

ALEXANDRE CERQUEIRA DE JESUS

RETROANÁLISE DE ESCORREGAMENTOS EM SOLOS RESIDUAIS
NÃO SATURADOS

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte de requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Geotecnia.

ORIENTADOR : Prof. Tit. Orencio Monje Vilar

São Carlos

2008

Livros Grátis

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

Milhares de livros grátis para download.

Dedicatória

*Aos meus pais Armando e Maria
Ao meu irmão Paulo
A Valter e Fernadina Santiago
João e Miriam Prazeres*

Agradecimentos

A Deus por ter me colocado no caminho de tantas pessoas maravilhosas. Expresso minha gratidão a todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a elaboração dessa dissertação, em especial:

Ao professor doutor Orencio Monje Vilar, pela amizade, compreensão das minhas limitações e pela valiosa orientação e incentivo para o desenvolvimento dessa dissertação.

Aos professores Luis Edmundo (Luisão), Paulo César Burgos e Evangelista Cardoso com os quais tive a honrar de conviver e muito aprendi, e pela qual, tenho um a extrema admiração e respeito.

Aos meus irmãos são-carlenses: Cleber, Jamal, Gilberto, Heraldo, Lucas, Marcelo, Neto, Osvaldo, Regis, Roger pelo laço de amizade, fraternidade, carinho e respeito que construímos nessa caminhada em São Carlos e que perdurará pelo resto de nossas vidas.

A todos os colegas e professores e funcionários da pós-graduação de geotecnia da EESC pelo convívio salutar e por proporcionarem uma ambiente de aprendizagem e de grandes desafios e em especial a Paulinha e a Luciene.

A Sergio Barreto, Jailson Obérico, Julio Fialho, Leonardo Santana, Lia Nóbrega, Paulo André Libonati, Reginaldo Santos, Armando Silva, José Pedro Bessa, José Renato Silva e Mariana Leite pelo incondicional apoio na pesquisa e no aprendizado diário que promoveram a minha pessoa durante esses anos de convívio.

Aos professores João Carlos Baptista e Luis Aníbal e Sandro Lemos Machado pela atenção e apoio para o desenvolvimento desse trabalho. Ao engenheiro Julio Borges (SURCAP) pela atenção e liberação dos relatórios da prefeitura.

Ao CNPq pelo apoio financeiro através da concessão da bolsa de mestrado.

"Um demônio do deslizamento parece rir da incompetência humana".

Bjerrum

“Temos que descansar temporariamente de nós, olhando-nos de longe e de cima e, de uma distância artística, rindo sobre nós ou chorando sobre nós: temos de descobrir o herói , assim como o parvo, que reside em nossa paixão pelo conhecimento, temos de alegrar-nos vez por outra com nossa tolice, para podermos continuar alegres com nossa sabedoria.”

Nitche

RESUMO

Jesus, A.C. (2008). **Retroanálise de escorregamentos em solos residuais não saturados**. São Carlos.284p. Dissertação (mestrado em geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Foram estudados cinco casos históricos de escorregamentos ocorridos na cidade de Salvador - Bahia, através do levantamento e tratamento dos dados preexistentes. Também foram realizados ensaios complementares através da instrumentação em campo com tensiômetros e ensaios de laboratório. A retroanálise, objetivo central desse trabalho foi realizada a partir das geometrias de cada uma das encostas, antes e após a ruptura resultando na definição dos possíveis parâmetros médios de resistência ao cisalhamento. Secundariamente foram realizadas análises de estabilidade convencional para a avaliação dos fatores de segurança de cada encosta, com os parâmetros de resistência na condição não saturada e saturada. Por fim foram efetuadas simulações numéricas que visavam reproduzir as condições que levaram à ruptura da encosta do Alto do Bom Viver, baseado nos conceitos da mecânica dos solos não saturados. Os resultados mostram que a maioria dos escorregamentos estudados, ocorre no horizonte do solo residual maduro, onde o valor de ângulo de atrito médio é 34° , condizente com as superfícies de rupturas pouco profundas observadas em campo. As análises paramétricas sugerem que o mecanismo de ruptura mais provável esteja relacionado à diminuição da coesão aparente do solo em virtude da diminuição da sucção.

Palavras - chaves: Retroanálise, solo residual, encostas, sucção, ensaios de laboratório, simulações numéricas.

ABSTRACT

Jesus, A.C. (2008). **Back analysis the landslides in residual soils unsaturated.** São Carlos.284p. Dissertation (Master) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Five historical cases of landslides in the city of Salvador, Bahia, were studied through the survey and treatment of the preexistent data. Complementary experiments were accomplished through the instrumentation field using tensiometers and laboratory testing. The back- analysis, main objective of this research, was accomplished through the geometries of each slope, before and after the rupture, resulting in the definition of the possible medium parameters of resistance to shear. Secondary, analysis of the conventional stability to the evaluation of safety factors of each slope was accomplished, with the parameters of resistance in the unsaturated and saturated condition. At last, numerical simulations were done, aiming at reproducing the conditions which led to the rupture of the slope of Alto do Bom Viver, based on the concepts of mechanics of non saturated soil. The results demonstrated that the majority of the slips studied occur in the horizon of the mature residual soil, where the value of the angle of the medium attrition is of 34 degrees, suitable with the surface of little deep ruptures observed in the field. The parametric analysis suggests that the most probable mechanism of rupture is related to the decrease of the apparent cohesion of the soil due to the decrease of suction.

Keywords: Back analysis, residual soil, slopes, suction, laboratory experiments, numerical simulations.

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 02

Figura 2.1 -Escorregamento do Quitite e do morro da Formiga na cidade do Rio de Janeiro.....	13
Figura 2.2 - Mecanismo de ruptura planar. (a) elevação do nível de água e avanço da frente de umedecimento (b) (Modificado de AHRENDT,2005).....	14
Figura 2.3 - Escorregamentos Rotacionais: Hong Kong (a) e Cingapura (b)	16
Figura 2.4 - Correlação entre precipitação e escorregamento (Modificado de GUIDICINE e NIEBLE, 1976).	20
Figura 2.5 - Envoltória de Escorregamento da Serra de Cubatão (TATIZANA, OGURA E CERRI ,1987).....	21
Figura 2.6 - Avanço da Frente de Umedecimento (Modificado de BODMANN E COLEMAN ,1944).	24
Figura 2.7 - Avanço da Frente de Umedecimento do Solo (Modificado de LUMB, 1975).....	25
Figura 2.8 - Perfil de Umedecimento proposto por Yong e Warkentin (1975).....	26
Figura 2.9 – Frente de Umedecimento proposto por Vaughan (1985).....	27
Figura 2.10 - Curva de Retenção Típica de Solos Siltosos.(Modificado de FREDLUND E XING, 1994)	30
Figura 2.11 - Representação da equação de Fredlund et al (1978) para a resistência ao cisalhamento baseado no critério de Morh-Coulomb (Modificado de GAN e FREDLUND, 1995).	36
Figura 2.12 - Elementos para análise do Fator de Segurança (Modificado, FREDLUND;1987)	44
Figura 2.13 - Análise combinatória linear dos parâmetros c' e ϕ para fator de segurança	50
Figura 2.14 - Método proposto por Wesley e Leelaratnam (2001) para definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.....	52
Figura 2.15 - Vista do Escorregamento de Monte Serrat ocorrido em 1928. (Vargas, 1999).....	54
Figura 2.16 - Gráfico de $c=f(\phi)$ para vários coeficientes de pressão neutra. (Modificado de VARGAS; 1999).	55
Figura 2.17 - Perfil do Talude retroanalizado (a) Resultados do ensaio de Cisalhamento plotados no gráfico $\phi =f(c)$ (b). (Modificado de VARGAS, 1999).....	56
Figura 2.18 - Perfil Transversal do Escorregamento do morro Tapera 1 (a) Curvas de $\phi =f(c)$. (Modificado de VARGAS, 1999).	57
Figura 2.19 - Perfil Transversal do Escorregamento do morro Tapera 2 (a) Curvas de $\phi =f(c)$ (Modificado de VARGAS, 1999).	58
Figura 2.20 - Perfil transversal da Ruptura profunda do solo residual de granulito gnaisse (MAGALHÃES, 1992).....	60
Figura 2.21 - Perfil Geotécnico do Escorregamento da Rodovia Tales de Lorena Peixoto (GOMES, 2003)	61

Figura 2.22 - Perfil da Superfície de Ruptura da Encosta (a) e Vista Frontal da Ruptura da Encosta da BR-116 (b)(GOMES, 2003).....	62
Figura 2.23 - Escorregamentos ocorridos na estrada de Ankara(TEOMAN et al, 2004).	63
Figura 2.24 - Retroanálise dos Taludes de Ankara (Modificado de TEOMAN et al, 2004).	64

Capítulo 03

Figura 3.1 – Mapa de localização da cidade de Salvador-Bahia.....	66
Figura 3.2 -Dados de precipitação mensal de chuvas ocorridos nos anos de 1984 até 2005 na cidade de Salvador – Bahia.(CODESAL, 2006)	67
Figura 3.3 – Mapa geológico da cidade de Salvador com os escorregamentos (Modificado de	70
Figura 3.4 – Mapa de altitude da cidade de Salvador (a) e Seção transversal da cidade (b) (Modificado do Plano Diretor de Encosta, 2006)	71
Figura 3.5 – Mapa pedológico de Salvador (EMBRAPA, 1973).....	73
Figura 3.6 -Perfil típico do solo residual do Embasamento Cristalino.....	74
Figura 3.7 -Escorregamento de terra no Alto do Bom Viver (a), São Gonçalo do Retiro (b), Barro Branco (c) e Cajazeiras (d). (CODESAL-2006).....	77
Figura 3.8 - Envoltória de Escorregamentos (ELBACHÁ et al, 1992).....	79
Figura 3.9 - Localização dos casos Históricos de Escorregamentos Estudados.....	80
Figura 3.10 -Escorregamento do Maciço do Julião (CODESAL – 2006).....	81
Figura 3.11 -Levantamento planialtimétrico do Maciço do Julião.	82
Figura 3.12 – Vista Frontal do Escorregamento do Alto do Bom Viver. (CODESAL, 1992).	83
Figura 3.13 - Levantamento planialtimétrico da região do Alto do Bom Viver.	84
Figura 3.14 – Levantamento planialtimétrico da encosta da Avenida Suburbana.	85
Figura 3.15 – Vista frontal do escorregamento da Avenida Suburbana.(CODESAL, 2006).	86
Figura 3.16 – Ruptura do morro do Gavazza (CODESAL, 2006).	87
Figura 3.17 – Levantamento planialtimétrico do morro do Gavazza.	88
Figura 3.18 - Escorregamento da Rua da Polêmica.	89
Figura 3.19 -Levantamento planialtimétrico do escorregamento da Polêmica.....	90

Capítulo 04

Figura 4.1 – Procedimento para a determinação do centro de rotação da superfície de ruptura (Modificado de SOARES, 1999).	94
Figura 4.2 – Modelo esquemático da metodologia aplicada.	96
Figura 4.3 – Vista geral do local da retirada da amostra (a) e amostra indeformada (b).	97
Figura 4.4 – Preparação das amostras para o ensaio de compressão Triaxial.....	99
Figura 4.5 – Sistema de saturação da amostra.....	99
Figura 4.6 – Corpos de prova após a secagem ao ar.	101
Figura 4.7 – Saturação dos corpos de prova por ascensão capilar (a) e (b), confinamento das amostras (c) e (d).	104
Figura 4.8 – Instalação dos tensiômetros no talude do Alto do Bom Viver.....	105
Figura 4.9 – Acoplamento hidro-mecânico da encosta do alto do bom viver.....	108

Capítulo 05

Figura 5.1 – Perfil geotécnico da Encosta do Julião (modificado de PRESA E SILVA,1978)	113
Figura 5.2 - Curva coesão em função do ângulo de atrito para a condição de FS=1.0 . (Encosta 01).....	115
Figura 5.3 –Fator de segurança <i>versus</i> o ângulo de atrito do solo para a Encosta 01..	116
Figura 5.4 – Perfil geotécnico da encosta do Alto do Bom Viver (modificado de SANTOS ET AL,1992)	117
Figura 5.5 – Perfil típico da encosta do Alto do Bom Viver, com valores de N-SPT..	119
Figura 5.6 – Curva coesão em função do ângulo de atrito para a condição de FS=1.0	122
Figura 5.7 - Fator de Segurança <i>versus</i> o ângulo de atrito do solo para a Encosta 02.	122
Figura 5.8 – Perfil geotécnico da Avenida Suburbana.....	124
Figura 5.9 – Perfil típico da encosta da Avenida Suburbana, com valores de N-SPT .	126
Figura 5.10 - Curva coesão em função do ângulo de atrito para a condição de FS=1.0	127
Figura 5.11 – Fator de segurança <i>versus</i> o ângulo de atrito do solo para a Encosta 03.	127
Figura 5.12 -Perfil geotécnico da encosta do morro do Gavazza.....	129
Figura 5.13 – Perfil típico da encosta do morro do Gavazza, com valores de N-SPT	131
Figura 5.14 - Curva coesão em função do ângulo de atrito para a condição de FS=1.0	132
Figura 5.15 – Fator de segurança <i>versus</i> o ângulo de atrito do solo para a Encosta 04.	132
Figura 5.16 - Perfil geotécnico da encosta da Polêmica.....	134
Figura 5.17 - Perfil Típico da Encosta do Morro da Polêmica, com Valores de N-SPT	136
Figura 5.18 - Curva coesão em função do ângulo de atrito para a condição de FS=1.0	137
Figura 5.19 – Fator de Segurança <i>versus</i> o ângulo de atrito do solo para a Encosta 05.	137
Figura 5.20 – Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência não saturada (Encosta 01)	138
Figura 5.21 – Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência saturada (Encosta 01)	139
Figura 5.22 - Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência não saturada(Encosta 02)	139
Figura 5.23 – Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência saturada (Encosta 02)	140
Figura 5.24 – Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência saturada (Encosta 03)	140
Figura 5.25 – Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência não saturada (Encosta 04)	141
Figura 5.26 – Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência saturada (Encosta 04)	141
Figura 5.27 – Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência não saturada (Encosta 05).	142
Figura 5.28 – Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência saturada (Encosta 05)	142
Figura 5.29 – Curva Granulométrica.....	144

Figura 5.30 - Curva tensão-deformação do solo na condição drenada com o solo Saturado.....	145
Figura 5.31 - Envoltória de resistência K_r para o solo na condição saturada.	146
Figura 5.32 – Curva tensão-deformação do solo na condição não drenada com o solo no teor de umidade natural.	147
Figura 5.33 – Curva variação da pressão neutra versus deformação do solo na condição não drenada com o solo no teor de umidade natural.	147
Figura 5.34 - Envoltória de resistência K_r para o Solo na condição de teor de umidade Natural (Trajetória de Tensões Efetivas).....	148
Figura 5.35 - Envoltória de resistência K_r para o solo na condição de teor de umidade natural (Trajetória de tensões Totais).	148
Figura 5.36 – Curvas tensão-deformação do solo na condição drenada com o solo seco ao Ar (Grau de Saturação Residual).	149
Figura 5.37 – Envoltória de resistência K_r para o Solo na condição seca ao ar (Trajetória de Tensões Efetivas).....	150
Figura 5.38 – Variação da Coesão em Função da Sucção do Solo.	151
Figura 5.39 – Curva de Retenção do Solo.....	152
Figura 5.40 – Curva de condutividade hidráulica.	153
Figura 5.41 - Resultados da instrumentação da Encosta 02	154
Figura 5.42 - Perfil de sucção do solo para regime estacionário.....	155
Figura 5.43 – Perfis de sucção para o cenário 1 (a) e cenário 2 (b)	157
Figura 5.44 – Variação da sucção média com tempo para diferentes cenários.....	158
Figura 5.45 - Curva do tempo versus (I/k_s) para a profundidade de avanço da frente de umidecimento (Z_u) de 6,0 metros.	159

Capítulo 06

Figura 6.1 – Resumo da análise granulométrica	162
Figura 6.2 – Carta de Plasticidade.....	162
Figura 6.3 -Curva de coesão em função do ângulo de atrito e resultados de ensaios de resistência ao cisalhamento em termos de tensões totais.	167
Figura 6.4 - Evolução do Fator de Segurança para Encosta do Alto do Viver para diferentes cenários.	174

LISTA DE TABELAS

Capítulo 02

Tabela 2.1 - Perfis de alteração	7
Tabela 2.2 - Modelos de curva de retenção propostos por vários autores (GERSCOVICH, 2001).....	31
Tabela 2.3 - Modelos para determinação da curva de permeabilidade Hidráulica (Modificado de GERSCOVICH e GUEDES , 2004).....	33
Tabela 2.4 - Modelos da variação dos parâmetros mecânicos com a sucção para solos brasileiros.	38
Tabela 2.5 - Modelos de previsão da variação da resistência ao cisalhamento com a sucção.	39
Tabela 2.6 - Funções (X,Y) para acompanhamento do ábaco de ruptura circular (Modificado de HOEK; 1972).....	49
Tabela 2.7 – Parâmetros mecânicos e pressão neutra obtidos através de retroanálise (Modificado de Campos (1984).....	59

Capítulo 03

Tabela 3.1 - Valores típicos dos parâmetros geotécnicos (Modificado de Jesus et al 2005).....	75
Tabela 3.2 - Principais escorregamentos ocorridos na cidade de Salvador (SEMIN/2004).....	78

Capítulo 05

Tabela 5.1 – Caracterização granulométrica das amostras de solo da Encosta 01	114
Tabela 5.2 – Índices físicos médios da amostra indeformada da Encosta 01	114
Tabela 5.3 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento para Encosta 01.....	114
Tabela 5.4 - Caracterização granulométrica das amostras de solo da Encosta 02.....	118
Tabela 5.5 – Índices físicos médios da amostra indeformada da Encosta 02.....	118
Tabela 5.6 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento para encosta 02.....	118
Tabela 5.7 – Resultados do ensaio de permeabilidade de carga constante ‘in situ’ ..	120
Tabela 5.8 – Resultado das sondagens a trado realizado na Encosta 02.	121
Tabela 5.9 – Caracterização granulométrica das amostras de solo da Encosta 03.....	125
Tabela 5.10 – Índices físicos médios da amostra indeformada de solo da Encosta 03	125
Tabela 5.11 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento para cada Encosta.	125
Tabela 5.12 – Caracterização granulométrica das amostras de solo da Encosta 04....	130
Tabela 5.13 – Índices físicos médios da amostras indeformada de solo da Encosta 04	130
Tabela 5.14 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento para Encosta 04.....	130
Tabela 5.15 – Caracterização da amostra de solo da Encosta 05	135
Tabela 5.16 – Índices físicos médios da amostra de solo da Encosta 05.	135
Tabela 5.17 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento para Encosta 05.	135
Tabela 5.18 - Resultados da análise de estabilidade por diversos métodos de equilíbrio limite.....	143
Tabela 5.19 – Resultados dos limites de Atteberg.....	144
Tabela 5. 20 – Índices físicos dos corpos de prova	145

Tabela 5.21 – Resumo dos Resultados de Ensaio de Compressão Triaxial.	150
Tabela 5.22 – Resultado dos Ensaios de Condutividade Hidráulica Saturada	151
Tabela 5.23 –Parâmetros Hidráulicos do solo.	152
Tabela 5.24 – Características de cada cenário	156
Tabela 5.25 – Resumo das análises de estabilidade para o cenário 01	160
Tabela 5.26 – Resumo das análises de estabilidade para o cenário 02.....	160

Capítulo 06

Tabela 6.1 – Resumo dos parâmetros obtidos das retroanálises.....	167
--	-----

LISTA DE ABREVEATURAS

CEPED – Centro de Pesquisa e Desenvolvimento do Estado da Bahia.

CODESAL – Coordenadoria da Defesa Civil de Salvador.

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária.

GETARES – Grupo Estudo das Áreas de Risco da Cidade de Salvador.

LABGEO – Laboratório de Geotenia da Universidade Federal da Bahia.

PMS – Prefeitura Municipal de Salvador.

SEMIN – Secretaria Municipal de Infra-estrutura.

SURCAP – Superintencia de Urbanização da Capital.

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos do Alfabeto Latino

- a, b: Parâmetros de ajuste da função hiperbólica (Vilar,2006)
a, b, c: Parâmetro de ajuste do modelo de Visser (1966) para a curva de retenção.
a, n: Parâmetros de ajuste do modelo de Gardner (1958) para a função de condutividade hidráulica.
 AC_4 : Precipitação acumulada dos 4 dias antes do evento
c, c': Coesão total e efetiva do solo.
D: Difusidade do solo
e: Índice de vazios do solo
 F_s : Fator de segurança
 F_{SM} : Fator de segurança para o equilíbrio de momento
H: Altura da Encosta ou Talude
I4: Intensidade média diária
I: Intensidade média diária
IP :Índice de Plasticidade
 k_s : Coeficiente de permeabilidade saturada
m : Parâmetros de ajuste do modelo de Van Genutchen (1980) para a função de condutividade hidráulica.
m, n , α : Parâmetro de ajuste do modelo de Van Genutchen (1980) para a curva de retenção.
m, n , α : Parâmetro de ajuste do modelo de Fredlund e Xiang (1994) para a curva de retenção.
m,n, α : Parâmetros de ajuste do modelo de Mualem(1976) para a função de condutividade hidráulica.
n: Porosidade do solo
N: Força Normal
p: Parâmetros de ajuste do modelo de Leong e Rahadjo (1998) para a função de condutividade hidráulica.
q, n: Parâmetro de ajuste do modelo de Gardner (1958) para a curva de retenção.
R: Raio da superfície de ruptura;
 S_r :Grau de Saturação
 S_T e S_F → Grau de Saturação inicial e final
s,s', t',t: Trajetória de tensões
t: Tempo
 T_r : Tempo de recorrência
 u_a : Pressão do ar
 u_w : Pressão de água.
 u_a-u_w : Sucção do solo
w: Teor de Umidade
W :Peso da massa rompida
 W_s : Limite de Contração
 X_l e X_r : Forças cisalhantes paralelas as lamelas.
 z_u : Profundidade da frente de umedecimento

Símbolos do Alfabeto Grego

α , β :Inclinação da lamela e Inclinação do talude

β :Parâmetros de ajuste do modelo de Davidson et al(1969) para a função de condutividade hidráulica.

γ : Peso Específico do solo

γ_s : Peso Específico do sólido

γ_{sat} : Peso Específico Saturado

γ_{nat} : Peso específico na condição de teor de umidade natural em campo

γ_d : Peso específico seco

Γ : Parâmetros de ajuste do modelo de Vanapalli e Lobbezoo (2002) para a função de condutividade hidráulica.

η : Parâmetros de ajuste do modelo de Brooks e Corey(1969) para a função de condutividade hidráulica.

λ : Parâmetro de ajuste do modelo de Brooks e Corey(1964) para a curva de retenção.

θ : Teor de Umidade Volumétrico

Θ : Teor de umidade normalizado

ρ_w : Massa Específica da água.

σ' : Tensão Efetiva

σ : Tensão Total

σ_1 e σ_3 : Tensões Principais

$\sigma - u_a$: Tensão Normal Líquida

ϕ, ϕ' : Ângulo de atrito total e efetivo

ϕ^b : Parâmetro indicativo da taxa de crescimento da coesão aparente com a sucção.

χ : Parâmetro de ajuste de equação de Bishop.

