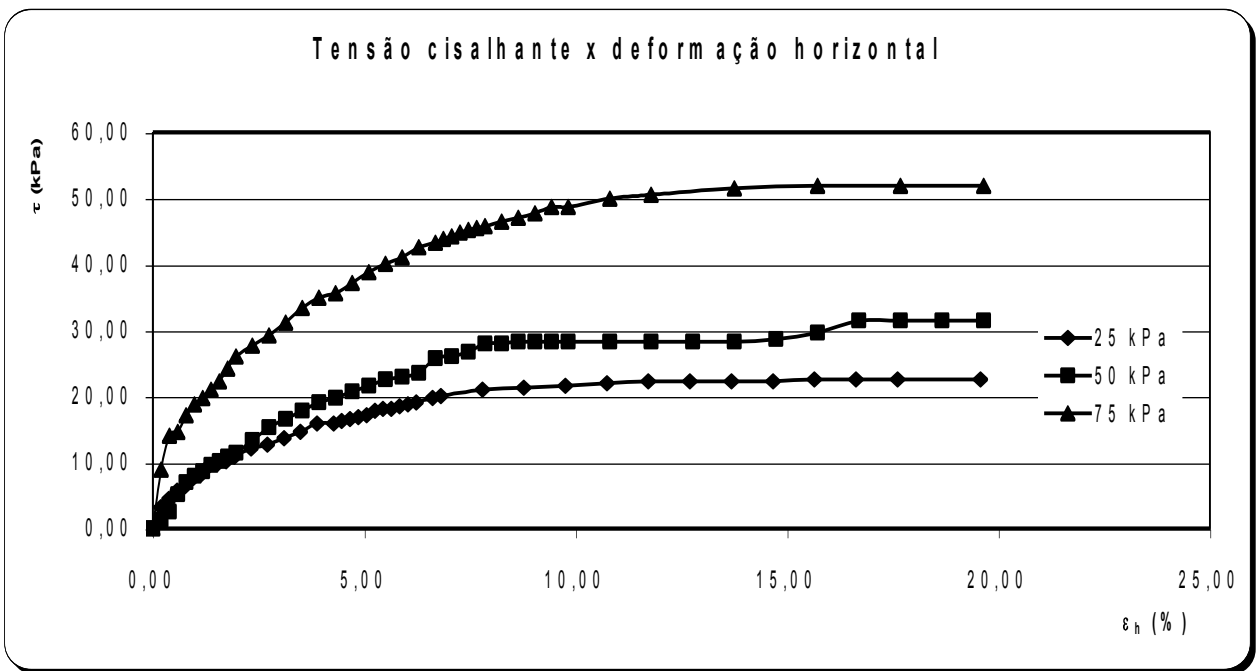


Figura 55 - Tensão cisalhante versus deformação horizontal- bloco 03.

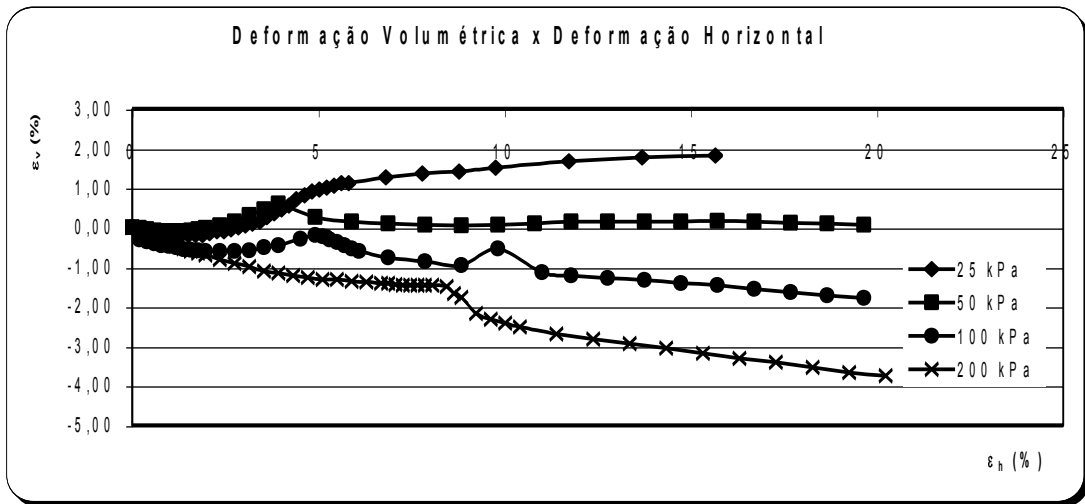


Figura 56- Deformação volumétrica versus deformação horizontal – bloco 01.