ψ : Sucção matricial do solo

ψ_r :- Sucção correspondente ao teor de umidade residual do solo

SUMÁRIO

RESUMO	iv
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1 ESCORREGAMENTOS EM SOLOS RESIDUAIS TROPICAIS.....	3
2.1.1 Generalidades	3
2.1.2 Tipos de Fenômenos de Instabilização em Solos Residuais	8
2.1.2.1 - Escoamentos.....	10
2.1.2.1.1 – <i>Corridas</i>	11
2.1.2.1.2 – <i>Rastejos</i>	12
2.1.2.2 Escorregamentos.....	13
2.1.2.2.1 - <i>Escorregamento Translacional</i>	13
2.1.2.2.2 - <i>Escorregamento Rotacional</i>	15
2.1.2.3 Subsídências	16
2.1.3 Mecanismo de Rupturas em Escorregamentos em Solos Residuais	16
2.1.4 Correlações entre Precipitação e Escorregamentos	19
2.1.5 Processos de Infiltração em Perfil de Solo Residual	22
2.2 SOLOS NÃO SATURADOS.....	28
2.2.1 Generalidades	28
2.2.2 Comportamento Hidráulico	28
2.2.3.1 Curva de Retenção.....	29
2.2.3.2 Função Condutividade Hidráulica.....	32
2.2.3 Comportamento da Resistência ao cisalhamento.	34
2.2.4 - Modelagem Numérica e Avaliação da Estabilidade	41
2.3 RETROANÁLISE	47
2.3.1 Generalidades	47
2.3.2 Casos Históricos de Retroanálise	53
3. ÁREA DE ESTUDO	65
3.1 CARACTERÍSTICAS DA ÁREA DE ESTUDO.....	65
3.1.1 Localização Geográfica	65
3.1.2 Características Climatológicas	66
3.1.3 Aspectos Geológicos	68
3.1.4 Características Geomorfológicas.....	70
3.1.5 Aspectos Pedológicos.....	72
3.1.6 Características Física e Geomecânicas dos Solos Residuais do Embasamento Cristalino.....	74
3.2 HISTÓRICO DE EVENTOS	76
3.3 – ESCORREGAMENTOS ESTUDADOS	79
3.3.1 Maciço do Julião(1975).....	80
3.3.2 Alto do Bom Viver – Lobato (1992).....	82

3.3.3 Avenida Suburbana (1999).....	85
3.3.4 Morro do Gavazza - Barra (1998)	86
3.3.5 Morro da Polêmica (2005).....	89
4. MATERIAIS E MÉTODOS.....	91
4.1 MATERIAIS	91
4.2 RETROANÁLISE DOS ESCORREGAMENTOS.....	93
4.2.1 Reconstituição Geométrica das Encostas Rompidas.....	93
4.2.2 Definição da Curva $c=f(\phi)$	95
4.2.3 Determinação dos Parâmetros de Resistência	95
4.3 ANÁLISE DOS CONDICIONANTES DO PROCESSO DE RUPTURA (ESTUDO DE CASO).....	97
4.3.1 Programa Experimental	97
4.3.1.1 Ensaio de Caracterização	98
4.3.1.2 Características de Resistência ao Cisalhamento	98
4.3.1.3 Características Hidráulicas	101
4.3.1.4 Instrumentação de Campo.....	104
4.3.2 Estudos Analíticos	106
4.3.2.1 Análise de Fluxo bidimensional	106
4.3.2.2 Análise de Estabilidade	108
4.3.2.2.1 Análises Realizadas	109
4.3.2.2.2 Parâmetros Adotados	109
5. RESULTADOS	111
5.1 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA NA SUPERFÍCIE DE RUPTURA.....	111
5.1.1 Maciço do Julião (Encosta 01)	112
i) Geometria.....	112
ii) Caracterização Geotécnica.....	114
iii) Retroanálise	115
5.1.2 Alto do Bom Viver (Encosta 02).....	116
i) Geometria.....	116
ii) Caracterização Geotécnica.....	118
iii) Retroanálise	121
5.1.3 Avenida Suburbana (Encosta 03)	123
i) Geometria.....	123
ii) Caracterização Geotécnica.....	125
iii) Retroanálise	126
5.1.4 Morro do Gavazza (Encosta 04).....	128
i) Geometria.....	128
ii) Caracterização Geotécnica.....	130
iii) Retroanálise	131
5.1.5 Morro da Polêmica (Encosta 05).....	133
i) Geometria.....	133
ii) Características Geotécnicas	135
iii) Retroanálise	136
5.2 ANÁLISE CONVENCIONAL DE ESTABILIDADE.....	138
5.3 ESTUDO DOS CONDICIONANTES DO PROCESSO DE RUPTURA DA ENCOSTA ALTO DO BOM VIVER (ESTUDO DE CASO).....	143
5.3.1 Características e Propriedades do solo da Encosta.....	143

5.3.2 Instrumentação de Campo	153
5.3.3 Estudos Analíticos	154
5.3.3.1 <i>Análise de Fluxo Bidimensional</i>	154
5.3.3.2 <i>Análise de Estabilidade</i>	159
6. INTERPRETAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	161
6.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS (ENSAIOS DE LABORATÓRIO E CAMPO) DAS ENCOSTAS ESTUDADAS	161
6.2 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DA RETROANÁLISE	166
6.3 ANÁLISE DAS RUPTURAS	168
6.4 ALTO DO BOM VIVER (ESTUDO DE CASO)	170
7. CONCLUSÕES	175
7.1 CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS DOS ESCORREGAMENTOS ESTUDADOS	175
7.2 RETROANÁLISES	176
7.3 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	177
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	178

CAPÍTULO 01

1. INTRODUÇÃO

É inegável o papel de agente modificador do relevo que os escorregamentos de solo representam através da sua ação sobre o meio físico. Entretanto quando essa dinâmica superficial ocorre em ambientes urbanos ou regiões povoadas, provocam diversas repercussões como danos materiais e perdas de vidas humanas.

Apesar de ser um tema bastante estudado, com diversos relatos na literatura no meio geotécnico, a compreensão desse fenômeno natural, é na maioria das vezes uma tarefa complexa devido ao grande número de incógnitas envolvidas, como as de ordem geológico-geotécnica, a ação antrópica e o clima, dentre outros, o que obriga a um estudo individualizado para cada área que sofre com ação dessa dinâmica superficial.

A partir da identificação e compreensão dos mecanismos e condicionantes dos escorregamentos de solo, podem-se adotar medidas para estabilização das encostas mais eficazes e condizentes com a realidade encontrada na região estudada.

A reconstituição do processo de instabilidade ocorrida e a aplicação das técnicas de retroanálise, que configuram um ensaio em escala natural, complementados por ensaios de laboratório ou *in situ*, permitem a interpretação do processo de instabilização e a obtenção dos parâmetros médios de resistência na superfície ruptura dos escorregamentos.

1.1 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está organizada de acordo com os seguintes capítulos:

O capítulo 01 trata-se de uma breve introdução a respeito da temática da pesquisa, expondo as justificativas para a realização do trabalho e os seus objetivos, além da organização da dissertação e da pesquisa.

O capítulo 02 apresenta uma revisão bibliográfica a respeito dos conceitos da mecânica dos solos não saturados, solos residuais e retronálise em regiões de clima tropical.

O capítulo 03 exhibe uma revisão sobre as características físicas, geológicas e geomorfológicas, pedológicas e geotécnicas da área de estudo. Também se inclui uma revisão a respeito dos principais escorregamentos de solo ocorridos na cidade e detalhes dos casos históricos a serem estudados nessa pesquisa.

O capítulo 04 descreve os materiais e ferramentas utilizadas para o desenvolvimento do trabalho, bem como a descrição da técnica utilizada para retroanalisar cada caso histórico e avaliar o mecanismo de ruptura. O capítulo 05 mostra os resultados obtidos em cada etapa do trabalho enquanto o capítulo 06 mostra a análise e interpretação dos resultados. No capítulo 07 discorresse a respeito das conclusões dessa pesquisa Também é apresentado os apêndices com o tutorial para a realização das retroanálises e anexos com os resultados dos ensaios realizados por terceiros e utilizados nesse trabalho

CAPÍTULO 2

2.REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados conceitos importantes para o desenvolvimento e entendimento desta dissertação. Inicialmente abordam-se sobre escorregamentos em solos residuais tropicais, sobretudo aspectos relacionados a tipologia e ao mecanismo. Também são exibidos os conceitos da mecânica dos solos não saturados, contemplando principalmente os que estão atrelados a escorregamentos de solo. Por fim apresentam-se os conceitos a respeito do método de retroanálise dando ênfase aos casos históricos.

2.1 ESCORREGAMENTOS EM SOLOS RESIDUAIS TROPICAIS

2.1.1 Generalidades

Solos residuais são solos que revestem a rocha que lhes deu origem, sem a ação de qualquer agente de transporte. (DEERE E PATTON ,1971; LEINZ , 1977; VARGAS, 1977).

Segundo Barata (1981) os solos residuais são os mais representativos solos da região tropical. Esse fato se deve às condições climáticas apresentadas na região tropical onde ocorrem níveis de pluviosidade relativamente elevados, que combinados com uma alta amplitude de temperatura,

proporcionam a ação do intemperismo físico e principalmente o químico, sobre as rochas, cujo resultado é surgimento de espesso manto de solo.

A infiltração e a evaporação da água apresentam-se com ação marcante em todo o processo de intemperização da rocha e do solo, em virtude de viabilizar os processos pedogenéticos, sejam os que promovem a adição (eluviação), perda (iluviação) de material ou a remoção dos sais solúveis (solubilização) ou levam à concentração de sílica (podzolização) e ferro (laterização). Em decorrência desse fato, os solos residuais tropicais apresentam distinção das suas características geotécnicas em relação aos solos das regiões subtropicais, tais como: manto de solo mais espesso, textura de solo fino, onde a caulinita é argilomineral predominante na argila.

O produto do intemperismo tropical é dependente das condições de drenagem, onde a lixiviação dos íons dos silicatos (Si, Al, Fe, Ca, K, Na) ocorrem em regiões bem drenadas formando gipsita e goetita em rochas pobre em óxido de silício. Em regiões bem drenadas e com presença de rochas silicosas e com nível de água permanente ocorre a formação da caulinita (ressifilicação do óxido de alumínio). Por fim em regiões mal drenadas, os cátions liberados pela hidrólise dos minerais das rochas formam a montmorilonita (REIS, 2004).

Outro aspecto que merece ser ressaltado é fato de que os solos residuais tropicais apresentam variação das propriedades geotécnicas (físicas, hidráulicas e mecânicas) com o nível do grau de intemperismo, o que repercute em seu comportamento em termos de engenharia.

Mello (1972) comenta que solos mais evoluídos, cujos minerais primários foram praticamente extintos, não apresentando nenhum vestígio da rocha *mater*, devem ser avaliados sobre a ótica da mecânica dos solos, enquanto que os solos que apresentam estruturas reliquiares da rocha *mater* e minerais primários deverão ser avaliados em termos dos princípios das mecânicas dos Solos e das rochas, em função do seu grau de heterogeneidade e anisotropia das propriedades. Por fim o

horizonte menos evoluído, onde a rocha não se mostra afetada pelo intemperismo deve ser tratado sob o ponto de vista da mecânica das rochas.

Diversos autores propuseram classificações para os perfis de intemperismo. Vale destacar os trabalhos pioneiros desenvolvidos por Vargas (1953) na região sudeste do Brasil, Ruxton e Berry (1969) e Lumb (1962) para Hong Kong, Sowers (1963) nos Estados Unidos e Little (1969), além do trabalho de Derre e Paton (1971) sobre diversos perfis de intemperismo em regiões de clima tropical, propondo três zonas distintas e suas subdivisões apresentadas a seguir:

- A zona I, também denominada de solo residual apresenta três horizontes distintos.

O horizonte IA cuja característica é apresentar solos bem desenvolvidos, sem qualquer semelhança de seus minerais com os da rocha. É constituído por solos com porosidade elevada e permeabilidade alta e resistência mecânica baixa e em alguns casos esse horizonte é constituído de solos transportados denominados de colúvio. O horizonte IB representa solos de textura variada, que não mantém as características da rocha de origem, devido ao seu elevado estado de evolução pedogênica. Esse horizonte também denominado horizonte laterítico ou solo residual maduro apresenta espessura média à elevada a depender das condições de drenagem. O horizonte IC ou horizonte saprolítico (solo residual jovem) mantém algumas características herdadas da rocha de origem, seja por apresentar de maneira nítida a estrutura da rocha (xistosidade, alinhamento) ou os seus minerais primários. Esse fato ocorre a pouca evolução do intemperismo nesse horizonte.

- A Zona II conhecida como zona de rocha alterada apresenta dois horizontes distintos:

A zona II-A que corresponde à transição da rocha alterada com o saprólito e que apresenta características heterogêneas em reação as propriedades físico-químicas. A segunda corresponde a zona II-B ou horizonte da rocha alterada, corresponde a matriz da rocha com alterações das

propriedades físico-química como a coloração, permeabilidade e resistência, além da presença de descontinuidades.

- Zona III que corresponde à rocha sã onde não apresenta qualquer indicio de alteração.


Vargas (1974) apresenta uma classificação sistemática onde ele divide em 5 horizontes. O horizonte I representativo dos solos residuais maduros, o horizonte II referente ao solo residual jovem, caracterizado pelo vestígio das estruturas relíquias da rocha, o horizonte III denominado de saprolito, onde existe a presença de solo com matações de rocha, o horizonte IV representativo da rocha alterada e por fim o horizonte V que faz referencia a rocha sã.

Pastore (1992) baseado na classificação pedológica, definiu uma classificação para os perfis de solo residuais tropicais em 6 horizontes. Dois horizontes relacionados a solo, um relacionado a camada de transição e 3 relacionados a rocha.

Vaz (1996) estabeleceu 5 horizontes no perfil de alteração. O primeiro denominado de horizonte eluvial semelhante ao horizonte I de Vargas (1953). O segundo é denominado de solo de alteração ou saprolito que apresenta as estruturas relíquias da rocha e sobreposto ao horizontes de rocha mole, rocha alterada mole e a rocha sã.

Na Tabela 2.1 é apresentada uma síntese de outras classificações de perfis de alteração em solos residuais tropicais.

Tabela 2.1 - Perfis de alteração



Derre e Patton (19710)	Vargas (1953)	Ruxxon e Berry (1969)	Sowers (1963)	Litte (1969)	Barata (1969)	Geological Society of London (1992)
IA	Maduro Resid. Solo	Zona A	Superior Zona	Residual Solo	Maduro Resid. Solo	VI Solo Residual
IB		Zona B				
IC	Jovem Solo Resid.	I	Intermediária	Alterado Completamente	Jovem Solo Resid.	V Completamente Alterado
IIA		IIA				
IIB	Rocha Alterada	IIIB	Zona Parcialmente Alterada	Alterada e Mediamente Alterada	Solo Residual Jovem Rocha Alterada	IV Altamente Alterado III Moderadamente Alterado II Pouco Alterado IB Rocha Fraturado
		III				
		IV				
III	Rocha Sã	Rocha sã	Rocha Sã	Rocha sã	Rocha Sã	IA Rocha sã

Bordeaux et al (1983), Massad (1984), Wolle et al (1980), dentre outros propuseram outras classificações para o perfil de alteração do solo residual tropical. Maiores detalhes podem ser obtidos no trabalho de Vaz (1996).

Com referência aos escorregamentos de solo residual, tão comum em regiões tropicais em virtude das características climáticas, é importante comentar que o mecanismo e o tipo de ruptura destas encostas, dependem da zona de intemperização em que se encontra a superfície de deslizamento (MOREIRA, 1974).

2.1.2 Tipos de Fenômenos de Instabilização em Solos Residuais

O fenômeno de instabilização despertou diversas propostas de classificação. Essas classificações servem como uma primeira etapa de uma investigação das causas e mecanismos envolvidos nesses fenômenos.

Crozier (1975) revela que a primeira classificação dos movimentos de massa foi realizada por Sharpe (1938). Essa classificação exibe um caráter sistemático, geológico descritivo. Ward (1945), Campbell (1951), Varnes (1958), Skempton e Hutchison (1969), são exemplos de outras propostas de classificação dos movimentos de massa. Apesar dos aspectos gerais que essas classificações apresentam, muitas delas são inadequadas às características de escorregamentos que ocorrem em regiões intertropicais, sobretudo no Brasil.

Vargas e Picheler (1957) apresentaram uma das primeiras classificações de movimento de massa para regiões de clima tropical. Baseado nos acontecimentos ocorridos na região da Serra do Mar e nos escorregamentos de Monte Serrat (1928 e 1956) ele propôs uma subdivisão dos escorregamentos ocorridos nessa região sudeste em: escorregamento de solo residual profundo, escorregamento de solo residual raso e escorregamento de rocha.

Barata (1969) baseada na classificação de Varnes (1958) e na observação dos movimentos de massa ocorrido no antigo estado da Guanabara e atualmente a cidade do Rio de Janeiro, definiu para essa região os tipos de movimentos de massa preponderante, como sendo a queda de bloco e os escorregamentos planares. Costa Nunes (1969) baseado na experiência de diversos escorregamentos em solos residuais, sobretudo o ocorridos nos taludes de Serra de Araras em 1967 propôs uma aprimoração na classificação de Vargas através do acréscimo do tipo de ruptura ocorrido na região da serra das Araras e denominado por ele como erosão hidráulica.

Deere e Paton (1974) apresentaram uma classificação sistemática, baseado na localização da superfície de escorregamento no horizonte de intemperismo,. Essa classificação é dividida em 4 grupos distintos, apresentados a seguir :

- GRUPO 01 – Ocorre primariamente nos horizontes IA e I B dos solos, onde não existe a camada de colúvio sobre o perfil. Esses escorregamentos são freqüente durante períodos grande precipitação de chuvas, levando em alguns casos ao movimento de solo, conhecido como debris flow (corrida de massa). Por se tratar de uma zona constituída por material relativamente homogêneo, as superfícies potencias de escorregamentos são controladas pelas tensões cisalhantes devido ao peso próprio do maciço.
- GRUPO 02 – Esses escorregamentos ocorrem ao longo das juntas localizadas no saprólito. Essas superfícies de fraqueza condicionam a profundidade e a geometria da ruptura. Embora as chuvas influenciem no surgimento de pressão neutra, escorregamentos podem ocorrer após as chuvas em virtude do fluxo bi ou tri-dimensional.

- GRUPO 03 – Apresenta-se com as mesmas características que os escorregamentos do grupo 01, entretanto como diferenciação está na presença sobre a parte superior (no topo do perfil de solo residual) a presença de colúvio, material esse que apresenta textura parecida com a do solo residual, entretanto sem a presença das estruturas reliquias presentes nos solos residuais mais jovens.

- GRUPO 04-- Os escorregamento pertencentes a esse grupo apresentam semelhança com os ocorridos no grupo 02, diferenciando pela presença do colúvio na parte superior da encosta que irá influenciar significativamente no fluxo, devido a alta permeabilidade em relação ao saprolito.

Partiu de Freire (1965) uma das classificações mais gerais sobre movimento de massa para a região tropical. Wolle (1988) revela que a classificação de Freire é essencialmente tipológica e de caráter geral, que procura englobar todos os tipos de fenômenos surgidos no Brasil, baseado na conceituação físico-mecânica proposta por Terzaghi (1950). A classificação de Freire apresenta três grupos distintos.

2.1.2.1 - Escoamentos

Os escoamentos são movimentos contínuos com ou sem superfície de ruptura definida. A principal diferença entre escorregamentos e escoamentos não se trata da questão da velocidade de movimentação, mas relacionado com a modalidade de deformação do solo (TERZAGHI, 1950).

Os escoamentos apresentam deformações parecidas com as ocasionadas em materiais de comportamento visco-elástico, onde parte do material que apresenta maior rigidez no sistema comportará como sólido, enquanto a outros componentes de menor rigidez experimentará deformações semelhantes de um líquido viscoso.

Os escoamentos podem ser divididos em corridas de massas e rastejos, e as características particulares de cada um, é apresentado a seguir.

2.1.2.1.1 – Corridas

São escoamentos de velocidade mais elevada do que os rastejos e apresenta comportamento hidrodinâmico ocasionado pela perda de atrito interno, em virtude da destruição estrutural, em presença de água em excesso. Portanto é comum associar a massa de solo com grau de saturação elevado e muitas vezes com o teor de umidade superior ao limite de liquidez do solo.

A corrida de massa pode ser provocada pela simples adição de água, como ocorrido em março de 1967 na encosta de Soberbo, onde depois de intensas chuvas na região uma avalanche de solo percorreu oitocentos metros deixando um grande rastro de destruição. (AVELAR e LACERDA,1997)

Outro mecanismo associado ao desenvolvimento da corrida de massa é através do efeito de vibrações, provocadas por movimentos tectônicos ou por processos de cravação de estacas metálicas ou qualquer outra fonte que devido a intensa vibração em regiões que apresentam solos homogêneos e granulares, provoca o efeito da liquefação das areias nas condições não drenadas (WOLLE, 1980).

Por fim pode-se provocar a corrida de massa através do amolgamento do solo, como o registrado na região de Rissa na Noruega em abril de 1978, onde cerca de seis milhões de metros cúbico de argilas sensitivas se movimentaram em direção ao mar (*mud Flow*) diminuindo o território da Noruega em 5 por cento. (GREGERSEN, 1981)

2.1.2.1.2 – Rastejos

Rastejos se apresentam como movimento lento e contínuo e na maioria das vezes imperceptível. O rastejo pode ainda ter comportamento complexo, avançando com velocidade não uniforme, aos pulsos, ou ainda passar a escorregamento e este, por sua vez, seguido por rastejo do material que se deslocou para fora do talude.(TERZAGHI, 1950)

Os Tálus são materiais detríticos, provenientes da acomodação de antigos escorregamentos nas regiões de baixada, em selas topográficas ou qualquer outra depressão, que apresentam movimentos sazonais (processo de rastejo) devido ao material do Tálus apresentar na maioria das vezes um teor de umidade elevado ou até artesianismo, devido ao bloqueio das drenagens naturais. (WOLLE, 1988).

Rodrigues e Nogami (1950) comentam que o movimento de “Tálus” na rodovia Anchieta foi desencadeado pelo corte do pé do “Tálus” para a construção da via. Vargas (1999) relata que o maciço tinha cerca de 2 milhões de m³, que se apoiara sobre um pequeno contraforte do pé da Serra.

Machado e Presa (2001) avaliaram o processo de “Creep” de um maciço composto de solo expansivo (massapê) na região de Alagoas, através de instrumentação e ensaios de cisalhamento. Segundo os autores as movimentações de massa não apresentaram uma superfície claramente definida e que os movimentos estavam relacionados diretamente com a condição hidrogeológica.

A infiltração da água da chuva é o principal mecanismo para ativação do rastejo, tendo em vista que a saturação da massa de detritos (“Tálus”) provoca a sua instabilização (WOLLE, 1988).

2.1.2.2 Escorregamentos

Refere-se aos movimentos de massa finitos ao longo de uma superfície definida. Podem ser subdivididos em dois grupos principais:

2.1.2.2.1 - *Escorregamento Translacional*

Os escorregamentos translacionais são movimentos de massa comuns em encostas com perfis retilíneos, onde os horizontes acompanham a própria topografia e a espessura do manto de solo atinge poucos metros. Wolle (1988) afirma que este tipo de escorregamento é muito comum no sudeste brasileiro, sobretudo na região da Serra do Mar, onde as cicatrizes apresentadas após o movimento de massa apresentam largura na faixa de 10 a 20 metros, com espessuras inferiores a 4 metros e comprimentos que chegam a atingir 200 metros. Na Figura 2.1 é apresentada dois escorregamentos translacionais típicos.

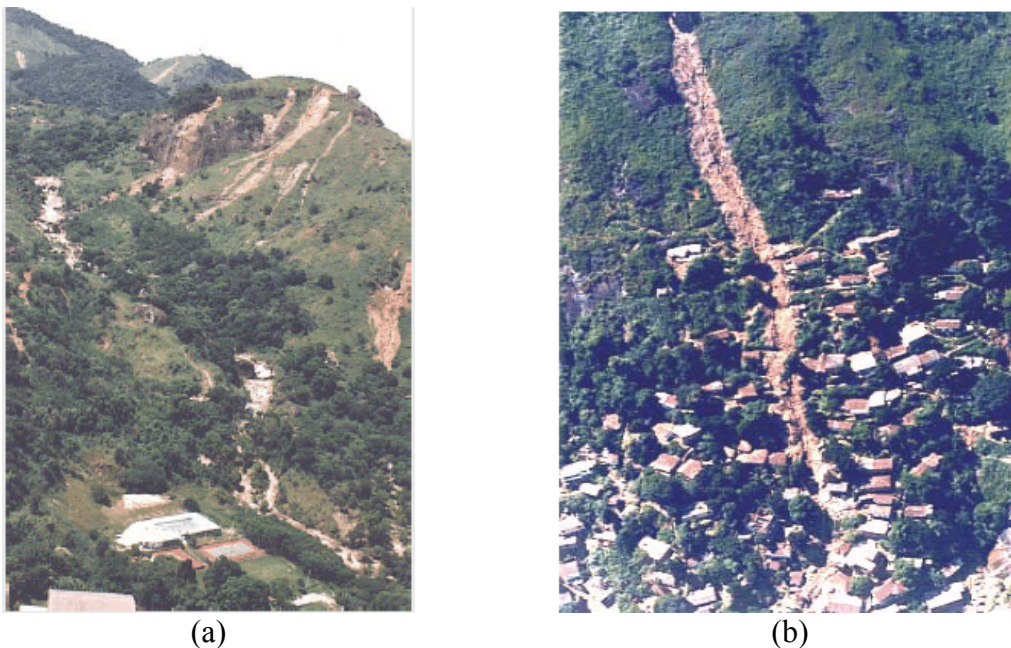


Figura 2.1-Escorregamento do Quitite e do morro da Formiga na cidade do Rio de Janeiro.