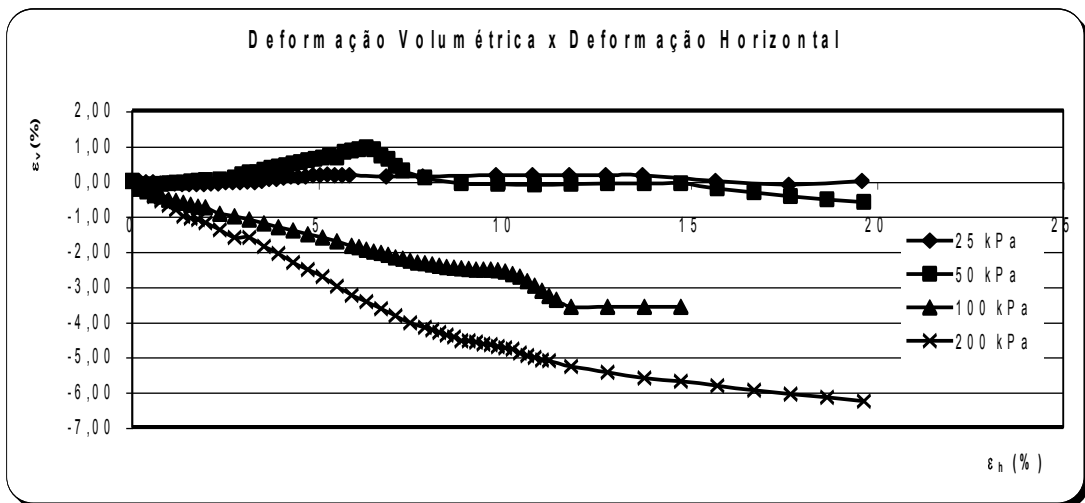


Figura 57- Deformação volumétrica versus deformação horizontal – bloco 02.

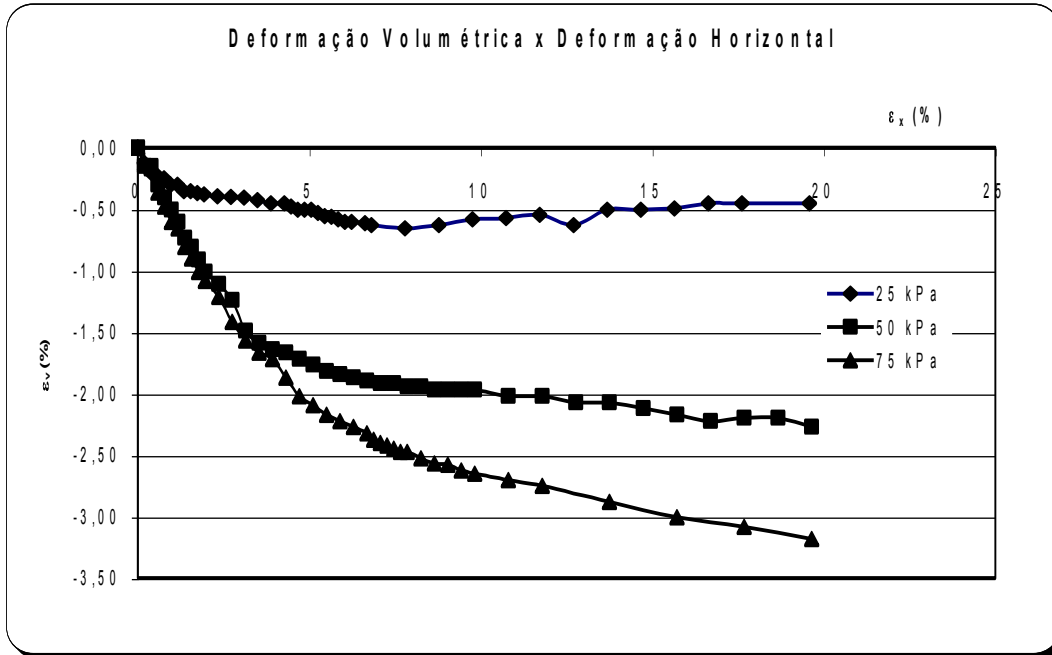


Figura 58 - Deformação volumétrica versus deformação horizontal – bloco 03.