Os escorregamentos translacionais podem ocorrer em uma zona de fraqueza proveniente de falhas, juntas, planos de acamamento, entretanto em se tratando de rupturas no manto de solo, a infiltração da água se torna o principal agente relacionado a ruptura. A ação da água pode se proceder de duas maneiras distintas.

A primeira originará uma rede de fluxo sub-paralela ao perfil da encosta. Essa rede de fluxo levará ao aumento dos esforços sobre a encosta em virtude do surgimento de forças de percolação, atrelado à diminuição da resistência do solo, devida o aumento do grau de saturação, conforme se pode notar na Figura 2.2(a). A segunda maneira está relacionada ao avanço da frente de umedecimento que levará a minoração da sucção do solo, sem que haja saturação, mas suficiente para levar a ruptura conforme exibido na Figura 2.2(b).

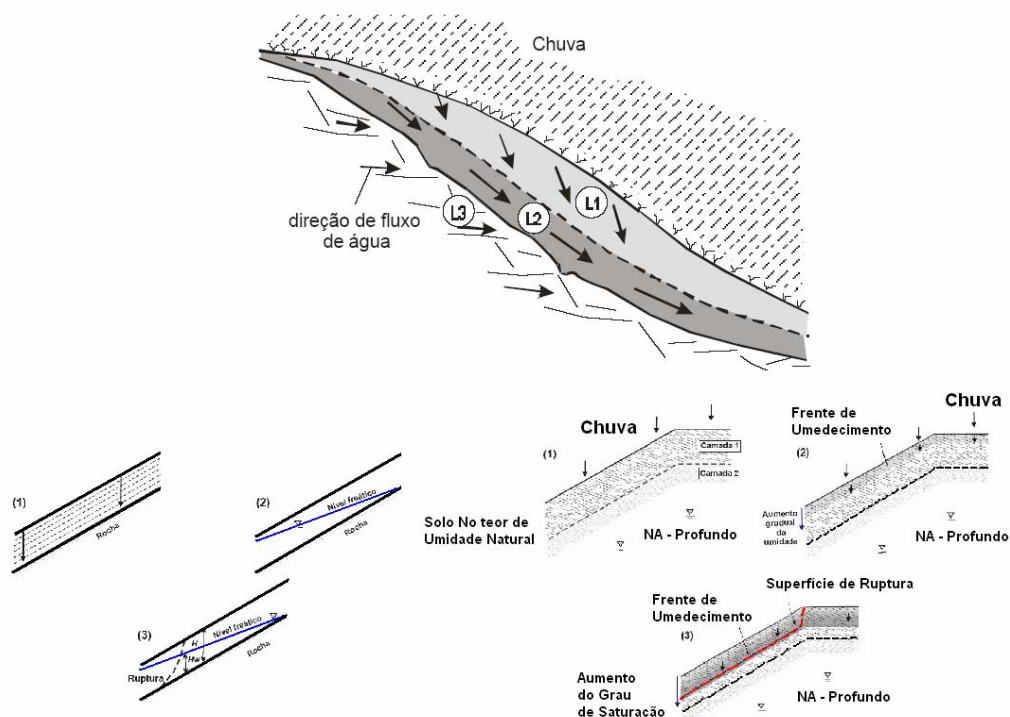


Figura 2.2 - Mecanismo de ruptura planar. (a) elevação do nível de água e avanço da frente de umedecimento (b) (Modificado de AHRENDT,2005)

Esses escorregamentos se caracterizam por exibir cinematicamente uma grande deformação, onde massa rompe por cisalhamento e progride em uma superfície plana,

sem apresentar grande espessura quando comparado com o comprimento (ruptura planar). Em virtude dessas características geométricas e cinemáticas as análises de estabilidade são tratando como talude infinito (WOLLE, 1988).

Andrade et al (1992), Souza (1995) e Soares (2006) revelam que os escorregamentos ocorridos na cidade do Rio de Janeiro são na maioria translacional, atingido os horizontes coluvionar e solo residual maduro. Maiores informações a respeito desse tipo de escorregamento pode ser obtido nos trabalho de Wolle (1988).

2.1.2.2.2 - Escorregamento Rotacional

Deslizamentos de solo que se caracterizam pelo surgimento de superfícies de ruptura circular, com a concavidade voltada para cima são classificados cinematicamente como escorregamento rotacional.

Barata (1969) afirma que escorregamentos rotacionais ocorrem em taludes ou encostas íngremes com manto espesso de solo residual, notando que as maiorias dos casos foram causadas pela combinação da ação antrópica e infiltração de água.

A superfície de ruptura apresentasse curva à medida de que a cunha de ruptura esteja inserido em horizontes de solos com propriedades homogênea e isotrópica, como no caso do horizonte de solo residual ou na camada de solo coluvionar.

Esse tipo de escorregamento é típico de regiões que apresentam um processo de intemperização mais acentuado, como é o caso de Hong Kong e Cingapura. Na Figura 2.3 é apresentada dois exemplos típicos de escorregamentos ocorridos nessas cidades.

Diversas causas podem estão relacionados a esse tipo de escorregamento, desde problemas relacionados a aspectos geológicos a ação antrópica e principalmente a ação da água, seja através da minoração da sucção do solo, seja através do surgimento de pressões positivas de água.

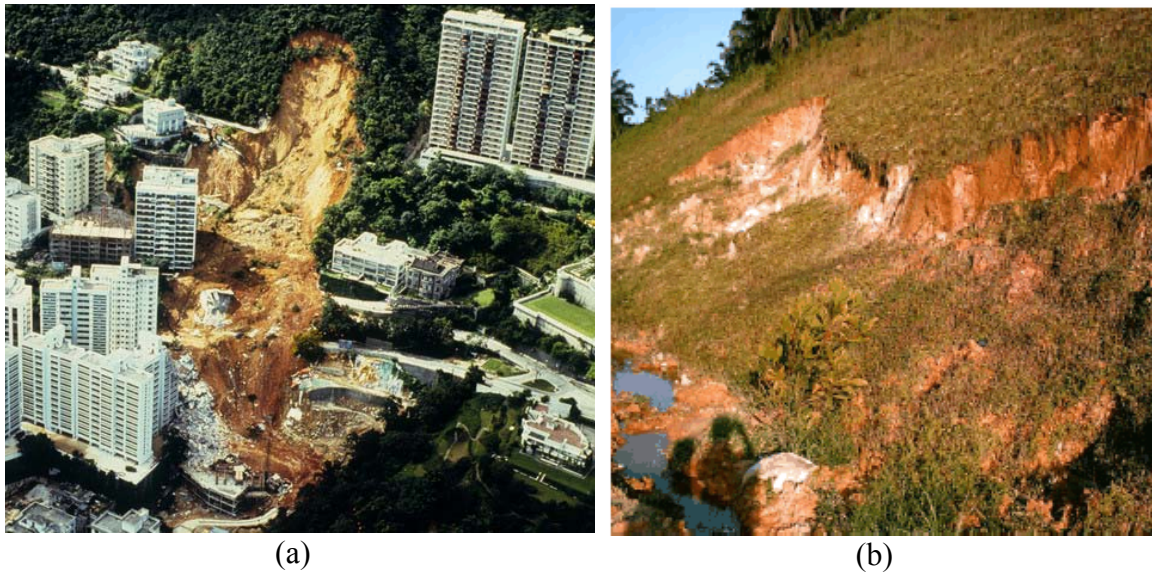


Figura 2.3 - Escorregamentos Rotacionais: Hong Kong (a) e Cingapura (b)

Outra característica importante a respeito desse tipo de escorregamento é fato da massa rompida apresenta pequena deformação durante a ruptura. Wolle (1988) afirma que é comum que arbusto e árvores continuem em pé ou com pequeno declive, com o solo exibindo poucas trincas após a ruptura do solo.

2.1.2.3 Subsídências

Esses movimentos são definidos como deslocamentos finitos ou deformações verticais (recalque).

2.1.3 Mecanismo de Rupturas em Escorregamentos em Solos Residuais

Em regiões de clima tropical úmido a ação da água se torna o principal fator deflagrador de escorregamentos, tendo em vista sua ação direta ou indireta no processo de instabilização.

Apesar do agente de instabilização ser o mesmo, o mecanismo de instabilização pode apresentar-se diferente em cada escorregamento.

Em algumas regiões, a encosta apresenta um perfil com descontinuidade das propriedades hidráulicas, sobretudo da permeabilidade. Isso ocorre quando o perfil geotécnico exibe uma camada de solo, com uma determinada permeabilidade subjacente a um maciço pouco fraturado ou horizonte impermeável que funcionará como uma barreira hidráulica na zona de transição.

À medida que a água infiltre nesse perfil surgirá fluxo ascendente em decorrência da barreira hidráulica, possibilitando o início da formação de uma freática que se eleva, surgindo uma rede de fluxo, paralela a superfície da encosta, com pressões positivas de água até o ponto em que ocorre a perda de resistência ao cisalhamento do solo, ocasionando a ruptura (WOLLE, 1980).

Andrade et al (1992) avaliaram que o mecanismo de ruptura da encosta do Cactáreo, no Rio de Janeiro se procedeu dessa forma, onde a camada rasa de solo coluvionar, sobrejacente a rocha, rompeu após a geração de pressões positivas de água. Gerscovich (1994) ao estudar o escorregamento do morro dos Cabritos (Rio de Janeiro), associou a hipótese do mecanismo de ruptura, a carga hidráulica adicional, em virtude da saturação das fraturas das rochas.

Wolle (1988) ao estudar o mecanismo de ruptura dos escorregamentos da região da Serra do Mar, revela que é praticamente inviável a ocorrência nas encostas da região estudada, o mecanismo de ruptura descrito anteriormente. Segundo o autor, nessa região o mecanismo de ruptura se procede com a elevação gradual do nível de água preexistente, em virtude do aumento caudal subterrâneo pelas águas infiltradas, ocasionando um rápido aumento das pressões neutras.

Tsparas e Toil (2002) ao avaliar os escorregamentos ocorridos nas encostas de Singapura, através de análises numéricas e medidas de campo de pressão de água e dados de precipitação chegaram a conclusão que o mecanismo de ruptura está

relacionado com a subida do nível de água e o surgimento de pressões positivas de água.

Entretanto em regiões onde o nível do lençol freático é profundo ou inexistente o mecanismo de ruptura presente exibe diferente do apresentado anteriormente. Neste caso o mecanismo de ruptura se dá essencialmente pela infiltração de água em um meio não saturado, eventualmente com a formação da frente de umedecimento, e conseqüentemente redução da sucção existente e a minoração dos parâmetros de resistência do solo na região afetada pela infiltração, podendo levar a encosta a ruptura, sem que haja o surgimento de pressões positivas de água.

O mecanismo de ruptura se procede com o início das chuvas, onde a camada superior do solo absorve a água possibilitando o aumento do teor de umidade e posterior saturação dessa camada, contudo a redistribuição do teor de umidade ocorre em processo lento, o avanço da frente de umedecimento depende das características hidráulicas do solo e do seu grau de saturação antes da infiltração e do tempo de chuva. Dessa maneira inicia-se através da redução da resistência ao cisalhamento, na zona localizada acima da frente de umedecimento, provocada pela redução parcial da sucção. Esta diminuição de resistência ao cisalhamento pode vir provocar o deslizamento desta zona. (LUMB, 1975; MORGENSTERN e MATOS, 1975; WOLLE, 1980; CAMPOS, 1984).

Esse mecanismo foi retratado preliminarmente por alguns autores como Morgenstern e Matos (1975), baseado nos escorregamentos ocorridos na cidade do Rio de Janeiro em 1967. Lumb (1975) para os casos de escorregamento nas encostas de Hong Kong e Wolle (1980) para os escorregamentos ocorridos na Serra do Mar.

Lumb (1975) revela que a quantidade de água infiltrada nunca é suficiente para saturar um espesso manto de solo, restringindo-se o efeito da precipitação apenas aos

seis primeiros metros. Ele revela que a estabilidade das encostas é governada pela capacidade de infiltração da água no solo e que a ação de uma chuva particularmente forte depende da duração e da intensidade da precipitação, bem como da quantidade de precipitação que já tinha ocorrido anteriormente ao evento.

Wolle (1988) relata que nas encostas adjacentes a rodovia dos Imigrantes nas proximidades do vale do rio Cubatão, o escorregamento translacional ocorreu pelo efeito do umedecimento do solo insaturado, sem ocorrer o aparecimento de pressões neutras positivas. Segundo o autor a parcela de resistência proveniente da coesão é essencialmente produzida pela sucção, devido a infiltração da água, ocorre decréscimos da sucção e por conseqüência a coesão.

2.1.4 Correlações entre Precipitação e Escorregamentos

Malone e Shelton (1981) avaliando os escorregamentos de Hong Kong , revelaram que chuvas antecedentes apresentam uma fator relevante nas rupturas de solo devido o aumento do grau de saturação do solo ou na recarga do lençol freático.

Brand (1985) baseado nos dados de precipitação diária e horária obtida através do observatório Real de Metrologia de Hong Kong e nas informações a respeito dos eventos de escorregamentos de solo verificou que chuvas de intensidade inferior a 40 mm/h ocasionam escorregamentos rasos na capa do solo residual ao passo que intensidade de chuva superior a 70 mm/h é suficiente para desencadear os eventos de maior porte em Hong Kong.

Dai e Lee (2001) chegaram a conclusão de que para eventos onde o volume de solo movimentado é inferior a 4 metros cúbicos, as chuvas acumuladas nas últimas 12 horas antes da ruptura apresentaram boa correlação com os escorregamentos. Para escorregamento cujo volume movimentado é superior a 30 metros cúbicos, valores de

chuva acumulados 24 horas se mostraram melhor relacionados com os escorregamentos de solo.

Ng e shi (1998) chegaram a mesma constatação de Malone e Selton (1981) através das simulações numéricas para avaliação da estabilidade de encosta em Singapura. Segundo os autores, chuvas provindas entre 3 a 7 dias antes dos eventos apresentam uma importante contribuição ao evento.

Guidicini e Nieble (1976) revelam que as encostas naturais em cada região estão acostumadas ao regime pluviométrico que lhes é imposto, de modo que, o índice pluviométrico que levaria a um escorregamento depende de cada região. Os autores baseado nos conceitos de coeficiente de ciclo (cc), episódio (ce) e final (cf), todos relacionados com dados históricos de precipitação anterior aos eventos de escorregamento, chegaram a uma correlação entre precipitação acumulada traduzida pelo coeficiente final e o histórico de escorregamentos sintetizado através da Figura 2.4.

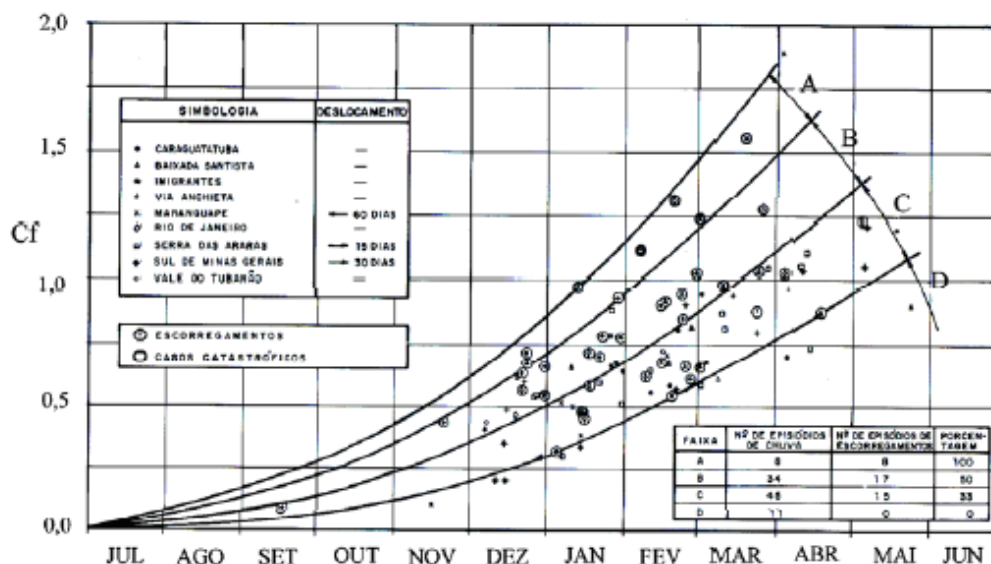


Figura 2.4 - Correlação entre precipitação e escorregamento (Modificado de GUIDICINE e NIEBLE, 1976).

Tatizana et al. (1987), no estudo dos escorregamentos ocorridos na Serra do Mar, em Cubatão, atentaram para a importância do estado prévio de saturação do solo, o qual representaram em função da acumulada de chuva, em 4 dias anteriores (menor dispersão entre os casos estudados nessa região) e da intensidade da precipitação horária. Os autores estabeleceram um patamar de precipitação acima do qual seriam desencadeados os escorregamentos e constataram que quanto maior a chuva acumulada, menor será a intensidade da precipitação crítica necessária para induzir os escorregamentos. Baseado nessas constatações os autores propuseram a seguinte envoltória exibida na Figura 2.5.

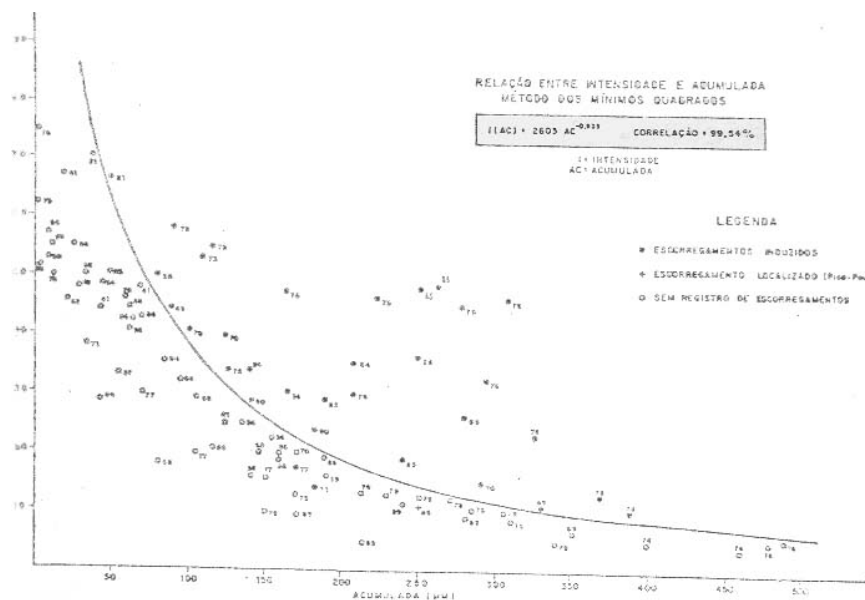


Figura 2.5 - Envoltória de Escorregamento da Serra de Cubatão (TATIZANA, OGURA E CERRI, 1987).

Para facilitar a análise dos eventos, definiram um coeficiente de precipitação crítica para medir a susceptibilidade dos escorregamentos com a evolução da precipitação, chegando à conclusão de que a intensidade dos escorregamentos é proporcional ao aumento desse coeficiente.

Elbachá (1992), baseada em Tatizana et al. (1987), encontrou a envoltória que representa a curva de intensidade crítica da cidade de Salvador, representado na

expressão (2.1) também usando como parâmetro a precipitação acumulada de 4 dias, a partir da análise dos diagramas de dispersão do período entre 1980 e 1990.

$$i_4 = 1873.95 * (AC_4)^{-1.258} \quad (2.1)$$

Onde: i é a intensidade pluviométrica (mm/h), AC_4 precipitação acumulada nos quatro dias anteriores ao evento.

A autora, durante esse trabalho, verificou que a causa responsável pela maioria dos acidentes de deslizamento foi a chuva (60% dos casos estudados). A análise da curva encontrada indica que o aumento da saturação do solo, provoca uma diminuição da intensidade horária necessária para desencadear os escorregamentos, lo eventos antecedentes apresentam grande importância.

2.1.5 Processos de Infiltração em Perfil de Solo Residual

A infiltração de água no solo e especial em meios porosos não saturados é um dos principais agentes efetivos relacionados as rupturas de encostas e taludes em regiões tropicais. Diversos autores têm se empenhado no estudo do assunto, seja através do desenvolvimento de modelos físicos ou matemáticos para infiltração obtidos a partir de estudos experimentais realizados em laboratório ou instrumentação de campo ou através de simulações numéricas.

Gardner e Widtso(1921) foram os pioneiros nessa área ao lançarem uma equação de densidade de fluxo em meio não saturado. Richards (1931) baseado na equação de Fokker para conservação de massa e na lei de Darcy, estabeleceu um modelo matemático para o movimento do fluido em meio poroso não saturado expresso na equação 2.2. Essa expressão leva em consideração a carga hidráulica, as características de retenção e a condutividade hidráulica saturada.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_x(\psi) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y(\psi) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z(\psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (2.2)$$

Onde:

$\frac{\partial \theta}{\partial t}$ - Teor de umidade volumétrica com tempo.

$k_x(\psi), k_y(\psi), k_z(\psi)$ - Condutividade hidráulica na direção x,y e z.

$\left(\frac{\partial h}{\partial x} \right), \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right), \left(\frac{\partial h}{\partial z} \right)$ - Carga Hidráulica na direção x,y e z.

$\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z}$ - Operador de derivada parcial.

Carvalho (1988) relata que a solução da expressão 2.2 que depende de técnicas numéricas é a forma mais completa de avaliar a infiltração de água em meio não saturado, principalmente em solos residuais uma vez que a expressão permite considerar as condições reais de teor de umidade e as características de heterogeneidade ou anisotropia que por ventura esse solo apresente.

Bodmann e Coleman (1944) baseado nos resultados referentes a infiltração de água em uma coluna de solo granular revela não ocorre a total saturação do perfil. Segundo os autores o modelo de infiltração exibido na Figura 2.6 consiste na produção de 4 zonas distintas.

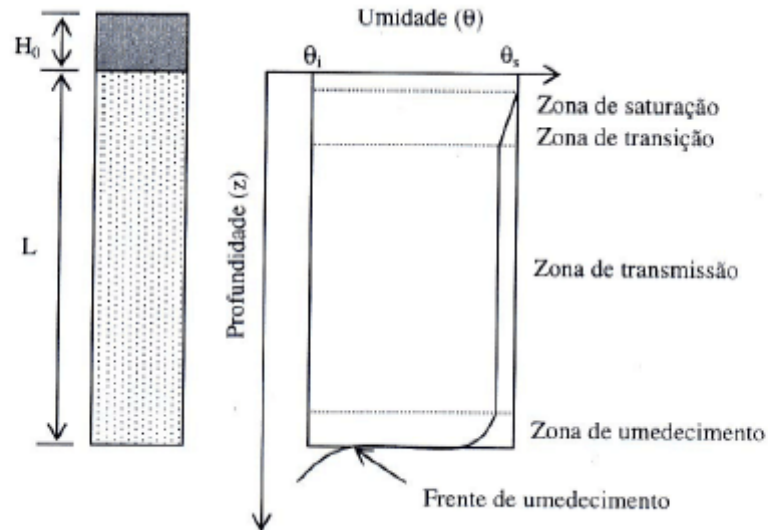


Figura 2.6 - Avanço da Frente de Umedecimento (Modificado de BODMANN E COLEMAN, 1944).

A primeira zona conhecida como saturada, cuja característica é apresentar grau de saturação próximo de cem por cento e sua espessura muitas vezes não passa da ordem de alguns milímetros. A zona de transição cujo teor de umidade do solo corresponde a setenta a oitenta por cento do teor de umidade do solo presente na primeira zona, mas à medida que distância da primeira zona o grau de saturação diminui rapidamente. A terceira zona, conhecida de zona de transmissão apresenta uma espessura maior, chega a atingir alguns metros, com o teor de umidade quase constante com a profundidade. A zona de umedecimento que correspondente a frente de umedecimento, apresenta o teor de umidade um pouco superior ao teor de umidade do estado natural do solo e avança com a profundidade devido a diferença de potencial.

Lumb (1962) baseado nos estudos das rupturas das encostas de Hong Kong, após grandes precipitações, revela que o processo de infiltração de água é controlado pelo tempo de infiltração, permeabilidade saturada, porosidade do solo e as condições iniciais de saturação. Ele propõe um modelo matemático para definição da posição da frente de umedecimento, descrito na expressão (2.3) baseado na equação de Richards.

$$z_u = (D * t)^{0,5} + \frac{K_s * t}{n * (S_f - S_i)} \quad (2.3)$$

Onde:

z_u → Profundidade da frente de saturação

D → Difusidade do solo

t → Tempo

n → Porosidade do solo

S_T e S_F → Grau de Saturação inicial e final

Na Figura 2.7 é exibida o perfil do avanço da frente de umedecimento proposto por Lumb.

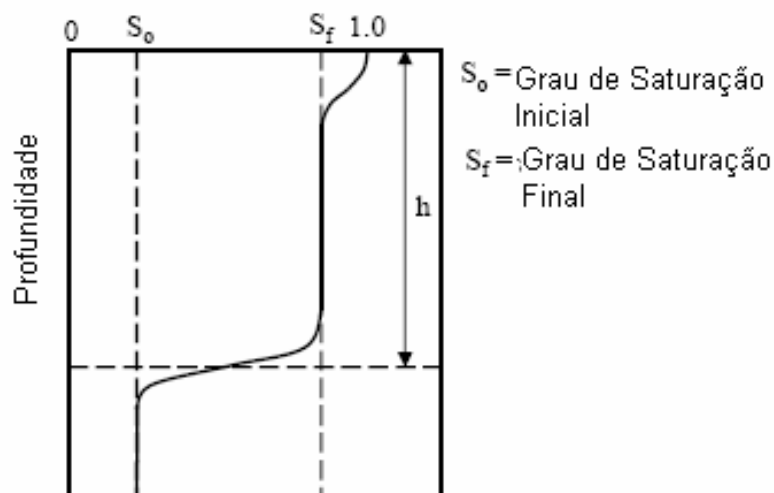


Figura 2.7 - Avanço da Frente de Umedecimento do Solo (Modificado de LUMB, 1975).

Nota-se que a camada inicial de pequena profundidade com grau de saturação igual a 100 % seguida de uma camada com grau de saturação entre 80 a 90 % descrita por ele como zona molhada.

Freeze (1969) baseado na equação de Richards realizou uma simulação de fluxo transiente, considerando fluxo unidimensional, em um perfil de solo isotrópico e homogêneo contendo uma zona saturada e não saturada, delimitada por um lençol

freático com condições de contorno de evaporação e infiltração. Ele chegou a conclusão de que a variação da posição do nível de água depende não somente dos processos de evaporação e infiltração, mas também das condições iniciais (sucção) e das características hidráulicas do solo.

Yong e Warkentin (1975) baseado no perfil de infiltração proposto por Bodman e Coleman (1964), propôs que a zona de transmissão apresenta-se com o teor de umidade superior ao valor de capacidade de campo e cerca de 80% do teor de umidade para a condição saturada. Na Figura 2.8 é apresentado o avanço da frente de umedecimento para diferentes tempos de infiltração onde se pode notar o aprofundamento da frente de umedecimento para diferentes tempos.

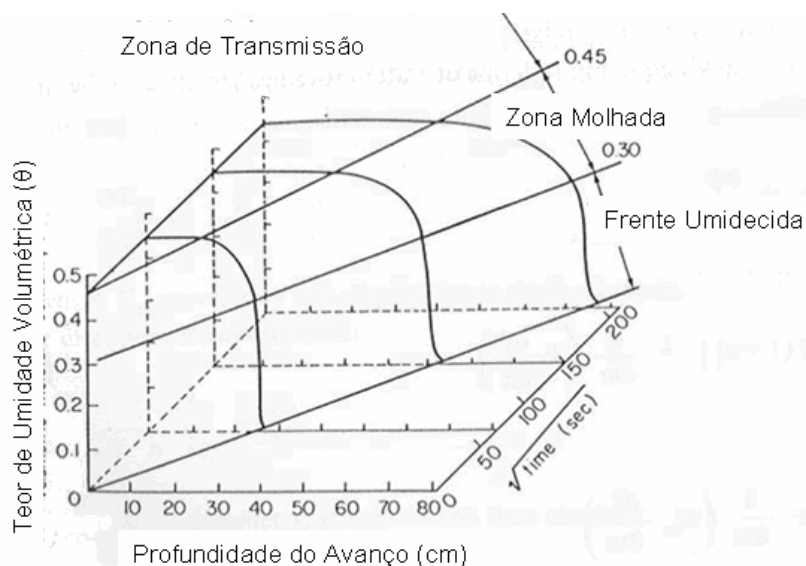


Figura 2.8 - Perfil de Umedecimento proposto por Yong e Warkentin (1975)

Vaughan (1985) desenvolveu um modelo bidimensional para descrever a infiltração da água da chuva (evolução da frente de umedecimento com o tempo) a fim de investigar as causas das rupturas superficiais ocorridas em taludes de solos residuais das encostas Fiji, sudoeste da Asia. Ele considerou que a permeabilidade hidráulica é uma função decrescente com a profundidade em decorrência do grau de intemperismo nos perfis de solos tropicais.

Segundo o modelo de Vaughan (1985) a frente de umedecimento irá surgir, quando a taxa de infiltração for superior a permeabilidade saturada do solo. As pressões de água no solo serão calculadas baseadas em uma rede de fluxo, cujas linhas equipotenciais são calculadas a partir na relação entre as permeabilidades hidráulicas das diferentes camadas de solo, conforme apresentado na Figura 2.9.

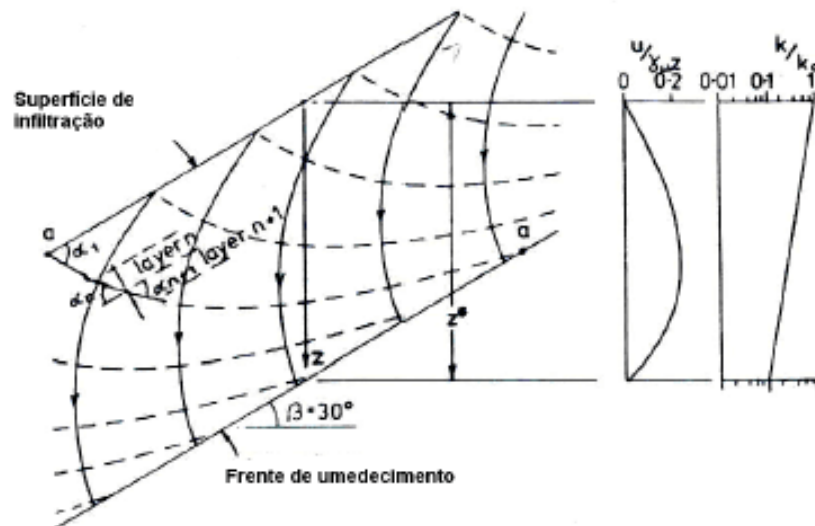


Figura 2.9 – Frente de Umedecimento proposto por Vaughan (1985).

Soares (2002) revela que o modelo proposto por Vaughan (1985) mostrou-se eficiente na modelagem da frente de umedecimento com a profundidade e o tempo. Porém, a concavidade das linhas de fluxo não reflete a realidade. Como outra limitação do modelo é o fato de o modelo ser restrito a solos com permeabilidade hidráulica decrescente com a profundidade e que só pode ser utilizado em modelagem onde a infiltração imposta na superfície é maior que a permeabilidade hidráulica saturada do solo (formação da frente de umedecimento) e não quando contrário (que haverá a perda da sucção devido à infiltração da água da chuva, mas sem a formação de uma frente). Por fim, seria necessário testar a modelagem em um talude real, instrumentado, para verificar a eficácia do modelo.

Diversos outros trabalhos baseados em ferramentas computacionais simularam o fluxo em meio não saturado. Maiores detalhes podem ser obtidos nos trabalhos de Davis e Neuman (1983), Vargas Jr. e Costa Filho (1990), Pradel e Raad (1993), Gerscovich (1994), Santos e Vilar (2004), Smith et al. (2002).

2.2 SOLOS NÃO SATURADOS

2.2.1 Generalidades

A sucção que em princípio, pode ser causada por efeitos da matriz de solo (capilaridade e adsorção) e por efeitos osmóticos (presença de solutos) é responsável pelas características peculiares dos solos não saturados em relação aos solos saturados, seja sobre os aspectos hidráulicos ou mecânicos. (FREDLUND et al, 1978; CAMPOS, 1984, DE CAMPOS, 1997; MARINHO e PEREIRA, 1998, VILAR, 2006a).

2.2.2 Comportamento Hidráulico

Em estudos dos mecanismos deflagradores de escorregamentos, informações a respeito da pluviosidade, geometria dos taludes, propriedades geotécnicas combinadas com as características hidráulicas para o entendimento do processo de transporte de água é de fundamental importância. (MOREIRA et al; 1994).

Com relação ao comportamento hidráulico notar que a condutividade hidráulica do solo não saturado governa a facilidade da penetração da água no interior do mesmo (infiltração) e conseqüentemente a influência direta na alteração da quantidade de água nos poros do solo (teor de umidade volumétrica). Essa alteração do teor de umidade levará a encosta apresentar maior ou menor risco de ruptura, haja vista a relação indireta entre a relação do teor de umidade com a sucção (curva de retenção) e a resistência ao cisalhamento do solo.

Portanto compreender as características hidráulicas do solo, curva de retenção e curva da função de condutividade hidráulica é essencial para avaliação da estabilidade de encosta na condição não saturada.

2.2.3.1 Curva de Retenção

Define-se de curva de retenção de água ou curva característica de sucção de um solo, a relação entre o teor de umidade volumétrico, gravimétrico ou grau de saturação do solo com a sucção presente no mesmo (CRONEY e COLEMAN, 1960).

A curva de retenção aparece como uma ferramenta conceitual e de interpretação através da qual o comportamento dos solos não saturados pode ser avaliado conforme as mudanças na sucção (SILVA; 2004).

A curva de retenção auxilia na caracterização do comportamento hidráulico do solo bem como na estimativa de parâmetros de resistência do solo.(OBERG e SALLFORS, 1995 ; VANAPALLI e FREDLUND, 1994).

Com relação a morfologia da curva de retenção (posição, forma e inclinação) pode apresentar o formato de “S” ou curva unimodal exibida na Figura 2.10. Esse formato é o mais convencional encontrado na literatura geotécnica, entretanto em alguns solos residuais e sedimentares devido a distribuição da macroestrutura e microestrutura bem definida apresenta-se um formato bimodal ou duplo “S”. (GERSCOVICH, 2001; FREDLUND et al; 1994).

Independente do formato exibido a curva de retenção apresenta alguns pontos notáveis conforme podem ser visualizados na Figura 2.10. O primeiro dele se refere ao ponto denominado de pressão de entrada de ar, cujo valor se refere a pressão que provoca a drenagem do maior poro do solo, iniciando o processo de dessaturação. O outro ponto se refere ao teor de umidade residual que representa o limite inferior a partir

do qual qualquer aumento da sucção matricial pouco afeta o teor de umidade (GERSCOVICH, 2004).

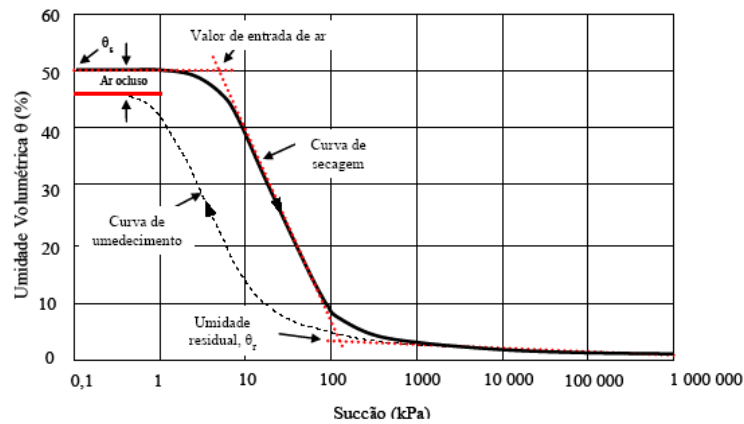


Figura 2.10 - Curva de Retenção Típica de Solos Siltosos.(Modificado de FREDLUND E XING, 1994)

A curva de retenção pode ser obtida de forma direta através de ensaios de laboratório ou de campo que relacione o teor de umidade ou grau de saturação com o potencial; total, matricial ou osmótico do solo.

A medida do potencial pode ser realizada através da técnica de translação de eixos (HILF, 1956) utilizando-se de placas ou membrana de pressão. Também se pode obter o potencial matricial com a aplicação direta de sucção utilizando-se de funil de pedra porosa ou medindo com tensiômetros convencionais e tensiômetros de alta capacidade.

Indiretamente o potencial pode ser obtido através das relações do potencial com a permeabilidade elétrica (psicrômetros, blocos porosos), a permeabilidade térmica (sensores de permeabilidade térmica), ou com elemento poroso (papel filtro), utilizando-se e todos os casos curvas de calibração.

Outras técnicas se baseiam no equilíbrio osmótico (técnica osmótica), ou por imposição do teor de umidade relativa. Independente da técnica utilizada, todas apresentam vantagens e desvantagens em sua aplicação.

Maiores detalhes a respeito dessas técnicas podem ser obtidas através dos trabalhos de Poulouvasilis, (1962); Hillel, (1971); Soto (2004); Vilar (1997) e Marinho e Pereira (1998).

Diversos autores desenvolveram modelos matemáticos para simular a curva de retenção do sô. Esses modelos são baseados em funções empíricas que relaciona o teor de umidade com a sucção, na distribuição dos macroporos e microporos ou na distribuição granulométrica. Na Tabela 2.2 é apresentada uma síntese dos modelos propostos por diversos autores.

Tabela 2.2 - Modelos de curva de retenção propostos por vários autores (GERSCOVICH, 2001).

Modelo	Equação	Parâmetros de Ajuste
Gardner (1958)	$\Theta = \frac{1}{1 + q\Psi^n}$	q e n
Brooks e Corey (1964)	$\Theta = \left(\frac{\Psi_b}{\Psi} \right)^\lambda$	λ
Visser (1966)	$\psi = \frac{a \times (\theta_s - \theta)^b}{\theta^c}$	a, b, c
Van Genutchten (1980)	$\Theta = \left[\frac{1}{1 + (\alpha \times \psi)^n} \right]^m$	α, m, n
Fredlund & Xing (1994)	$\theta = c_\psi \times \frac{\theta_s}{\left[\ln \left[\theta + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right]^m}$	$c_\psi = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)}$ α, m, n

Dentre os modelos, destaca-se o de Van Genutchten (1980) e o de Fredlund e Xing (1994) que apresentam maior concordância para os solos residuais. (LEONG e RAHARDJO,1993; GERSCOVICH, 2001).

2.2.2.2 Função Condutividade Hidráulica

Em solos não saturados a função da condutividade hidráulica depende do índice de vazios e o do teor de umidade do solo, ou seja, dependem da variação da área efetiva de passagem de água, que está sujeita as forças devidas as tensões superficiais, cuja importância aumenta a medida de que os poros de menor diâmetro vão sendo ocupados pelo ar. (MARINHO e PEREIRA, 1998, GERSCOVICH e GUEDES, 2004).

Essa dependência está relacionada ao fato de que à medida que os vazios (poros e microporos) do solo estejam preenchidos de água, caminhos preferenciais de fluxo serão estabelecidos, ao passo de que em solos que apresentam baixo teor de umidade (grau de saturação baixo) os vazios estarão preenchidos de ar seccionando os caminhos preferências de fluxo diminuindo a permeabilidade do solo.

A função condutividade hidráulica do solo desempenha um importante papel envolvendo o transporte de contaminantes na zona vadosa e em estudo de estabilidade de taludes em solos tropicais, bem como a interação de solo expansivos ou colapsíveis com as fundações devido a variação do teor de umidade dos solos não saturados (MACHADO E ZUQUETE, 2004).

A determinação experimental da condutividade hidráulica apresenta grande complexidade envolvendo equipamentos especiais para o controle da sucção da amostra de solo e elevado tempo de execução do ensaio. (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

Maiores informações a respeito das técnicas para obtenção experimental da curva de função condutividade pode ser obtida nos trabalhos de Corey (1957); Libardi et al (1980); Klute (1986); Carrilo (1997) e Marinho e Pereira (1998).

Vários modelos matemáticos foram propostos para determinar a curva de permeabilidade hidráulica do solo não saturado. Os modelos em sua maioria são

baseados em resultados de ensaios experimentais para determinação da curva de retenção de água no solo. Na Tabela 2.3 diversas proposições matemáticas para a modelagem da curva de permeabilidade hidráulica do solo são exibidas.

Tabela 2.3 - Modelos para determinação da curva de permeabilidade Hidráulica (Modificado de GERSCOVICH e GUEDES , 2004).

Modelo	Equação	Parâmetros de Ajuste
GARDNER (1958)	$k(\psi) = \frac{K_{Sat}}{1 + a \left(\frac{\psi}{g * \rho_w} \right)^n}$	a e n
BROOKS & COREY (1968)	$\begin{cases} k(\Psi) = k_{sat} * \left(\frac{\Psi_b}{\Psi} \right)^\eta \Rightarrow \Psi > \Psi_b \Rightarrow \Psi > \Psi_b \\ k(\Psi) = k_{sat} \Rightarrow \Psi \leq \Psi_b \end{cases}$	η
DAVIDSON et al (1969)	$k = k_{Sat} e^{ \beta(\theta - \theta_s) }$	β
CAMPBELL (1974)	$k(\psi) = k_{Sat} \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^{2\beta+3}$	β
MUALEN (1976)	$k(\psi) = k_{Sat} \frac{[1 - (\alpha\psi)^{m \times n} \times (1 + (\alpha\psi)^n)^m]}{(1 + (\alpha\psi)^n)^{\frac{m}{2}}}$	m , n e α
VAN GENUCHTEN (1980)	$k(S_e) = k_{Sat} \times S_e \times \left[1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2$ $S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	m
LEONG & RAHARDJO(1998)	$k(\psi) = k_{Sat} \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^p$	p
VANAPALLI & LOBBEZOO (2002)	$k(\psi) = k_{Sat} \times 10^{7,9 \times \text{Log}(S_R)^\Gamma}$ $\Gamma = 14,08(I_P)^2 + 9,4(I_P) + 0,75$	

Resultados têm indicado que as equações propostas por Gardner,(1958), Van Genuchten (1980) e Fredlund et al (1994) fornecem bons ajustes para os solos brasileiros (GERSCOVICH e GUEDES , 2004).

2.2.3 Comportamento da Resistência ao cisalhamento.

Em virtude do sucesso do princípio das tensões efetivas desenvolvidas por Terzaghi (1943), para solos saturados, várias pesquisas no final da década de 50 e início da década de 60 propuseram equações similares que pudesse traduzir o comportamento mecânico dos solos não saturado (DE CAMPOS 1997, VILAR 2006a).

Abramento (1988) revela que as equações propostas apresentam um ponto comum, a incorporação de um parâmetro característico do comportamento do solo na descrição do estado de tensões, apesar de alguns experimentem variações de pressão de ar na sucção, sendo que a proposta de Bishop (1959) a mais divulgada na literatura e apresentada na expressão 2.4.

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi * (u_a - u_w) \quad (2.4)$$

O parâmetro χ da equação proposta por Bishop (1959) é função do tipo de solo e seu grau de saturação e seu valor varia de 0 a 1. Sua determinação é bastante complexa e se baseia na hipótese de que dois solos que apresentem o mesmo valor de resistência ao cisalhamento e índices de vazios iguais, mas de grau de saturação diferentes, estão submetidos ao mesmo estado de tensões efetivas. Portanto igualando-se os as tensões efetivas de uma amostra não saturada e uma amostra saturada ($\chi=1$) determina-se o valor do parâmetro (χ para a condição não saturada).

Gulati e Satija (1981) apud Abramento (1988) verificou a partir de ensaios triaxiais em amostras naturais e compactadas que o valor de χ depende de outros fatores como o

histórico de tensão e a magnitudes das tensões. Esse fato decorre da obtenção de valores anômalos de χ , superiores a unidade ou negativos para solos colapsíveis. Logo as expressões baseadas no principio das tensões efetivas e em especial a proposta por Bishop (1959) não traduzem totalmente o comportamento mecânico do solo não saturado, sobretudo quando o solo apresentasse variação de volume.

Bishop e Blight (1963) e Barden et al (1969) apresentaram os resultados de ensaio de consolidação com sucção controlada em termos de variáveis de tensão $(u_a - u_w)$; $(\sigma - u_a)$ e índice de vazios.

Seguindo a mesma filosofia, em que não havia a preocupação de se procurar definir uma equação geral das tensões efetivas, Fredlund et al (1978) demonstraram que o estado de tensões em um solo não saturado pode ser definido pela combinação de quaisquer duas das variáveis de tensão: $(u_a - u_w)$; $(\sigma - u_a)$, $(\sigma - u_w)$.

A equação proposta por Fredlund et al (1978) para resistência em solos não saturados é uma extensão do critério de Mohr-Coulomb, onde é assumido o efeito da sucção mátricial na resistência ao cisalhamento (incremento linear) sendo apresentado através da expressão (2.5).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \times \tan \phi' + (u_a - u_w) \times \tan \phi^b \quad (2.5)$$

Onde: c' é o intercepto da coesão do solo na condição saturada, ϕ' é o ângulo de atrito do solo e ϕ^b representa o acréscimo da coesão em virtude do aumento da sucção do solo.

A escolha das variáveis $(u_a - u_w)$; $(\sigma - u_a)$ está no fato de que a pressão de água e a tensão total podem ser avaliadas individualmente e a pressão de ar pode ser igual a atmosférica, desde que seja utilizado da técnica da translação de eixos.

A representação gráfica da resistência ao cisalhamento do solo não saturado é realizada em termos das duas variáveis de estado de tensão $(u_a - u_w)$; $(\sigma - u_a)$ e a tensão

cisalhante o que lhe confere um diagrama tridimensional, conforme pode-se notar na Figura 2.11.

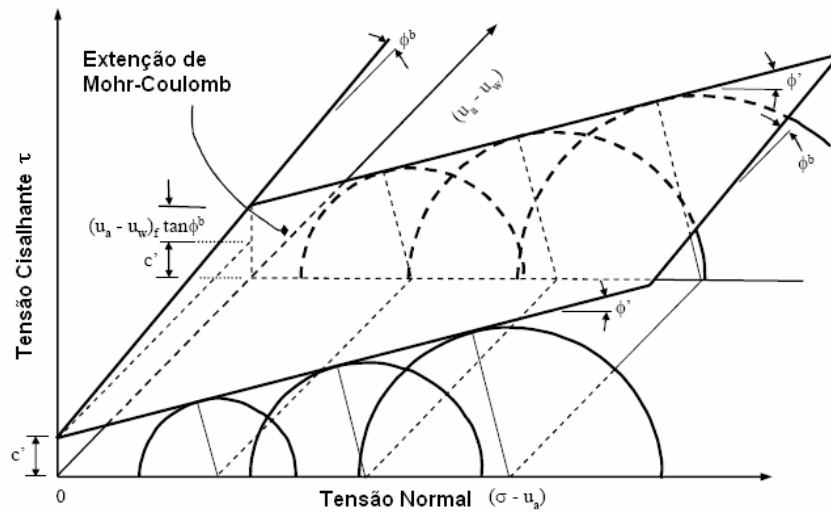


Figura 2.11 - Representação da equação de Fredlund et al (1978) para a resistência ao cisalhamento baseado no critério de Morh-Coulomb (Modificado de GAN e FREDLUND, 1995).

Segundo Fredlund et al (1978) o ângulo de atrito interno não varia com a sucção e a influência da sucção na resistência reflete-se por um aumento linear na coesão do solo traduzido pelo parâmetro Φ^b que se apresenta constante. Logo se pode definir a variação da coesão com a sucção através da expressão (2.6).

$$c = c' + (u_a - u_w) \times \tan \phi_b \quad (2.6)$$

Gullati e Satija (1981) e Ho e Fredlund (1982) confirmaram através dos resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada de que a equação de Fredlund(1978) é representativa para os solos estudados por eles. Entretanto no final da década de oitenta e o início da década de noventa, muitos resultados experimentais têm ido de encontro com a proposta apresentada por Fredlund et al, 1978.

Wood (1979) comparando a expressão (2.4) e a (2.5) chega a constatação que o parâmetro Φ^b deveria variar com a sucção. Quando em baixos valores de sucção, Φ^b seria aproximadamente igual a ϕ e para condições de sucção elevada, Φ^b tenderia a zero.

Escario e Saez (1986) estudando o comportamento mecânico das argilas de Guarlix através de ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada verificaram que a coesão variava não linearmente com a sucção e que o parâmetro ϕ^b se aproximava de ϕ para baixos valores de sucção.

Delage et al (1987) baseado em resultados experimentais obtidos para uma argila, apresentou resultados onde a coesão e o ângulo de atrito variaram com a sucção de maneira distinta. A coesão aumentou com o acréscimo da sucção ao passo que o ângulo de atrito diminuiu.

Escário e Jucá (1989) propôs que a forma de variação da coesão com o aumento da sucção deveria ser descrita por uma função elíptica.

Fredlund et al (1987) admitem, a não linearidade da resistência ao cisalhamento com a sucção matricial. Os autores baseados em resultados de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada de um solo de origem glacial, chegaram a conclusão de que o parâmetro ϕ^b decresce com a sucção.

Gan e Fredlund (1995) estudando dois solos residuais do horizonte saprolítico de Hong Kong, também chegaram a conclusão do caráter não linear das relações em tensão cisalhante e a sucção.

No Brasil alguns pesquisadores, chegaram a alguns modelos para a variação da coesão com a sucção. Abramento (1988) a partir dos resultados de ensaios realizado sem um colúvio não saturado da Serra do Mar propôs que a coesão deveria variar com a sucção através de uma função potencial com expoente inferior a unidade.

Rohm (1992) realizou estudo de um colúvio arenoso da região de São Carlos. Os resultados encontrados pelos autores, revelam que uma função hiperbólica é o melhor modelo que representa a relação entre a sucção matricial e resistência ao cisalhamento. Os autores revelam que esse fato pode está relacionado com a microestrutura desse solo, que se mostra como esponja permitindo a ocorrência de macro e micro-poros.

Na Tabela 2.4 é apresentada uma síntese de modelos para variação da coesão com a sucção obtida para diferentes solos tropicais brasileiros.

Tabela 2.4 - Modelos da variação dos parâmetros mecânicos com a sucção para solos brasileiros.

Autor	Modelos	Solo
Abramento e Souza Pinto (1993)	$c' = 2,5 + (u_a - u_w)^{0.5}$	Colúvio da Serra do Mar
Röhm(1992)	$c = 5,6 + \left[\left(\frac{u_a - u_w}{0,85 + \left(\frac{u_a - u_w}{66,9} \right)} \right) \right] \times \frac{\text{Tan}\phi}{\frac{\sigma - u_a}{P_{atm}}}$	Solo Arenoso da região de São Carlos
Machado e Vilar (1998)	$c = c' + \frac{\psi}{a + b\psi}$	Solo Residual de São Carlos
Futai et al (2004)	$c(s) = c' + [c_{(u_a - u_w = \infty)} - c'] * (1 - 10^{a(u_a - u_w)})$ $\phi(s) = \phi' + [\phi_{(u_a - u_w = \infty)} - \phi'] * (1 - 10^{b(u_a - u_w)})$	São Paulo

A definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento em condição não saturada é realizada através de ensaios de cisalhamento direto e triaxial. As células triaxiais foram modificadas de maneira a controlar e medir independentemente a pressão de água e ar, baseado na técnica de Hilf (1956). Essa técnica consiste em aumentar na mesma magnitude a pressão de ar e água e dessa maneira impor diferentes valores de sucção ao

corpo de prova. Outra técnica desenvolvido por Bishop e Henkel (1956) denominada de ensaio de teor de umidade controlada, consiste em controlar durante o carregamento axial a pressão de ar enquanto a pressão de água é medida

Em relação ao ensaio de cisalhamento direto, Escário e Saez (1986) modificaram o equipamento de modo a controlarem independentemente as pressões relativas às fases de ar e água. Isso é realizado através da colocação de uma placa porosa de alta entrada de ar, sendo todo o sistema colocado dentro de uma câmara isobárica onde pode-se aplicar pressão de ar.

Por outro lado, essas técnicas de ensaios para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento em solo não saturado apresentam grande dificuldades em virtude da utilização de equipamentos não convencionais e de utilização complexa, bem como em alguns casos, o tempo proibitivo de execução dos ensaios.(ÖBERG & SÄLLFORS; 1995, VANAPALLI e FREDLUND, 1996,e VILAR ; 2006a).

Em virtude dessas dificuldades, tem se buscado modelos de previsão da resistência ao cisalhamento com relação a sucção. Esses modelos se baseiam nas características das curvas de retenção e de ensaios de resistência convencional. Na Tabela 2.5 é apresentado uma síntese dos modelos.

Tabela 2.5 - Modelos de previsão da variação da resistência ao cisalhamento com a sucção.

Autor	Modelo
Oberg e sallfors (1995)	$\tau = c' + (\sigma - u_a) * \tan\phi' + S_r * (u_a - u_w) * \tan\phi'$
Fredlund et al (1995)	$\tau = c' + (\sigma - u_a) * \tan\phi' + \frac{S - S_r}{1 - s_{r,r}} * (u_a - u_w) * \tan\phi'$
Vanapalli et al (1996)	$\tau = c' + (\sigma - u_a) * \tan\phi' + (u_a - u_w) * \Theta^\kappa * \tan\phi'$

Vilar (2006) propôs um procedimento simples para estimar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, através da realização de ensaios de resistência convencionais para amostras na condição saturada e com teor de umidade residual.

Segundo o autor a coesão aparente do solo apresenta uma relação hiperbólica com a sucção, definida pela seguinte expressão:

$$c = c' + \frac{\psi}{a + b\psi} \quad (2.7)$$

Onde:

c → Intercepto da coesão aparente

c' → coesão efetiva para a condição de saturação

$a; b$ → coeficientes de ajustes.

ψ → Sucção do solo

Dessa forma pode-se definir a tensão cisalhante de um solo não saturado através da seguinte expressão:

$$\tau = c' + \frac{\psi}{a + b\psi} + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (2.8)$$

Onde:

ϕ → Ângulo de atrito efetivo do solo para condição saturada

c' → coesão efetiva para a condição de saturação

$a; b$ → coeficientes de ajustes.

ψ → Sucção do solo

A proposta do autor é determinar os parâmetros de a e b da equação (2.7) baseada nas seguintes premissas:

i) O solo apresenta na condição saturada ($\psi \rightarrow 0$) valor de $\phi' = \phi^b$ portanto derivando a expressão (2.7) obtemos:

$$\left. \frac{dc}{d\psi} \right|_{\psi \rightarrow 0} = 0 + \frac{1}{a} = \tan \phi' \Rightarrow a = \frac{1}{\tan \phi'} \quad (2.9)$$

i) O solo na condição de teor de umidade residual ($\psi \rightarrow \infty$) apresentará pouca variação de suas propriedades mecânicas e hidráulicas. Dessa forma a coesão ou a tensão cisalhante tenderá a um valor máximo ou último.

Portanto baseado na equação (2.7) obtendo o limite da mesma quando a sucção tende ao máximo ($\psi \rightarrow \infty$) obtém:

$$\lim_{\psi \rightarrow \infty} c = c_{ult} = \frac{1}{b} \Rightarrow b = \frac{1}{c_{ult} - c'} \quad (2.10)$$

2.2.4 - Modelagem Numérica e Avaliação da Estabilidade

Séries de evidências indicam que escorregamentos de encostas em regiões tropicais ocorrem em virtude da diminuição ou eliminação da sucção do solo em decorrência da infiltração de água (De Campos, 1981).

Hoydal e Heeyerdaahl (2006) revelam que a metodologia para análise de estabilidade de encostas e taludes na condição não saturada é definida em três etapas distintas, que se complementam. A primeira fase se refere o estudo dos dados meteorológicos que servirão para definição das condições de contorno do problema. Os autores revelam que avaliação da instabilidade requer informações de resolução específica para cada problema. A precipitação diária de chuva requer entrada de dados em tempos inferiores à metade de um dia. Quando a avaliação ocorre em solos finos de baixa permeabilidade pode-se utilizar de dados meteorológicos mensais desde que a lençol freático apresente pouca sensibilidade com as variações de chuva em curto prazo.

A segunda etapa consiste na análise de fluxo bidimensional. Essa análise é realizada através da solução da equação diferencial parcial não linear de Richards que traduz o processo de fluxo em meio não saturado.

A solução dessa equação passa pela definição das propriedades hidráulicas do solo (curva de retenção e curva de permeabilidade hidráulica), das condições de contorno e na utilização de técnicas numéricas, resultando em perfil de pressão de água ou distribuição do teor de umidade. Portanto a partir dessa expressão diversos autores

estudaram o processo de infiltração de água pluvial em meio poroso não saturado para diferentes relações entre taxa de infiltração e permeabilidade hidráulica do solo, geometria e propriedades hidráulicas.

Rubin e Steinhardt (1963) utilizando-se da técnica de diferenças finitas simularam a infiltração de água em solo, com taxa igual ao coeficiente de permeabilidade hidráulica saturada e com distribuição inicial do teor de umidade uniforme. Concluíram que apesar das altas taxas de infiltração, ocorreu um incremento no teor de umidade do solo, sem contanto ocorresse total anulação da sucção, permanecendo o solo na condição não saturada.

Fredlund e Barbour (1992) realizaram análise de fluxo utilizando-se da ferramenta computacional Seep/w. A condição de equilíbrio hidrostático foi estabelecida a partir da aplicação de uma taxa de precipitação baixa baseada no valor médio anual de precipitação de Hong Kong. Definida esta condição realizaram-se análises para dois cenários distintos. O primeiro aplica-se uma taxa de precipitação alta, superior a permeabilidade saturada do solo, durante duas horas. O segundo cenário estabelece uma taxa de precipitação baixa, entretanto longa (5 dias). Os autores sugerem diante dos resultados obtidos de que a resposta da sucção para chuva é pelo menos em parte dependente na magnitude relativa da chuva.

Ng e Shi (1998) apresentaram um estudo paramétrico de infiltração de água nas e análises de estabilidade em um colúvio localizado na encosta de Hong Kong. Os resultados demonstram que as causas das rupturas estão atreladas a redução da sucção na superfície devido a infiltração de água pluvial. Segundo os autores a duração e a intensidade das chuvas apresentam significativa importância na condição de estabilidade das encostas bem como as chuvas que antecedem a ruptura.

Karnawati (2000) usando um modelo de processo de infiltração em uma encosta rompida na Indonésia e baseado em simulações numéricas revela que a variação da posição da superfície freática, ocorreu em função da infiltração de água ao longo do tempo ocasionada por chuva.

Chapuis et al (2001), através da ferramenta computacional Seep/w, realizaram uma série de análises paramétricas para avaliação do software. Segundo os autores problemas de convergência numérica está associado ao uso de elementos finitos de geometria irregular o que traz por consequência à incorreta determinação da permeabilidade e do teor de umidade atrelado a sucção conduzindo a fluxos capilares na região da superfície do terreno.

Por fim a terceira etapa para análise da estabilidade das encostas insaturadas consiste na análise de estabilidade considerando as propriedades de resistência e hidráulicas do solo e os perfis de pressão definidos na segunda etapa.

O cálculo do fator de segurança foi desenvolvido por Fredlund (1987) que redefiniu as expressões para o cálculo do fator de segurança levando em consideração o equilíbrio de forças (2.6) e equilíbrio de momentos (2.7) desenvolvidos por Morgstern e Price (1965). Na Figura 2.13 é exibida os elementos para definição do calculo de fator de segurança, cujas expressões são apresentadas nas equações 2.11 a 2.13.

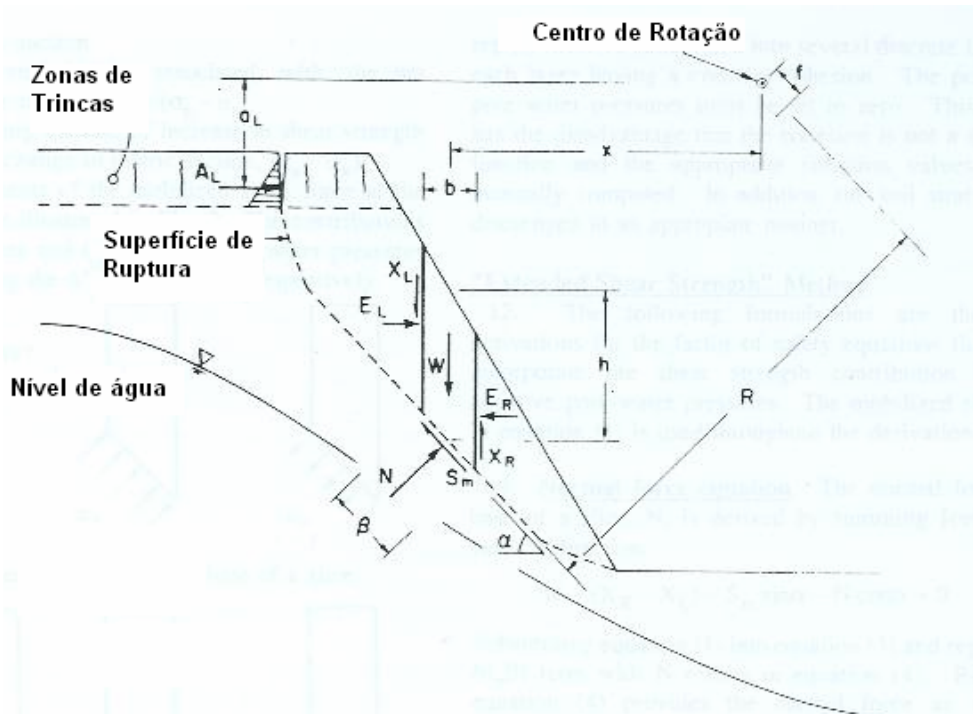


Figura 2.12- Elementos para análise do Fator de Segurança (Modificado, FREDLUND;1987)

$$FS = \frac{\sum \left(c' * \beta * \cos \alpha \left[N - u_w * \beta * \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi} - u_a * \beta * \left(1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi} \right) \right] * \tan \phi' * \cos \alpha \right)}{\sum N * \text{sen} \alpha}$$

(2.11)

$$FS_m = \frac{\sum \left(c' * \beta * R + \left[N - u_w * \beta * \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi} - u_a * \beta * \left(1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi} \right) \right] * \tan \phi' * R \right)}{\sum W_x - \sum Nf}$$

(2.12)

$$N = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c' * \beta * \text{sen} \alpha}{F} + \frac{u_w * \beta * \text{sen} \alpha * \tan \beta}{F}}{\cos \alpha + \frac{\text{sen} \alpha * \tan \phi'}{F}} \quad (2.13)$$

Onde:

F_{SM} → Fator de segurança para o equilíbrio de momento;

c, ϕ → Coesão aparente do solo e ângulo de atrito interno;

R → Raio da superfície de ruptura;

N → Força Normal;

u_w → Poropressão do água

X_l e X_r → Forças cisalhantes paralelas as lamelas;

β e α → Inclinação da lamela e Inclinação do talude;

ϕ^b → Parâmetro indicativo da taxa de crescimento da coesão aparente com a sucção;

W → Peso da massa rompida.

Soares (1999) aproveitando os resultados de ensaios realizados por Carrilo (1993) no colúvio e solo residual encontrados na encosta da Vista Chinesa, cidade do Rio do Rio de Janeiro e nas informações a respeito da geometria e dados meteorológicos na época do escorregamento, retroanalisou o escorregamento através da aplicação de simulações numéricas para o fluxo em meio não saturado com a ferramenta computacional SWMS-2D e na análise por equilíbrio limite calculada através do PC-SLOPE . A autora chegou a conclusão de que o processo de infiltração, associado a uma perda de sucção no interior da massa do solo, foi o mecanismo responsável pelo escorregamento analisado e que de acordo com os resultados encontrados acredita-se que o escorregamento é seqüencial.

Gerscovich et al (1992) estudou o escorregamento do morro do Cabrito na cidade do Rio de Janeiro através da análise de fluxo tridimensional e de estabilidade de taludes. Através de um elenco de ensaios de campo e laboratório e em dados de precipitação pluviométrica e baseado nos conceitos da mecânica dos solos não saturados a autora

realizou simulações de condições típicas, nas áreas consideradas de risco, associadas ao estudo da estabilidade, definindo-se os níveis críticos de pressão neutra e a partir dos quais a condição de estabilidade.

Tsaparas et al (2002) realizaram diversas análises de fluxo em uma encosta não saturada para diferentes intensidades e distribuição de chuvas, considerando diferentes condições iniciais de sucção. Baseado nos regimes de fluxo determinados pelo Seep/w o autor calculou fator de segurança com o Slope/w. O autor observou que quanto maior o tempo de duração das chuvas, mais profunda atinge a frente de umedecimento. Tsaparas et al (2002) revela que para solo cuja permeabilidade saturada é alta, chuvas de longo período apresentam significativa relevância na alteração da distribuição de sucção do solo, levando ao decréscimo do fator de segurança.

Santos e Vilar (2004) realizaram uma análise paramétrica acerca da infiltração de água e sua repercussão no Fator de Segurança de talude com inclinação típica para taludes em areia argilo siltosa, característica do Centro-Oeste do estado de São Paulo na condição não saturada. A análise paramétrica foi desenvolvida a partir de uma simulação de fluxo em regime transiente utilizando o programa SEEP/W e posteriormente uma análise de estabilidade do talude de referência utilizando o método de Bishop simplificado conforme apresentado no programa SLOPE/W. Os autores concluíram que os taludes em solos mais arenosos apresentam taxas de infiltração maiores que as apresentadas pelos taludes compostos por solos siltosos e conseqüentemente, os escorregamentos ocasionados pela perda da contribuição da sucção para a resistência ao cisalhamento ocorrem primeiramente nos taludes compostos por solos arenosos e posteriormente naqueles compostos por solos siltosos.

Cardoso Junior e Futai (2005) avaliou a influência das características das precipitações (duração e intensidade), condições iniciais de sucção no talude e das

propriedades hidráulicas dos solos na variação da poro-pressão de água, no interior do talude, ao longo do tempo.juntamente com à variação da pressão de água, foi obtida a variação do fator de segurança durante e após a precipitação. Cardoso Junior e Futai (2005) chegaram a conclusão que ao longo do ano o talude experimenta diferentes valores de sucção, principalmente próximos na superfície do talude. Os autores revelam que chuvas intensas no período seco não alteram significativamente o perfil de sucção do solo, entretanto quando em período em que ocorreram chuvas precedentes aos eventos de grandes intensidades apresenta-se variação do perfil de sucção do solo.

2.3 RETROANÁLISE

Ahrendt (2005) comenta que a retroanálise consiste na observação e análise de dados precedentes de materiais compreendidos pela mesma formação geológica, permitindo a definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento através de combinações dos parâmetros. Segundo a autora a importância da retroanálise está no fato de que os parâmetros definidos por ele são mais representativos de todo o maciço, substituindo em parte ensaios de laboratório.

A premissa que rege a técnica de retroanálise seja ela qual for, consiste na consideração de que toda a superfície de ruptura do talude ou encosta, o fator de segurança (F_s) seja igual valor unitário.

2.3.1 Generalidades

O sucesso da estabilização de taludes naturais, de escavação e de aterros está fundamentado no entendimento fenomenológico do problema a ser analisado. (GOMES 2003).

Dentre esses instrumentos empregados, a retroanálise é uma das ferramentas mais úteis para a compreensão do mecanismo que levou ao escorregamento (HOEK, 1972; AUGUSTO FILHO, 1998).

Segundo Mello (1972) a heterogeneidade e as descontinuidades dos solos residuais dificultam a determinação de parâmetros realísticos que possam ser utilizados na prática. Sendo assim, propõe aceitar como verdadeiro que “devemos deixar que fale a natureza, por meio de seu comportamento passado” e que “qualquer previsão baseada no estudo de casos anteriores, engloba na realidade um estudo de comparações ou modificações”.

A existência de casos prévios de rupturas em taludes com condições geológico-geomorfológicas e fenomenológicas semelhantes, permite, através do uso de retroanálise, estabelecer faixas prováveis de variação dos valores médios dos parâmetros de resistência (WOLLE ; 1980).

Por se configurar como um ensaio em escala natural, a retroanálise apresenta resultados em termos de parâmetros geomecânicos, mais realistas do que os ensaios de laboratório, tendo em vista que se levam em consideração as descontinuidades e as condições de contorno em escala natural.

Apesar da popularidade da retroanálise em virtude das significativas limitações que ensaios convencionais de campo e laboratório possam apresentar, diversos autores têm demonstrado uma série de fatores que podem influenciar na interpretação dos resultados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtido pela retroanálise.

A incerteza da localização da superfície de ruptura e das trincas de tração com ou sem presença de água, levará a parâmetros mais conservadores, sobretudo em solos coesivos, uma vez que tende a minorar as tensões. A distribuição da pressão neutra no instante da ruptura é outro importante fator para avaliação dos parâmetros de ruptura

tendo em vista que a mesma modifica as tensões efetivas do solo. Por outro lado, rupturas progressivas quando não consideradas na retroanálise levam a resultados errôneos dos parâmetros, uma vez que as condições de carregamentos induzem significantes diferenças nas trajetórias de tensões.

Hoek (1972) revela que a análise regressiva de rupturas reais, apesar das muitas dificuldades práticas envolvidas, representa um dos mais promissores campos na pesquisa da estabilidade de taludes. O autor propôs uma série de ábacos para retroanálise baseado em uma série de análises de escorregamentos. O método parte da utilização de funções adimensionais X e Y que estão relacionados respectivamente com o ângulo de atrito e a altura do talude. Essas funções sofrem efeito das condições de contorno do talude (drenagem, presença de fendas de tração, fluxo de água). Na Tabela 2.6 são apresentados as possíveis expressões para as funções X e Y.

Tabela 2.6 - Funções (X,Y) para acompanhamento do ábaco de ruptura circular (Modificado de HOEK; 1972).

Condição	Função
Talude Drenado	$X = \alpha - 1.2 * \phi$
Sem Fenda de Tração	$Y = \frac{\gamma * H}{c}$
Fluxo Normal Descendente	$X = \alpha - \phi * \left[1,2 - 0,3 * \frac{H_w}{H} \right]$
Fenda de Tração Seca	$Y = \left[1 + \left(\frac{\alpha - 25}{100} \right) * \frac{z_0}{H} \right] * \frac{\gamma * H}{c}$
Fluxo de água Horizontal	$X = \alpha - \phi * \left[1,2 - 0,5 * \frac{H_w}{H} \right]$
Fenda de Tração preenchida de água	$Y = \left[1 + \left(\frac{\alpha - 10}{100} \right) * \frac{z_0}{H} \right] * \frac{\gamma * H}{c}$

Mostra-se que baseado nas funções X e Y e substituindo os elementos básicos considerados, características geométricas (altura e inclinação do talude), características

geotécnicas. (coesão, peso específico, ângulo de atrito, profundidade da fenda, altura do nível de água) pode-se avaliar a estabilidade de um talude ou determinar parâmetros de resistência.

Apesar de utilizados por Taylor (1948); Jambu (1954) e Morgenstern e Price (1965) hipóteses e métodos diferentes, na dedução dos ábacos de projeto, os valores de X e Y , obtidos destes ábacos, caem todos notavelmente sobre a curva singular (HOEK, 1972).

ACEVEDO et al (1981) propuseram um método semi-probabilístico ao considerar que existe um conjunto de pares de valores de (c' e $\text{Tan } \phi'$), obtidos por combinação linear que irá satisfazer a condição de fator de segurança igual a um valor unitário.

Assumindo que a coesão e o ângulo de atrito obtidos nessa combinação obedecem a uma distribuição normal apresentando valor médio (\bar{c} e $\text{Tan } \bar{\phi}$) e valores limites, superior (c'_1 e $\text{Tan } \phi'_1$) e inferior (c'_2 e $\text{Tan } \phi'_2$) é possível plotar um conjunto de linhas paralelas para ambos os parâmetros, conforme é apresentado na Figura 2.13.

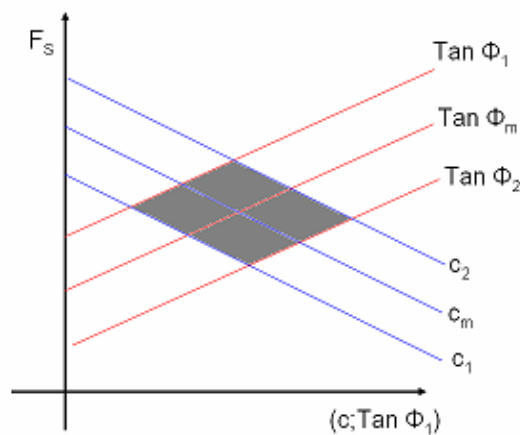


Figura 2.13 - Análise combinatória linear dos parâmetros c' e ϕ para fator de segurança

A interseção das famílias, cria uma zona de valores de (c' e $\text{Tan } \phi'$) que conduzem aos prováveis valores de (c' e $\text{Tan } \phi'$) no momento da ruptura.

Nguyen (1984) desenvolveu um método de retroanálise que é uma variante do método numérico de Newton-Rampson. Esse método, também conhecido como método secante, baseia na minimização da função que define o fator de segurança. Dessa maneira, considerando as premissas básicas determina-se a função de $c=f(\phi)$ cuja curva continua, representa a gama de soluções para a função. Segundo o autor cabe a experiência de o engenheiro avaliar qual a solução mais realista.

Wesley e Leelaratnam (2001) propuseram um método, onde se definiu a curva de $c=f(\Phi)$ para duas condições. A primeira considera a superfície de ruptura do talude (condição a) e através do método de Bishop (1955) são definidas as possíveis combinações de parâmetros (curva de $c=f(\phi)$) que estabelecem um fator de segurança unitário. A segunda condição considera o talude intacto (condição b) e de maneira análoga a condição a, define-se os pares de parâmetros que representam um fator de segurança unitário. Ambas as curvas são exibidas na Figura 2.14 (a)

Definida as duas curvas de $c=f(\Phi)$ para a condição (a) e (b), a segunda etapa do método de retroanálise proposto pelos autores e determinar através de análise convencional de estabilidade (Bishop simplificado), o fator de segurança para o talude na condição rompida e intacta. Nesse caso segundo os autores, os parâmetros utilizados para análise do talude intacto deve ser a curva de $c=f(\Phi)$ obtida para a condição (a), enquanto para o talude na condição de ruptura deve-se adotar os parâmetros obtidos na curva $c=f(\Phi)$ para a condição (b). Na Figura 2,14 (b) e (c) pode-se notar a síntese dessas análises realizadas para o método de Wesley e Leelaratnam (2001).

Quanto a definição dos parâmetros médios da superfície de ruptura deve ser obtida através da convergência das duas curvas de fator de segurança versus ângulo de atrito interno para o valor unitário, conforme pode-se notar na Figura 2.14(d) Na Figura 2.14 é

exibida uma síntese do método de retroanálise proposto por Wesley e Leelaratnam (2001) para retroanálise.

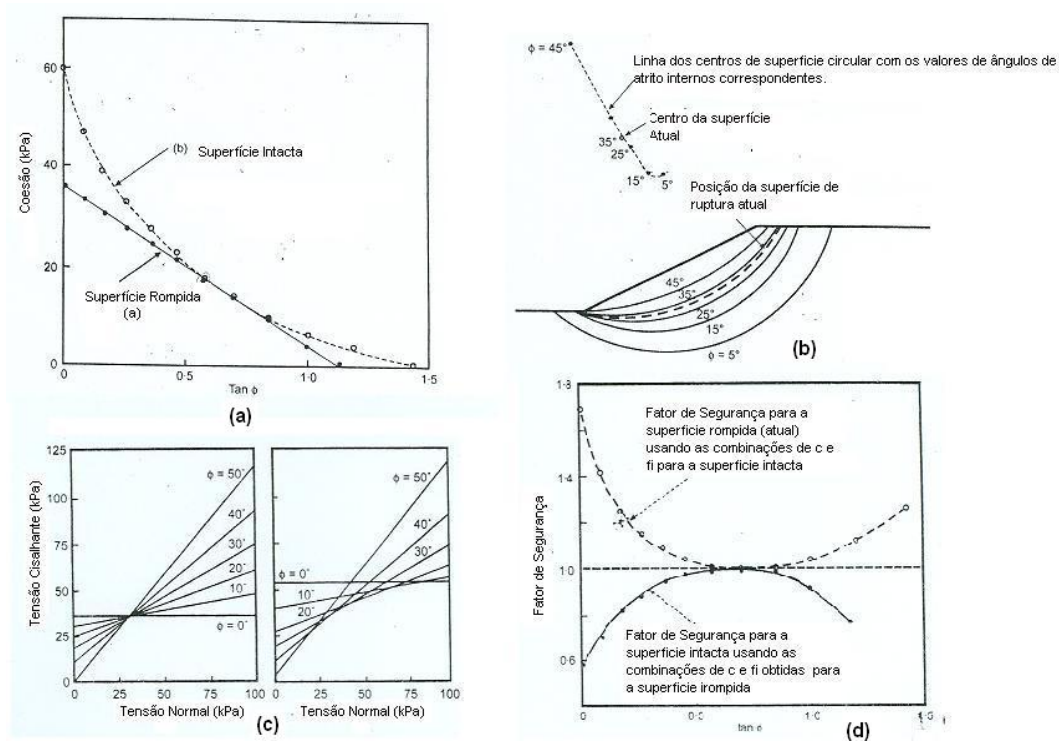


Figura 2.14 - Método proposto por Wesley e Leelaratnam (2001) para definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Gomes (2003) propôs um procedimento semelhante com ao desenvolvido por Wesley e Leelaratnam (2001) definindo os prováveis pares de valores de coesão e ângulo de atrito através das seguintes passos:

- i. Gerar a curva $c=f(\Phi)$ a partir de um determinado método de cálculo do fator de segurança a ser utilizado fixando o fator de segurança igual a unidade.
- ii. Manter a geometria inicial do talude e a mesma condição de pressão neutra anterior á ruptura e realizar a pesquisa da superfície de ruptura crítica correspondente a cada par de parâmetros da curva $c=f(\Phi)$.

- iii. Representar graficamente as curvas $c=f(\Phi)$; e fator de segurança crítico das pesquisas realizadas versus o ângulo de atrito correspondente.
- iv. Selecionar entre os fatores de segurança críticos, aquele que mais se aproxima do valor unitário.

A seguir são apresentados alguns casos históricos de escorregamentos ocorridos no Brasil e em outras regiões do mundo.

2.3.2 Casos Históricos de Retroanálise

De maneira geral a técnica da retroanálise se apóia na tentativa de buscar através de métodos analíticos ou numéricos a condição, entenda-se parâmetros de resistência ao cisalhamento, em que o fator de segurança é unitário com a superfície crítica semelhante a ruptura definida através da tentativa da combinação de parâmetros de resistência (curva $c=f(\phi)$). Diversos casos foram estudados baseados nessa proposta

Wolle (1988) comenta que existem poucos trabalhos de retroanálises publicados, sobretudo em regiões de solos residuais tropicais. Apesar dessa constatação existem alguns casos bastante interessantes, sobretudo realizados no Brasil e que são apresentados a seguir.

Vargas e Pichler (1957) realizaram a retroanálise do escorregamento do Monte Serrat na cidade de Santos ocorrido em 1928. Na Figura 2.15 é exibida uma vista geral desse escorregamento ocorrido em março, durante um período chuvoso.



Figura 2.15 - Vista do Escorregamento de Monte Serrat ocorrido em 1928. (Vargas, 1999).

Utilizando-se do método de fatias e considerando fator de segurança unitário, definiu-se a curva $c=f(\phi)$, para diferentes condições de pressão de água, traduzidas através do coeficiente ru . Foram realizados ensaios de cisalhamento direto em amostras retidas na região do escorregamento cujos resultados são apresentados complementarmente com a curva de $c=f(\phi)$, na Figura 2.16.

Baseado nos resultados obtidos na retroanálise e nos ensaios realizados, Vargas e Pichler (1957) revelam que era necessária uma pressão de água expressível para que ocorresse a ruptura. Os autores sugeriram que o mecanismo de ruptura esteja associado a elevação do lençol freático em virtude da infiltração da água de chuva

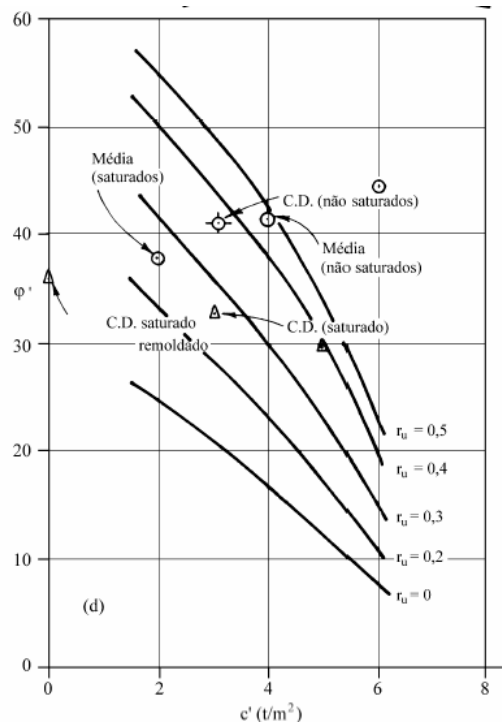


Figura 2.16 - Gráfico de $c=f(\phi)$ para vários coeficientes de pressão neutra. (Modificado de VARGAS; 1999).

Campos (1984) retroanalisou o mesmo caso, chegando a conclusão que necessário um coeficiente de pressão neutra de 0,45 para ocorrer o escorregamento, caso considere a coesão igual a 29,4 kPa e o o ângulo de atrito igual a 31,08°. Entretanto se a coesão for nula, o coeficiente da pressão neutra será de 0,15. Wolle (1980) também estudou esse escorregamento e chegou a um valor de coeficiente de pressão neutra de 0,277.

Presa e Silva (1978) realizaram retroanálise do escorregamento do maciço do Julião ocorrido em março de 1975 na cidade de Salvador- Bahia., através do método de Bishop simplificado. O valor de ângulo de atrito obtido foi de 25,4° e coesão de 25,5 kPa. Os autores dessa retroanálise consideraram que a pressão neutra no instante da ruptura era nula.

Wolle et al (1978) retroanalizaram um escorregamento na Serra do Mar nas proximidades da rodovia dos Imigrantes. O escorregamento do tipo translacional (ruptura planar) ocorreu depois de intensas chuvas na região em 1978, movimentando

um volume de dois mil metros cúbicos de solo coluvionar (espessura de um metro) por mais de cento e cinquenta metros.

A retroanálise foi realizada a partir da plotagem no gráfico de $c' = f(\phi')$ apresentados na Figura 2.17 juntamente com o perfil da encosta. Baseado nos resultados obtidos em ensaios de cisalhamento direto nas condições naturais e inundados, os autores constataram que as condições naturais à estabilidade do manto de colúvio já era precária e que a instabilidade deu-se por simples saturação, sem desenvolvimento de pressões neutras. Segundo os autores a saturação está associada às chuvas intensas que ocorreram na noite do escorregamento.

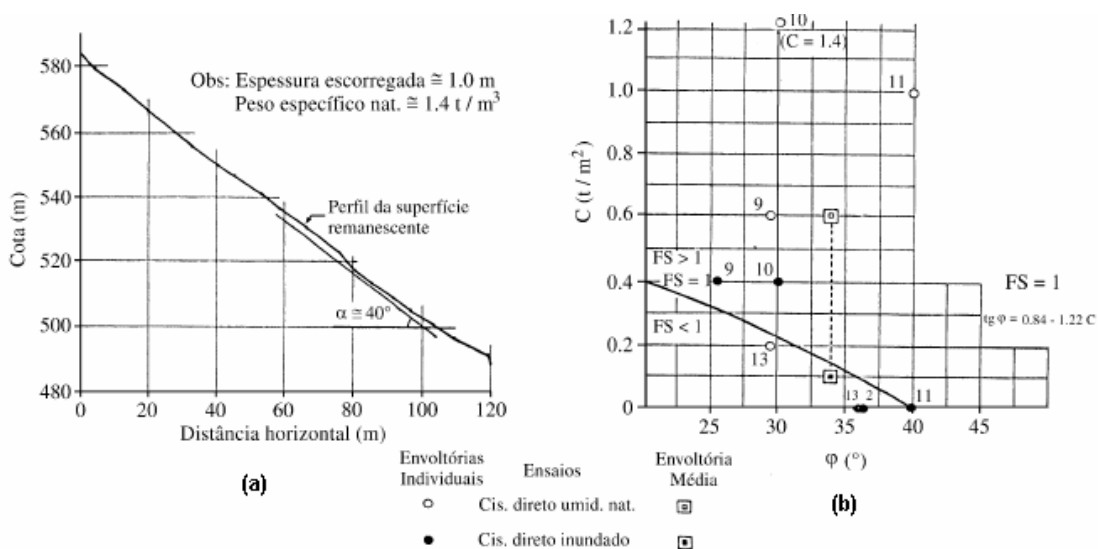


Figura 2.17 - Perfil do Talude retroanalizado (a) Resultados do ensaio de Cisalhamento plotados no gráfico $\phi = f(c)$ (b). (Modificado de VARGAS, 1999).

Campos (1884) através dos resultados de ensaio de campo e laboratório realizados pelo IPT para o mesmo escorregamento estudado por Wolle (1978) chegou a conclusão que os prováveis valores dos parâmetros de coesão igual 1 kPa e ângulo de atrito de 34° e que é necessário uma sucção superior a 2,4 kPa para manter o talude estável.

Vargas (1999) comenta o escorregamento de dois taludes no morro Tapera nas proximidades da Serra de Cubatão, ocorrido durante a construção da COSIPA. O

primeiro escorregamento iniciou-se em maio de 1962 num período de estiagem, apresentando uma superfície circular tangenciando a rocha conforme apresentado na Figura 2.18.

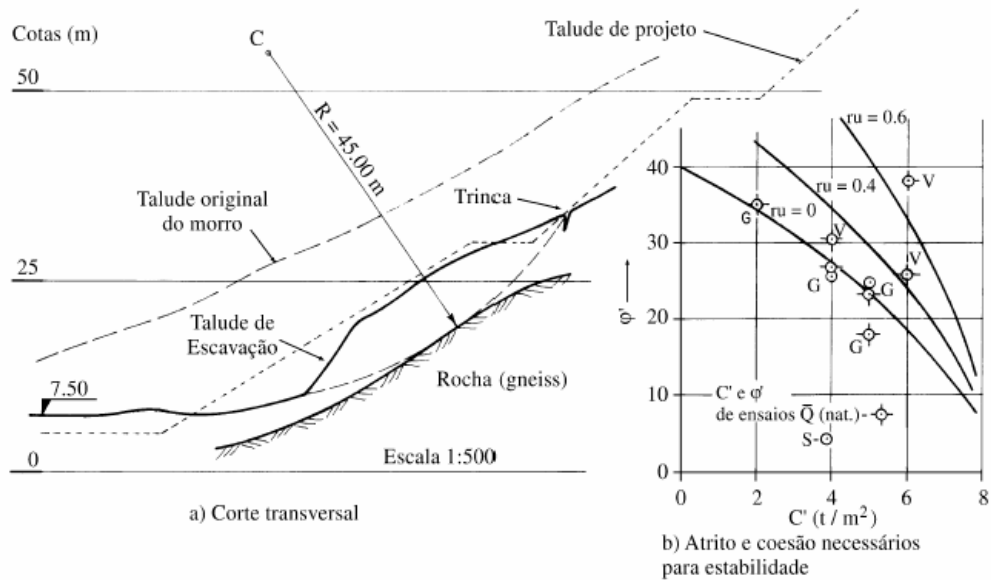


Figura 2.18 - Perfil Transversal do Escorregamento do morro Tapera 1 (a) Curvas de $\phi = f(c)$. (Modificado de VARGAS, 1999).

A retroanálise realizada, concluiu que o escorregamento foi provocado por escavação no pé, tendo em vista que não ocorreu o desenvolvimento de pressões neutras ao longo do solo de alteração de rocha. Com efeito, não houve chuva que pudesse desenvolver pressões neutras de percolação e as pressões neutras de deformação por cisalhamento foram desprezíveis (ou anularam-se sendo positivas no centro da superfície de ruptura e negativas nos bordos dessa) (VARGAS, 1999).

O segundo escorregamento ocorreu em junho de 1962, ocasionou a ruptura em forma de superfície circular, com trincas na berma e tangenciando a rocha, e vindo encontrar sinais de entumescimento na berma (VARGAS, 1999).

Vargas salienta que através da retroanálise observou-se que os valores dos coeficientes de pressão neutra, r_u são maiores que 0,4. Isto sugere que, nesse último

caso, as pressões neutras de percolação da água da chuva vieram atuar. As curvas de ϕ' em função de c' , para vários valores de ru , apresentados na Figura 2.19.

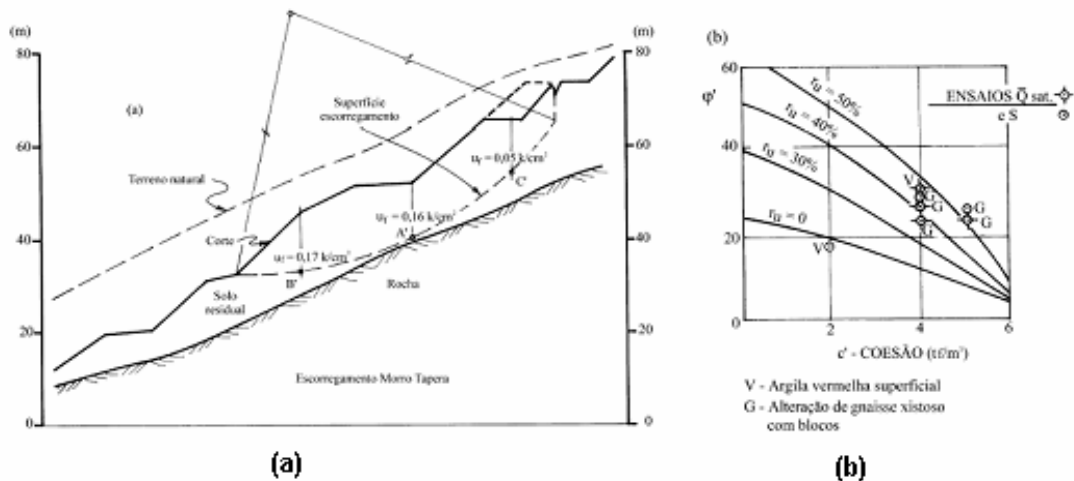


Figura 2.19 - Perfil Transversal do Escorregamento do morro Tapera 2 (a) Curvas de $\phi = f(c)$ (Modificado de VARGAS, 1999).

Campos (1984) realizou retroanálise de uma série de escorregamentos ocorridos na cidade do Rio de Janeiro, Salvador e Santos para determinar os parâmetros mecânicos e a pressão neutra no instante da ruptura, além de avaliar a contribuição da sucção na estabilidade dos taludes naturais em solos residuais. Ele revela que para realização de retroanálise de escorregamento tomaram-se as seguintes considerações:

- Distribuição uniforme do fator de segurança ao longo da superfície do escorregamento
- Os parâmetros de resistência nas análises são válidos ao longo da superfície de ruptura.
- Não se considerou anisotropia do solo e nem rotação das tensões principais.
- Utilizou-se a envoltória de resistência proposta por FREDLUND (1978) adotando o valor fixo de Φ^b igual a 15° .

Portanto baseados nessas ponderações, Campos (1984) realizou a retroanálise dos escorregamentos ocorridos no Rio de Janeiro nas localidades de Catingueiros na região da Barra do Pirai (RJ) em 1973, movimentando setenta mil metros cúbicos, Estrada de Jequiá em 1967 na Ilha do Governador em um talude de cinquenta graus de declividade média; o emboque do túnel, Viratáboa em 1976 envolvendo um volume de cinquenta mil metros cúbicos de terra em Barra do Pirai.

Na Tabela 2.7 são apresentados os resultados dos parâmetros mecânicos e pressão neutra obtidos para esses escorregamentos por Campos (1984).

Tabela 2.7 – Parâmetros mecânicos e pressão neutra obtidos através de retroanálise (Modificado de Campos (1984))

Escorregamento	Método Simplificado	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito	Pressão Neutra (kPa)
Catingueiro	JAMBU	28,4	20,60°	44,72
Catingueiro	JAMBU	0	14,30°	-70,58
Estrada de Jequia	BISHOP	14,70	30,00°	-67,82
Julião	BISHOP	17,60	25,40	-55,72
Virataboa	JAMBU	0	18,00°	-7,04
Emboque do Túnel	Talude Infinito	17,6	25,4	-55,7

Queiroz (1986) aplicou o método de retroanálise de HOEK para estudo da estabilidade de taludes de estradas situadas em solos oriundos da formação Adamantina. O autor também realizou uma série de ensaios triaxiais com o solo da região estudada.

Para cada ruptura analisada foi gerada a curva $c = f(\Phi)$, a qual possui vários pares de parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito) que satisfazem o fator de segurança unitário.

Com relação aos parâmetros estimados pelo método de Hoek (1972) e os obtidos em ensaios de compressão triaxial de modo geral, as análises de estabilidades realizadas com os parâmetros obtidos através dos ensaios de laboratório mostraram-se menos conservadoras que as realizadas com os parâmetros obtidos da retroanálise (QUEIROZ, 1986).

Magalhães et al (1992) estudaram a ruptura profunda de um talude em solo residual de granulito gnaisse na Cidade do Salvador. A ruptura ocorreu depois de intensas chuvas na cidade no ano de 1990. O Talude estudado é um perfil típico de solo residual encontrado na cidade de Salvador, com extenso manto de solo recobrindo a rocha de origem com grau de intemperismo diminuindo com a profundidade, nível de lençol freático profundo e declividade acentuada. Na Figura 2.20 é apresentado o perfil transversal do talude.

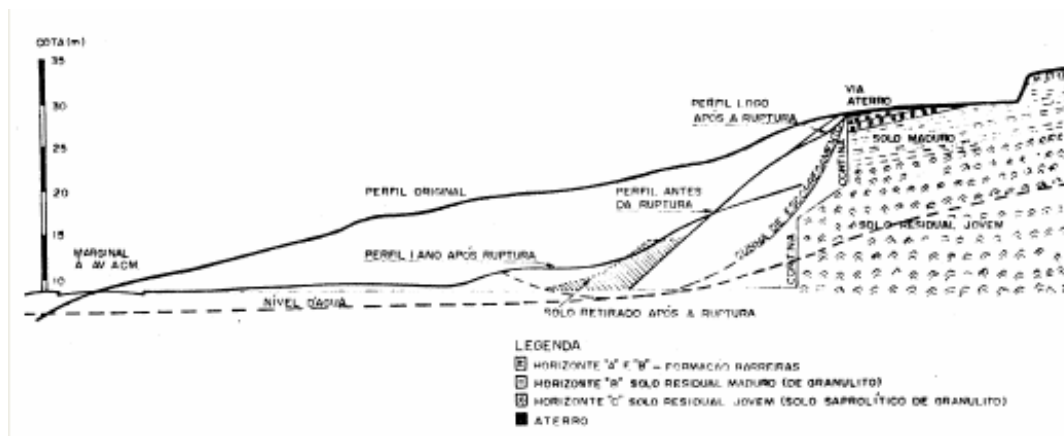


Figura 2.20 - Perfil transversal da Ruptura profunda do solo residual de granulito gnaisse (MAGALHÃES, 1992).

Foram realizados ensaios de resistência ao cisalhamento para a condição de estado de teor de umidade natural e na condição saturada para os horizontes I-B e I-C. Entretanto os autores não chegaram a uma conclusão definitiva a respeito do mecanismo de ruptura e os parâmetros de resistência na superfície de ruptura.

Calle (2000) analisou a ruptura ocorrida na Rodovia Engenheiro Thales de Lorena Peixoto, SP 318, km 261 sob o ponto de vista da mecânica dos solos não saturados. Esse

talude que apresenta uma altura em torno de 15 metros, composto por um solo coluvionar de natureza laterítica e textura areno-siltosa e areno-silto argilosa e nível de água a profundidade de vinte e cinco metros, conforme pode ser notado na Figura 2.21.

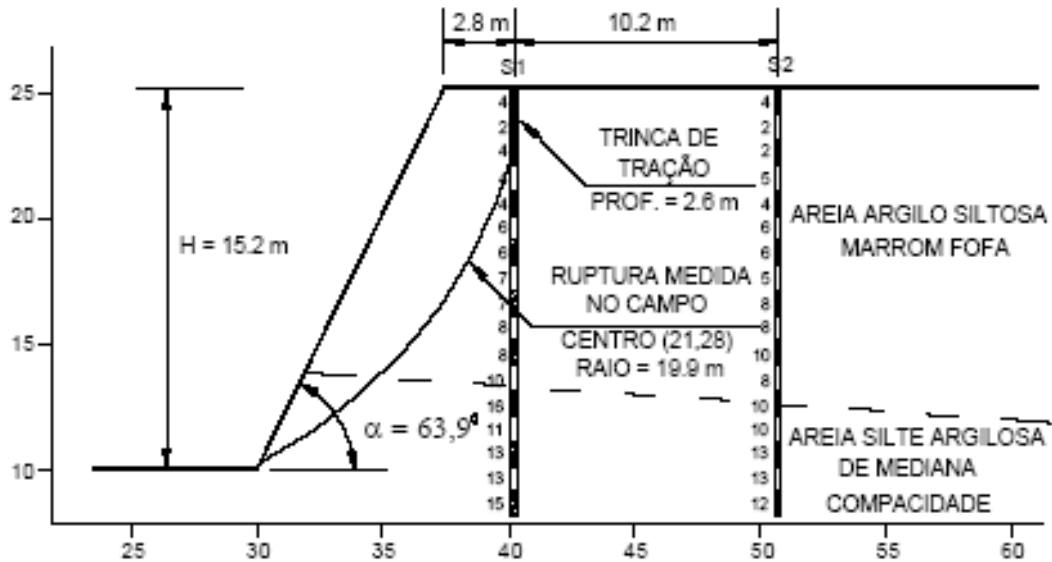


Figura 2.21 - Perfil Geotécnico do Escorregamento da Rodovia Tales de Lorena Peixoto (GOMES, 2003)

Calle chegou a conclusão de que o mecanismo de ruptura está atrelado à diminuição da sucção do solo em virtude da infiltração de água da chuva.

Gomes (2003) realizou algumas retroanálises a fim de avaliar os parâmetros mecânicos obtidos para rupturas ocorridas nos estados de São Paulo e Paraná, bem como validar a metodologia proposta por ele. Foram retroanalisados dois escorregamentos ocorridos na rodovia Régis Bittencourt, BR 116, km 368 – SP.3. Na Figura 2.22 é exibido a ruptura ocorrida no dia 14 de julho de 2001.

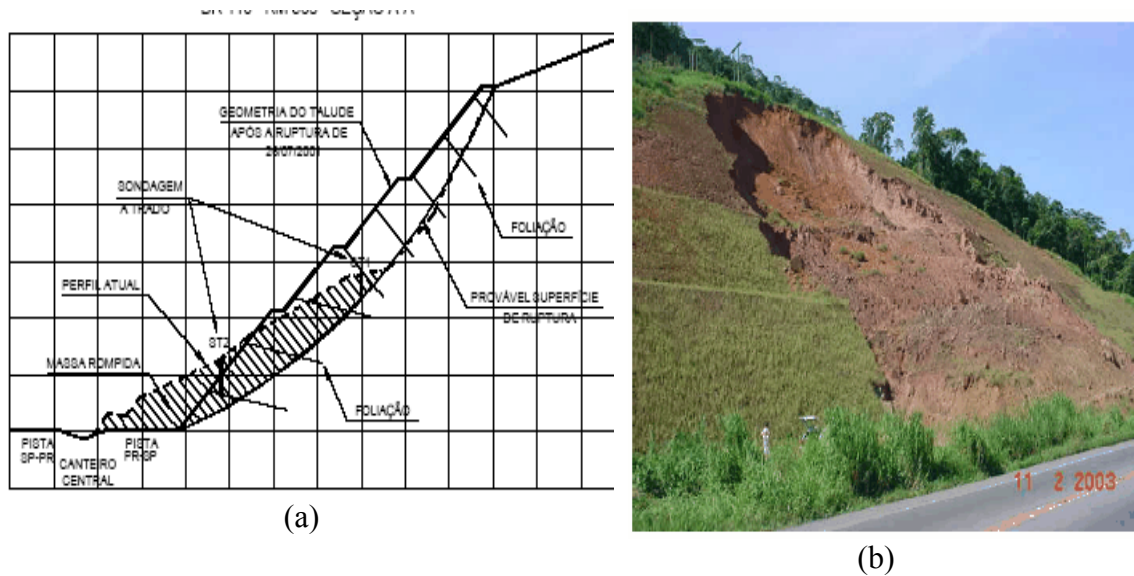


Figura 2.22 - Perfil da Superfície de Ruptura da Encosta (a) e Vista Frontal da Ruptura da Encosta da BR-116 (b)(GOMES, 2003)

Através da aplicação da metodologia proposta, obtiveram-se os parâmetros $c = 12,1$ kPa e $\phi = 32^\circ$, os quais representam os parâmetros de resistência médios equivalentes do referido talude no instante da ruptura.

Gomes (2003) salienta que a metodologia proposta para o talude retroanalizado apresentou o desempenho esperado e se mostrou ser eficiente ao apontar resultados compatíveis com as médias dos ensaios realizados, principalmente com os ensaios com ruptura perpendicular a foliação.

A retroanálise de escorregamento em taludes ao longo da rodovia E90 nas proximidades da Cidade de Ankara na Turquia foram realizadas por Teoman et al (2004). Os autores avaliaram os mecanismo de ruptura de três taludes, cujas rupturas são exibidas na Figura 2.23.

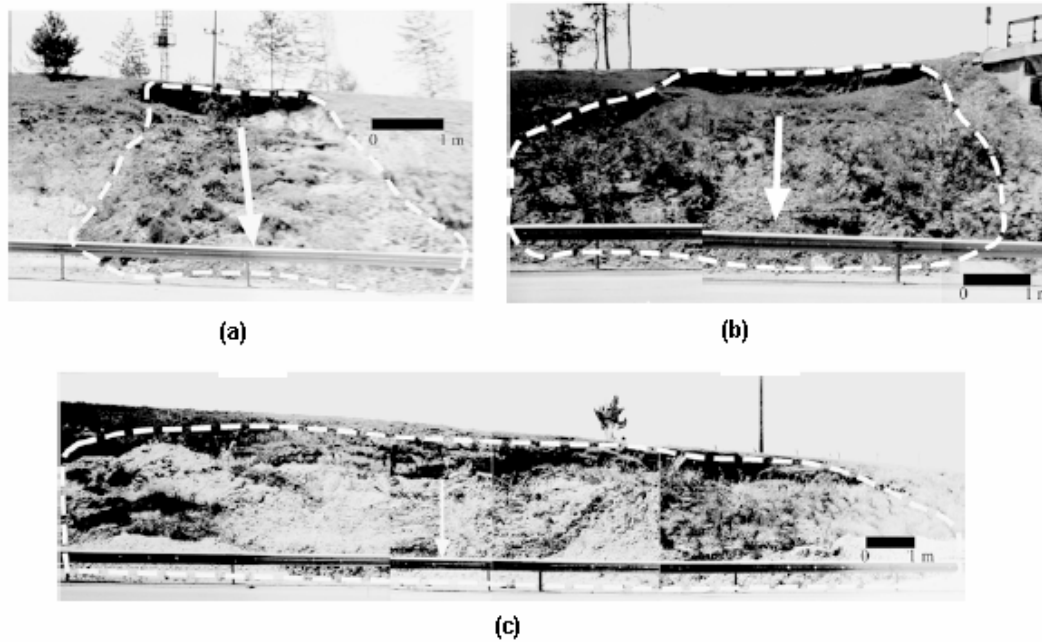


Figura 2.23 - Escorregamentos ocorridos na estrada de Ankara (TEOMAN et al, 2004).

Através de um intenso programa de investigação de campo e laboratório e através da técnica de retroanálise baseados na equação de Bishop simplificado (equilíbrio limite) e análises por diferença finita. Os escorregamentos apresentaram uma superfície de ruptura circular com profundidade máxima de três metros e meio e o nível de água a profundidade de 1,5 metros em relação ao nível pavimento da rodovia.

Os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento realizados para cada taludes, são plotados no gráfico coesão versus ângulo de atrito juntamente com as curvas de $c=f(\phi)$ obtidos através da retroanálise do escorregamento levando em consideração valor de fator de segurança unitário, conforme apresentado na Figura 2.24.

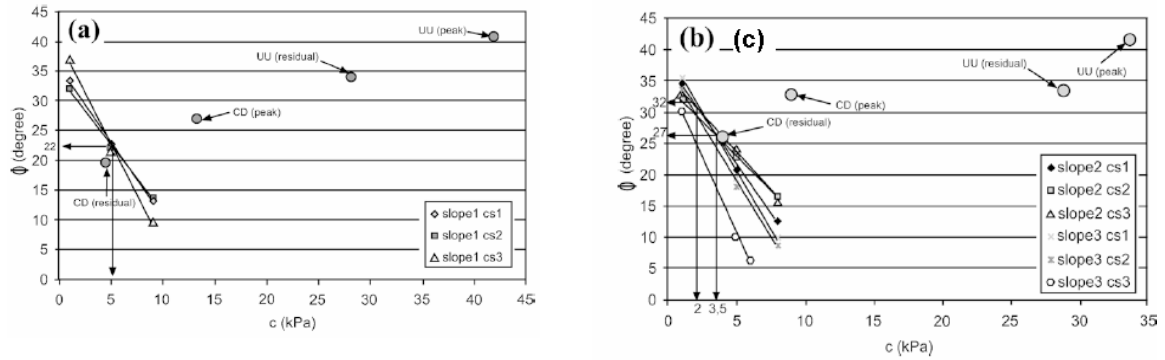


Figura 2.24 - Retroanálise dos Taludes de Ankara (Modificado de TEOMAN et al, 2004).

Os parâmetros residuais para a condição de ensaio (CD) se apresentaram mais próximos dos valores obtidos por retroanálise, isso é um indicativo de o mecanismo de ruptura está associada a perda de resistência do solo. (TEOMAN et al 2004).

Segundo os autores, tubulações danificadas nas proximidades do local da ruptura são uma evidencia de que a causa da ruptura foi a perda de resistência do solo com o aumento do grau de saturação devido a infiltração de água das tubulações rompida, sem contato ocorresse a elevação do lençol freático.

He (1984) comenta a respeito da retroanálise de dos escorregamentos ocorridos Xixiang e Badu, ambas províncias da China. O primeiro escorregamento ocorreu em 1981 depois de intensas chuvas, provocando o escorregamento de um talude de aproximadamente vinte metros de altura e sem presença de nível de água e superfície de ruptura circular. Resultados da retroanálise encontraram valor de coesão de 30,8 kPa e ângulo de atrito $11,7^\circ$ e um coeficiente de pressão neutra de 0,1 para um silte argiloso.

CAPÍTULO 03

3. ÁREA DE ESTUDO

Nesse capítulo é apresentada uma síntese das características climáticas, geológicas, geomorfológicas, pedológicas e geotécnicas da região em estudo, situada na cidade de Salvador, Bahia. Enfatiza-se nesse capítulo, o histórico de escorregamentos que ocorreram nessa cidade, desde a sua fundação até os tempos atuais e por fim mostra-se a localização e os aspectos característicos de cada caso histórico abordado nesse trabalho.

3.1 CARACTERÍSTICAS DA ÁREA DE ESTUDO

As informações obtidas nesse item são baseadas nos dados retirados do relatório final do plano diretor de encosta da cidade de Salvador (PDE, 2006) e de trabalhos acadêmicos realizados nos últimos anos relacionados a geologia e escorregamentos, bem como do banco de informações geotécnicas da cidade de Salvador elaborado pelo Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal da Bahia.

3.1.1 Localização Geográfica

A cidade de Salvador está localizada entre as latitudes $12^{\circ} 53' 55''$ e $13^{\circ} 01' 00''$ e entre as longitudes $38^{\circ} 32' 15''$ e $38^{\circ} 21' 15''$, na região nordeste do país, conforme a Figura 3.1 apresentada abaixo. Geograficamente a cidade de Salvador se trata de uma península,

limitada a oeste pela Bahia de Todos os Santos e a leste pelo oceano Atlântico, o que lhe a confere características particulares quanto ao seu clima.

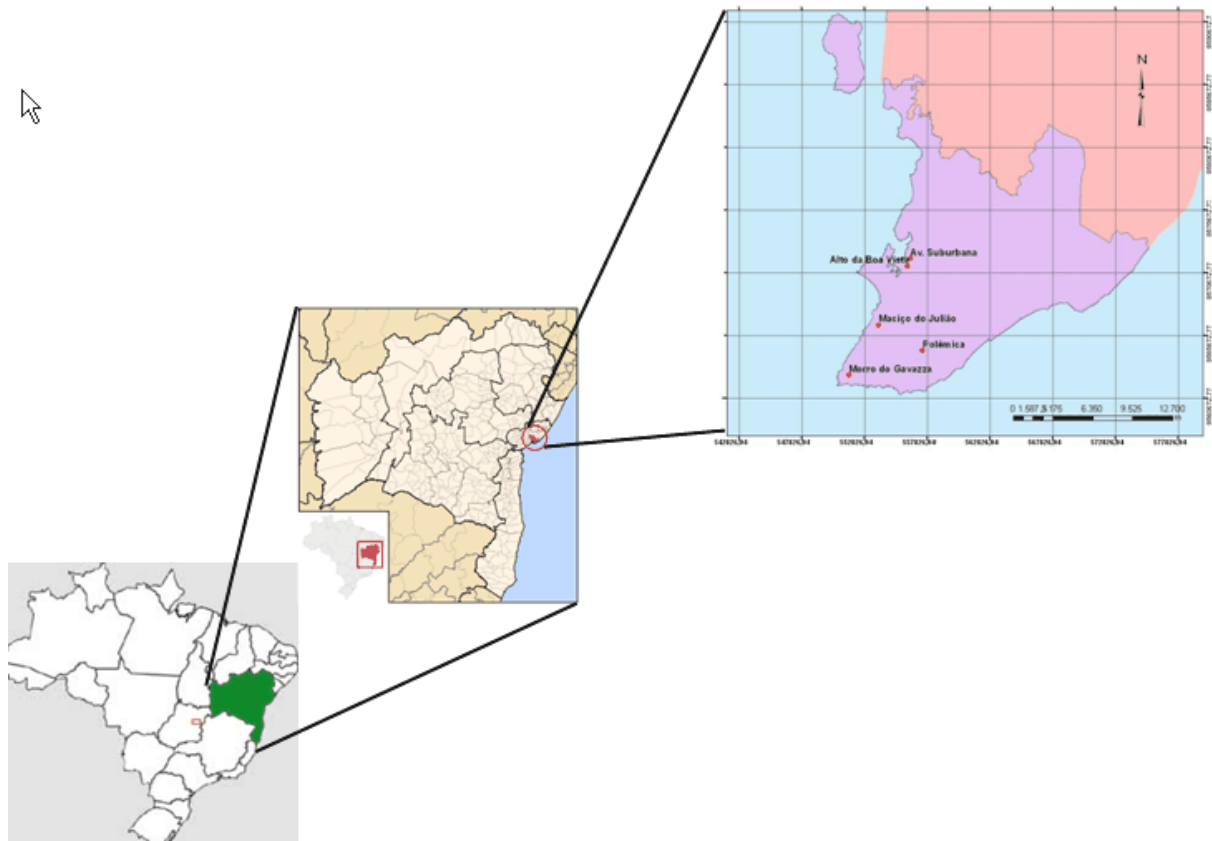


Figura 3.1 – Mapa de localização da cidade de Salvador-Bahia.

3.1.2 Características Climatológicas

A cidade Salvador apresenta um clima tropical úmido a super úmido, com precipitações médias anuais de 2099 mm e temperatura média anual de 25,3°C, sendo os meses de setembro a fevereiro os menos chuvosos com precipitações entre 111 e 132 mm. Pela classificação de climática Köppen-Geiger, a cidade de Salvador se enquadraria na zona Af, que corresponde a um clima tropical úmido com chuvas, presente em todo ano, sem definição de uma estação seca. (MAGALHÃES, 1990).

O período de fevereiro a março apresenta as médias mensais de temperaturas mais elevadas (26,8 °C), sendo os meses mais frios, Julho a Agosto, com temperatura média mensal em torno de 23,6°C.

O trimestre mais chuvoso, abril, maio e junho têm precipitação média mensal que varia de 251 a 325 mm. Os meses com excedente hídrico, superior a 100 mm, correspondem a abril, maio, junho e julho, conforme representado na Figura 3.2. A maior deficiência hídrica registra-se nos meses de janeiro e fevereiro com 8,5 mm e 3,9 mm, respectivamente. A evapotranspiração potencial anual é de 1.417,9 mm, sendo menor nos meses de junho, julho e agosto, com valores entre 86,5 mm e 97,9 mm. No restante do ano estes índices gestão sempre acima de 100 mm.

Apesar de apresentar uma estação chuvosa, Magalhães (1990) afirma que as chuvas aparecem como elemento mais irregular do clima de Salvador, tanto em relação às precipitações anuais, como as mensais.

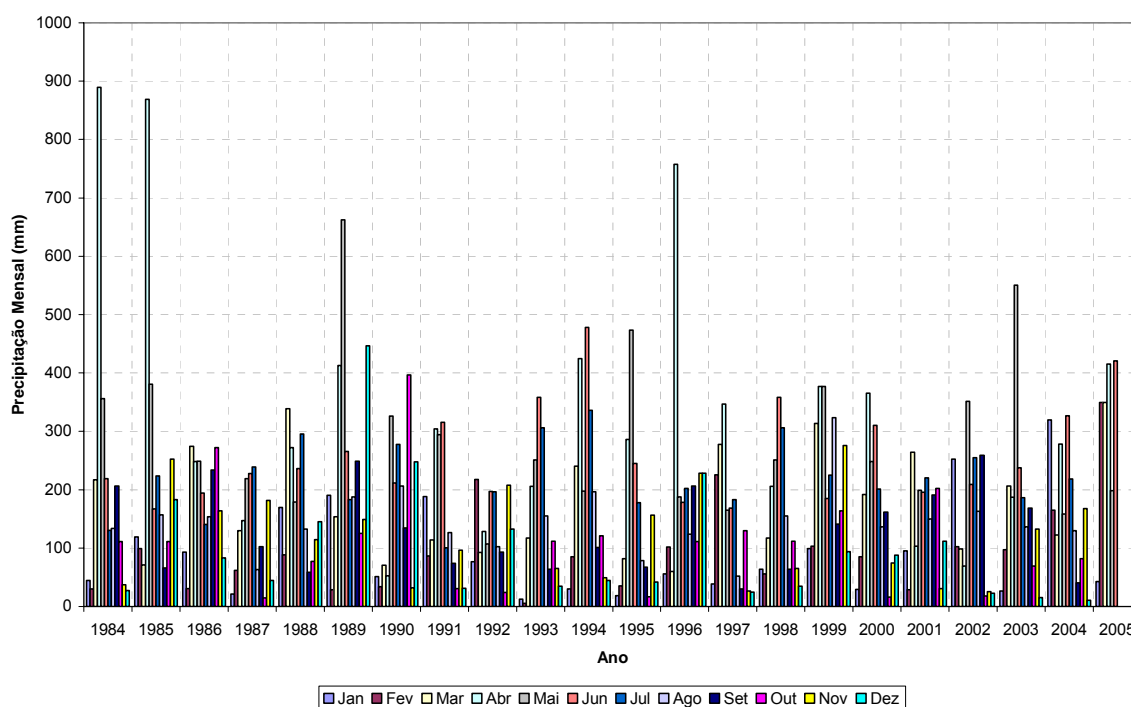


Figura 3.2-Dados de precipitação mensal de chuvas ocorridos nos anos de 1984 até 2005 na cidade de Salvador – Bahia.(CODESAL, 2006)

3.1.3 Aspectos Geológicos

Localizado na região do Craton do São Francisco, na borda oriental da bacia do Recôncavo, a cidade de Salvador apresenta sua geologia marcada pela presença da falha geológica (Falha Salvador) de direção N 10° E, onde seu escarpamento limita dois níveis da cidade (SILVA, 2005).

O mapa geológico apresentado na Figura 3.3, mostra quatro domínios geológicos presentes na cidade de Salvador.

O primeiro domínio geológico corresponde às rochas sedimentares cretáceas do rift do recôncavo baiano, localizada a oeste da falha geológica. São sedimentos cretácicos composta de siltitos argilosos interestratificados com folhelhos de cor cinza esverdeado, laminação paralela, espessura variável, complementado por raras intercalações de arenitos médios (Formação Pojuca) e pela Formação Salvador constituída por conglomerados sustentados por matriz arenosa contendo seixos e matacões. Estes se interpõem às rochas silto-argilosa, mantendo uma relação de contato brusco no topo e na base com os componentes principais do conjunto (SILVA, 2005).

A leste da falha geológica se encontra o domínio geológico do embasamento cristalino pré-cambriano. Esse domínio é composto pelo bloco do embasamento cristalino, constituído por um conjunto de rochas antigas, do período pré-cambriano, com alto grau de metamorfismo, na sua maioria de fácies granulíticas, ora ácidos ora básicos, apresentando orientação NO-SE. Em alguns casos apresentam-se intrusões de diabases ou veios de rochas pegmatito formando diques (MAGALHÃES, 1990).

BARBOSA et al (2004) afirmam que o embasamento cristalino é subdividido em duas partes, separadas por uma falha geológica, denominada de Iguatemi, paralela a falha de Salvador. A Oeste da falha Iguatemi apresenta-se um relevo pronunciado, formado por rochas granulíticas alumino-magnesianos, granulitos básicos, quartizitos, granulitos tonalíticos e

charnoenderbíticos. A segunda porção, a leste da falha, apresenta o relevo com menores elevações onde as rochas como os granulitos básicos, gnaisses, migmatitos, quartzitos e Kinzigitos.

Nas cotas superiores a 70 m do embasamento cristalino, ocorrem os sedimentos terciários constituintes da formação Barreiras que representam o terceiro domínio geológico, denominado de depósito de cobertura de sedimentos continental terciária. Essa formação é constituída por arenitos conglomeráticos (Sedimentos clásticos), esbranquiçados e amarelados, seguidos de arenitos de textura muito grossa a média com intercalações de argila maciça com espessuras reduzidas. Esses sedimentos evoluem para solos residuais arenosos a areno-siltosos de cor acinzentada, com índice de plasticidade em torno de 14% e limite de liquidez de aproximadamente 42,9%. O peso específico natural varia entre 15 e 18 kN/m³, enquanto no estado saturado esses valores oscilam entre 18 e 19,5 kN/m³ (GEOHIDRO, 2005).

Por fim na região mais a leste da falha geológica de Salvador, se encontra a unidade denominada depósitos sedimentares inconsolidados, constituídas dos sedimentos quaternários pouco consolidados ou inconsolidados de espessura variada representativo dos sedimentos arenosos de praia e terraços marinhos associados, como os depósitos eólicos em cordões litorâneos e dunas com areias ricas em quartzo.

Na Figura 3.3 é possível identificar cada um dos elementos geológicos presentes na cidade de Salvador e descritos anteriormente. Nota-se que a grande parte do território de Salvador se encontra encaixado no embasamento cristalino.

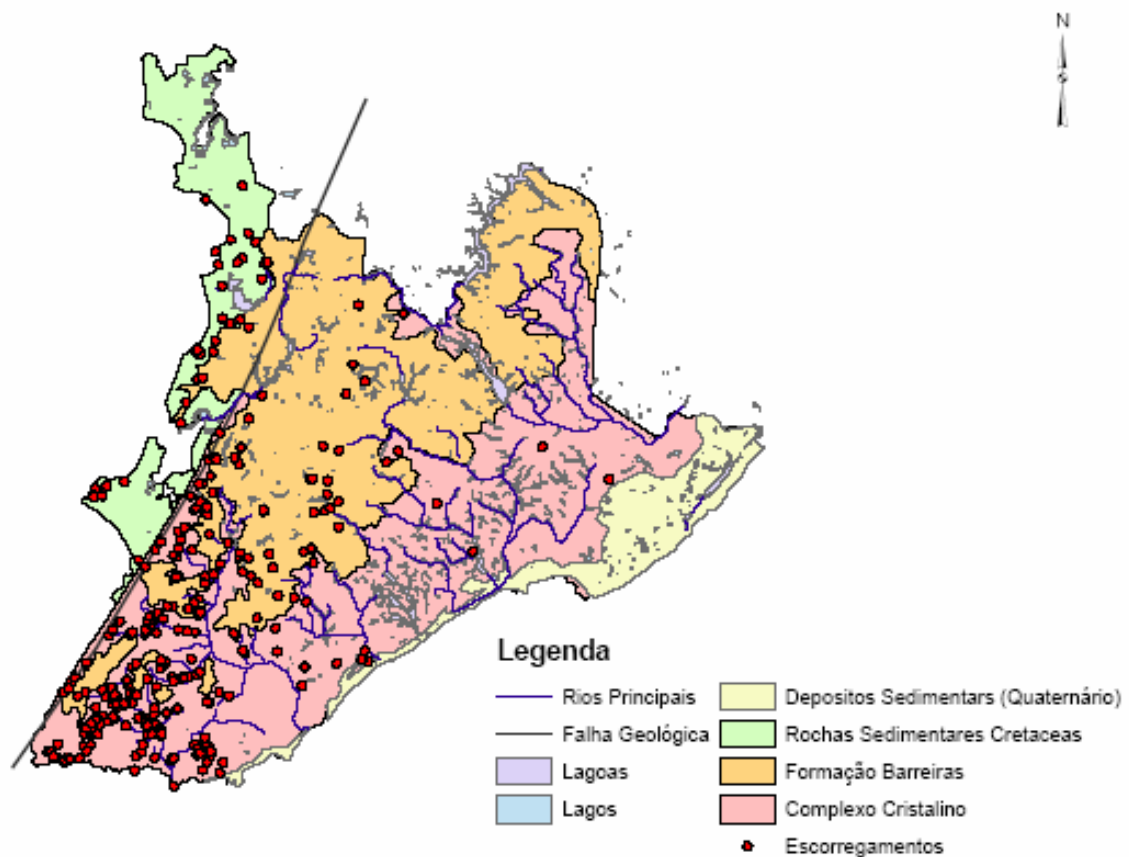


Figura 3.3 – Mapa geológico da cidade de Salvador com os escorregamentos (Modificado de CRUZ, 2005)

3.1.4 Características Geomorfológicas

O domínio geomorfológico pode se compreendido em três ambientes distintos: Bacia sedimentar do recôncavo, alto do Salvador ou planalto dissecado e a margem costeira atlântica (BARBOSA e DOMINGUEZ, 1996).

Na Figura 3.4 é exibido o mapa de altitudes da cidade de Salvador juntamente com perfil transversal da cidade e destaque para os elementos geomorfológicos presentes (Espigões, Vales e Encostas convexas)

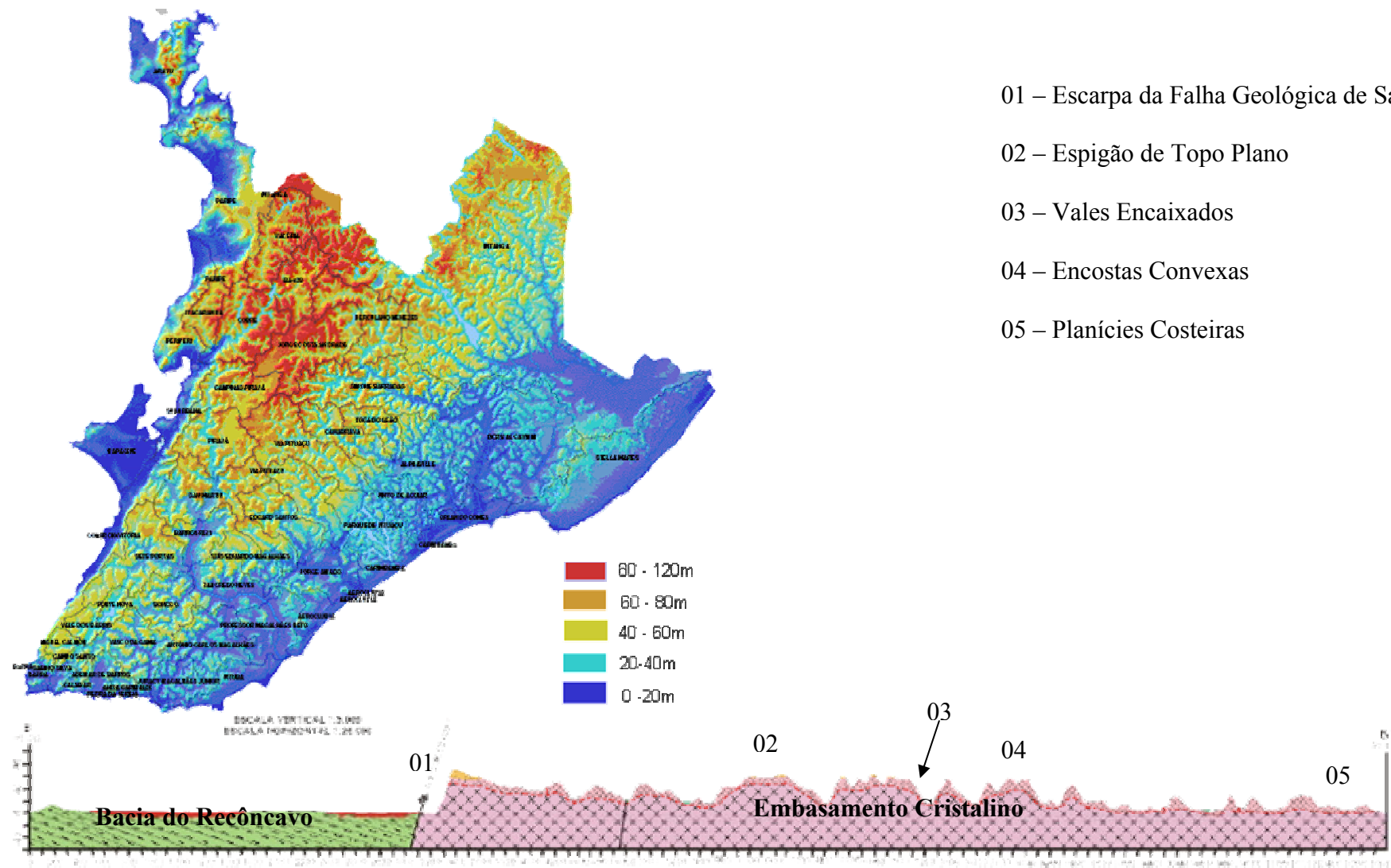


Figura 3.4 – Mapa de altitude da cidade de Salvador (a) e Seção transversal da cidade (b) (Modificado do Plano Diretor de Encosta, 2006)

Localizada a oeste da falha de Salvador, encontra-se o ambiente geomorfológico da bacia sedimentar do recôncavo, constituída da estreita planície a beira mar, ocupada pela cidade baixa. De modo geral, observa-se nesse domínio geomorfológico, uma evolução de solos residuais argilosos, provenientes dos folhelhos, cuja característica principal é apresentar em sua composição, argilominerais do tipo 2:1 (montmorilonita) que confere ao solo propriedades expansivas. Esse solo é genericamente chamado de "massapê".

A leste da falha geológica se encontra o domínio geomorfológico denominado de Alto de Salvador, ou planalto, que se encontra incrustado em boa parte do território da cidade. O planalto é suavemente inclinado para leste, terminando na planície litorânea atlântica e a oeste é abruptamente seccionado pela linha de escarpa da falha de Salvador, sendo esse os seus limites. Devido ao processo de intemperização, o planalto é entalhado por uma densa rede hidrográfica, que deu origem a um relevo bastante movimentado, em que ressaltam a presença de espigões com topos planos, morros em meia laranja e vales encaixados. O traçado retilíneo desses vales evidencia, possivelmente, que os mesmos foram orientados por linhas estruturais, conseqüentes do tectonismos que deu origem a falha (GETARES, 1996).

Por fim a margem costeira atlântica, área de acumulação fluvial, marinha e eólica formando planícies, terraços, praias e dunas com altitudes inferiores a 20 m.

3.1.5 Aspectos Pedológicos

Magalhães (1990) revela que existe uma forte relação entre a origem dos solos e o tipo de litologia, principalmente em relação as suas características texturais e estruturais. Assim sendo pode-se descrever os principais solos em relação aos solos de Salvador, baseado no mapa de solos (EMBRAPA, 1973) apresentado na Figura 3.5 e nos trabalhos de Magalhães (1990) e GEOHIDRO (2005)

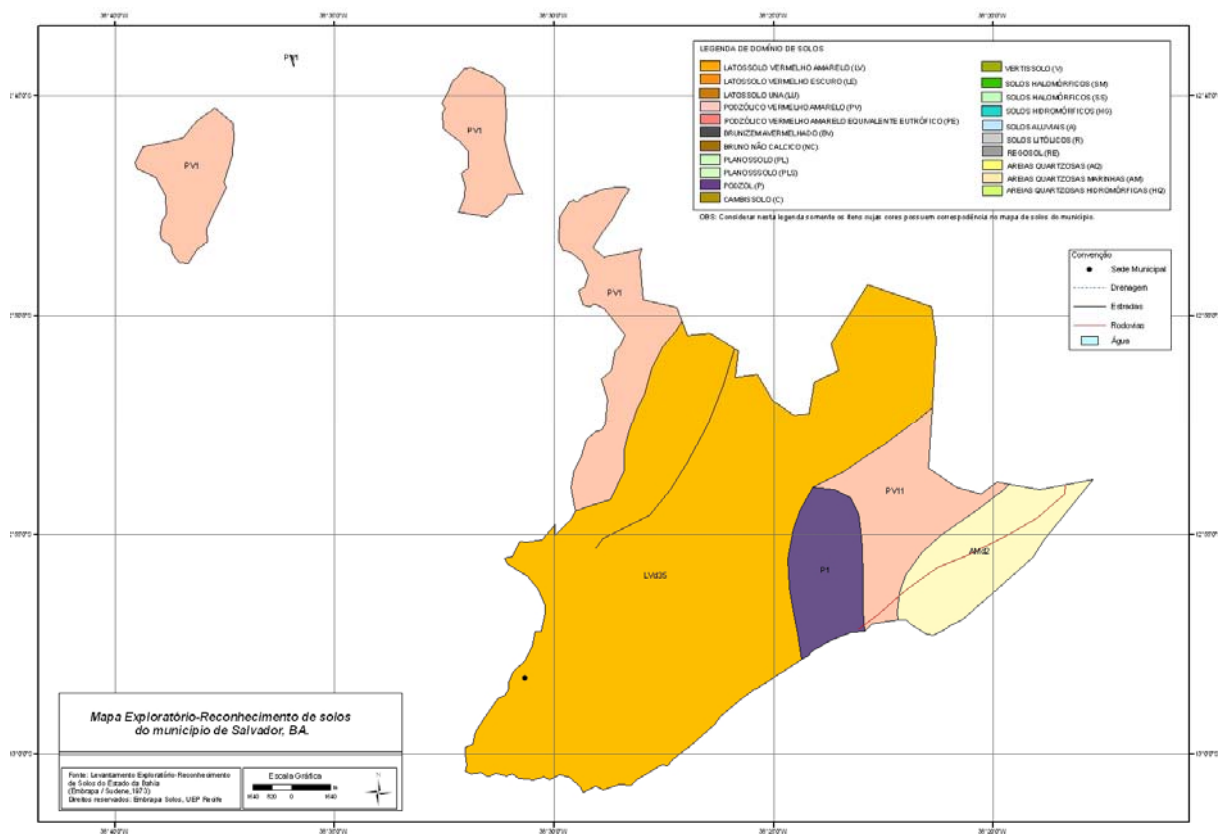


Figura 3.5 – Mapa pedológico de Salvador (EMBRAPA, 1973).

Na parte norte da cidade de Salvador, onde a cota topográfica é superior a 70m, encontram-se depositados os latossolos amarelos distróficos de textura argilo-arenosa, espessos e permeáveis, originados da Formação Barreiras. Esse solo apresenta um horizonte B, rico em alumínio que lhe confere a coloração amarela.

Na região de planície costeira atlântica, onde o ambiente é favorável ao transporte de sedimentos por via marítima, fluvial ou eólica, os solos formados pelos depósitos sedimentares quaternários, podem ser classificados pedologicamente como solos aluviais e hidromórficos, areias quartzosas, marinhas e solo de mangue.

Na região da cidade baixa, a oeste da falha geológica, cujo relevo é pouco acidentado (planície), no domínio geológico das rochas sedimentares cretáceas do rift do recôncavo baiano, encontram-se os solos denominados pedologicamente de vertissolos. Esses solos

apresentam diferenciação textural marcante de seus horizontes A, mais arenoso, e C, mais argiloso, sendo que, os solos argilosos apresentam expansibilidade, quando a variação do teor de umidade é positiva e retração, quando da secagem do solo.

Por fim aparece o latossolo vermelho escuro, presente em todo o domínio geológico do embasamento cristalino. Esse solo se notabiliza pela presença de um horizonte B evoluído de cor vermelha devido a lixiviação do oxido de ferro presente na matriz do solo. Outra característica desse solo é apresentar uma grande espessura do manto e elevadas porosidade aparente e permeabilidade, além da textura argilosa a areno-argilosa.

3.1.6 Características Física e Geomecânicas dos Solos Residuais do Embasamento Cristalino.

Em virtude de apresentar-se em cerca de 80% do território da cidade e por abrigar a maior parte dos escorregamentos, os solos residuais do granulito gnaisse apresentam uma maior relevância para o estudo e compreensão da estabilidade de encosta na cidade de Salvador. Na Figura 3.6 é exibida o perfil típico encontrado na região do embasamento cristalino.

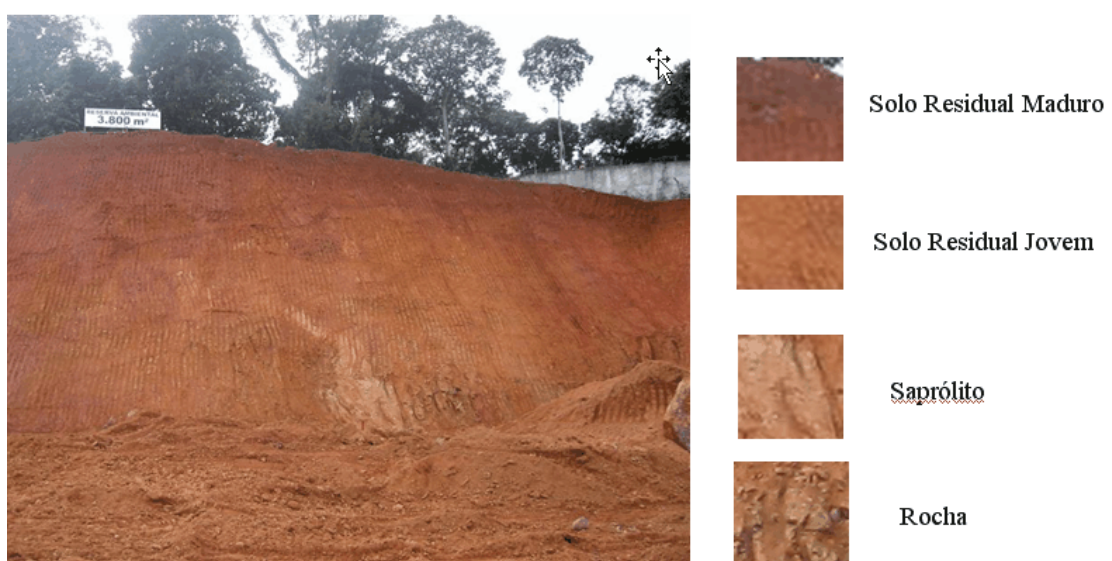


Figura 3.6-Perfil típico do solo residual do Embasamento Cristalino.

Esses solos apresentam textura argilo-siltosa ou areno-siltosa de consistência média a rija quase sempre crescente com a profundidade. O perfil típico desse solo exhibe uma espessa camada de solo residual maduro, evoluído, cor vermelho escuro, que pode atingir até dezenas de metros. Subjacente ao solo maduro, ocorrem solos mais jovens, ainda mais espessos e o lençol freático, quando existente, em geral só aparece em profundidades variáveis quando se atinge o saprolito. (MENEZES e CAMPOS, 1992). Quanto as suas características geotécnicas, Jesus et al (2005) apresentaram valores médios de alguns parâmetros obtidos através da análise de resultados de ensaios realizados pelo Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal da Bahia nos últimos 20 anos. Na Tabela 3.1 são apresentados esse resultados.

Tabela 3.1 - Valores típicos dos parâmetros geotécnicos (Modificado de Jesus et al 2005)

Variável	Média	Desvio Padrão	Cv	Máximo	Minímo
Peso Específico dos Sólidos (kN/m ³)	26,17	3,32	0,12	30,2	22,1
Índice de Vazios	1,08	0,23	0,21	1,83	0,83
Coesão Efetiva (kPa)	16,71	10,38	0,62	0	42,33
Ângulo de Atrito efetivo (Graus)	29,32	3,32	0,11	37	21,70
Coesão Total (kPa)	16,19	12,84	0,79	61,30	0
Ângulo de Atrito total (Graus)	27,74	8,35	0,30	45,96	25
Teor de Argila (%)	33,94	14,75	0,43	65,00	0
Teor de Silte (%)	28,00	12,66	0,45	58,00	0
Teor de Areia (%)	32,62	13,31	0,41	59,00	0
Teor de Pedregulho (%)	5,46	5,00	0,91	22,00	0

Os parâmetros de resistência foram obtidos para a condição de saturação/inundação realizados através de ensaio de compressão triaxial e cisalhamento direto, ambos em condição não drenada, em termos de tensão total e efetiva.

3.2 HISTÓRICO DE EVENTOS

Os escorregamentos de solo da cidade de Salvador estão intimamente ligados a expansão urbana da cidade e as condições ambientais, sobretudo referentes a precipitação pluviométrica e aspectos geomorfológicos. Assim, baseado nesse fato pode-se estabelecer dois marcos temporais relacionados a esse fenômeno natural. O primeiro marco inicia-se com a fundação da cidade de Salvador em 1549 e se estende até 1930. Nessa época a mancha urbana da cidade se concentrava na proximidade da escarpa da falha geológica do Salvador e conseqüentemente as catástrofes relacionadas com escorregamento de solo e perdas de vidas humanas e materiais se localizavam nessa região.

O primeiro evento registrado a respeito de um escorregamento ocorreu dois anos após a fundação da cidade em 1551 durante período chuvoso, onde parte da muralha de taipa, construída para proteger a cidade de invasões, fora destruída. Já no século XVII ao XVIII diversos escorregamentos marcaram a cidade, levando até a cogitação pelo Conde do Arcos, então gestor de cidade, em transferir o núcleo da cidade para uma região mais plana. Cita-se como exemplo de catástrofes ligadas a essa época os escorregamentos ocorridos em 1671 na região da igreja da Conceição da Praia e os ocorridos na ladeira da Preguiça (1714), castelo de São Bento (1732), ladeira da Montanha (1748) e na região da catedral da Sé em 1797 (SALVADOR- ENCOSTAS, 2002).

A partir do século XX com a abertura das avenidas de vale, houve uma expansão da cidade para a região central e parte norte, estabelecendo novas zonas de povoamento. A população mais carente se assentou no topo dos espigões planos e nas encostas convexas,

modificando a sua geometria e devastando a vegetação nativa. Dessa maneira o segundo marco temporal dos escorregamentos se notabilizou por ocorrer a leste da falha geológica, nas regiões dos espigões altos (Cajazeiras), encostas convexas (Alto do Bom Viver e Barro Branco) e antigas pedreiras abandonadas (São Gonçalo do Retiro), conforme se ilustra através da Figura 3.7.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.7-Escorregamento de terra no Alto do Bom Viver (a), São Gonçalo do Retiro (b), Barro Branco (c) e Cajazeiras (d). (CODESAL-2006).

Outro aspecto importante dos escorregamentos dessa segunda fase é apresentarem superfícies de ruptura rasas, localizadas acima do lençol freático. Silva (2002) revela que a leste da borda da falha geológica a maior parte dos escorregamentos apresenta superfícies de ruptura com profundidades inferiores a 5 metros, ao passo que nas proximidades da falha geológica essa profundidade não atinge 10 metros. Na Tabela 3.2 são exibidos os principais escorregamentos ocorridos na cidade de Salvador nos últimos 70 anos.

Tabela 3.2 - Principais escorregamentos ocorridos na cidade de Salvador (SEMIN/2004)

Local	Data	Provável Causa	Número de Vítimas
Beco do Frazão	Maió/1935	Chuva	20
Américo Simas	Maió/1966	Chuva	45
Baixa do Fiscal	Junho/1968	Chuva	6
Avenida Contorno	Maió/1969	Chuva	45
Maciço do Julião	Abril/1975	Chuva	17
Ladeira da Montanha	Julho/ 1978	Chuva	31
Alto do Bom Viver	Abril/1984	Tubulação	11
Motel Mustang	Maió/1989	Chuva	9
Liberdade	Novembro/90	Tubulação	5
Alto do Bom Viver	Março/1992	Tubulação	40
Jardim Real	Março/1993	Tubulação	31
São Gonçalo do Retiro	Maió/1995	Chuva	41
Cajazeiras	Junho/1995	Chuva	21
Parque São Braz	Outubro/1995	Tubulação	5
Barro Branco	Abril/1996	Chuva	20
Vila Nova de Pituauçu	Março/1997	Chuva	7
Morro do Gavazza	Junho/1992	Tubulação	5
Av.Suburbana	Maió/1999	Chuva + Tubulação	5
Polemica	Maió/2005	Chuva	12

Notar que 35 % dos casos relatados na Tabela 3.1 tiveram como provável causa a infiltração de água proveniente da ruptura de tubulações de água, fato esse crescente, nas últimas décadas.

Em relação aos escorregamentos relacionados a infiltração de água pluvial, Elbachá et al (1992), estabeleceram uma correlação entre precipitação e deslizamentos de solo, apresentado na Figura 3.8. O trabalho conclui que o número de dias de chuvas que apresenta influência

nos escorregamentos é de 4 dias acumulados, observando-se que para os valores maiores que 120 mm existe a predominância de eventos associados a escorregamentos.

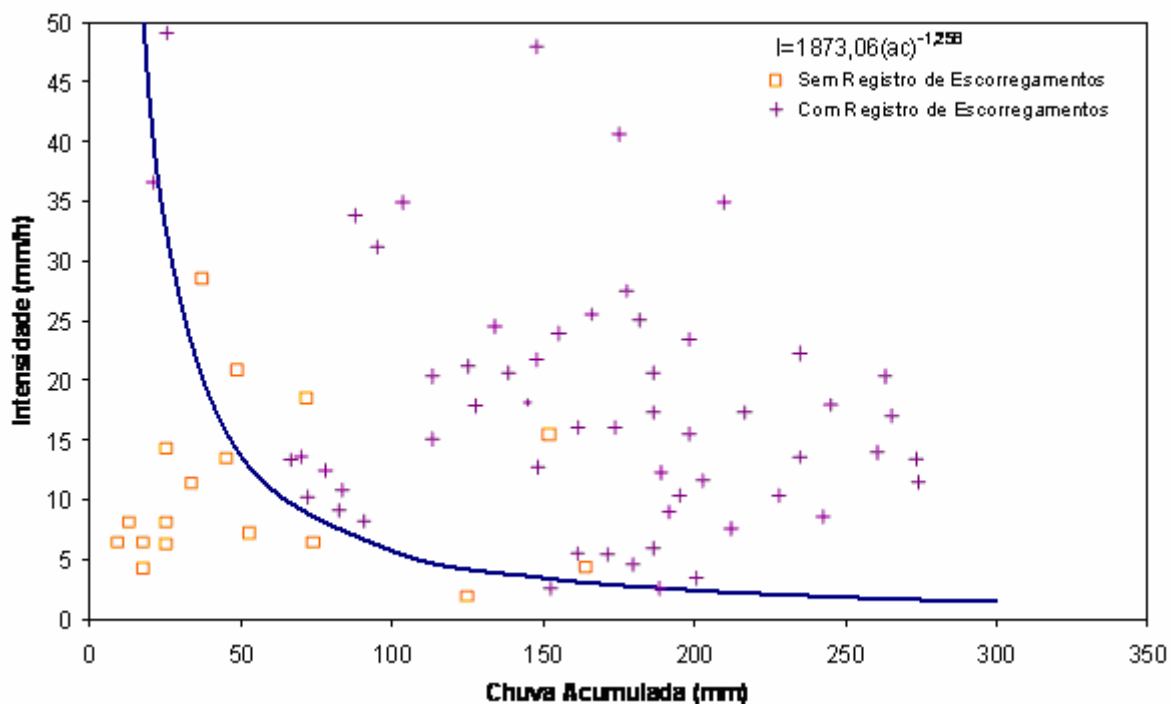


Figura 3.8- Envoltória de Escorregamentos (ELBACHÁ et al, 1992).

3.3 – ESCORREGAMENTOS ESTUDADOS

A definição dos locais para o estudo, foi realizada através do critério da quantidade e confiabilidade das informações a respeito da ruptura, sobretudo sob o aspecto da geometria antes e pós ruptura. Ademais se buscou escorregamento que ocorreu dentro do ambiente geológico do embasamento cristalino.

Para a presente pesquisa foram escolhidos cinco casos históricos de escorregamentos que são representativos desses tantos outros eventos ocorridos nos últimos 459 anos de fundação desse sitio urbano. Na Figura 3.9 é exibido a localização desses escorregamentos.



Figura 3.9 - Localização dos casos Históricos de Escorregamentos Estudados.

A seguir são apresentados as características de cada um dos casos históricos estudados nesse trabalho.

3.3.1 Maciço do Julião(1975)

A encosta do maciço do Julião sofreu uma ruptura no seu maciço terroso em 10 de abril de 1975, durante intensas chuvas ocorridas em Salvador.

O escorregamento apresentou uma ruptura em forma circular com volume movimentado de 3000 metros cúbicos de solo, que levou a destruição de dois prédios, conforme se pode notar na Figura 3.10.



Figura 3.10 -Escorregamento do Maciço do Julião (CODESAL – 2006).

No local, havia a presença de um muro de arrimo na base inferior da encosta, constituído de pedra, com altura de 5 metros e largura de 90 centímetros. Esse muro secular veio a tombar com a rotação de toda a massa de solo a montante.

Na Figura 3.11 é apresentado o levantamento planialtimétrico do maciço do Julião com a localização das sondagens e amostras retiradas de campo.

Notar que a cunha de ruptura apresentou uma largura superior a 8 metros na base superior da encosta e a medida que transladou para parte inferior, essa largura diminuiu até um valor de 3 metros de largura. Esse fato pode ser explicado pelo fato do confinamento do material transladado em decorrência da presença do muro de arrimo na base da encosta.

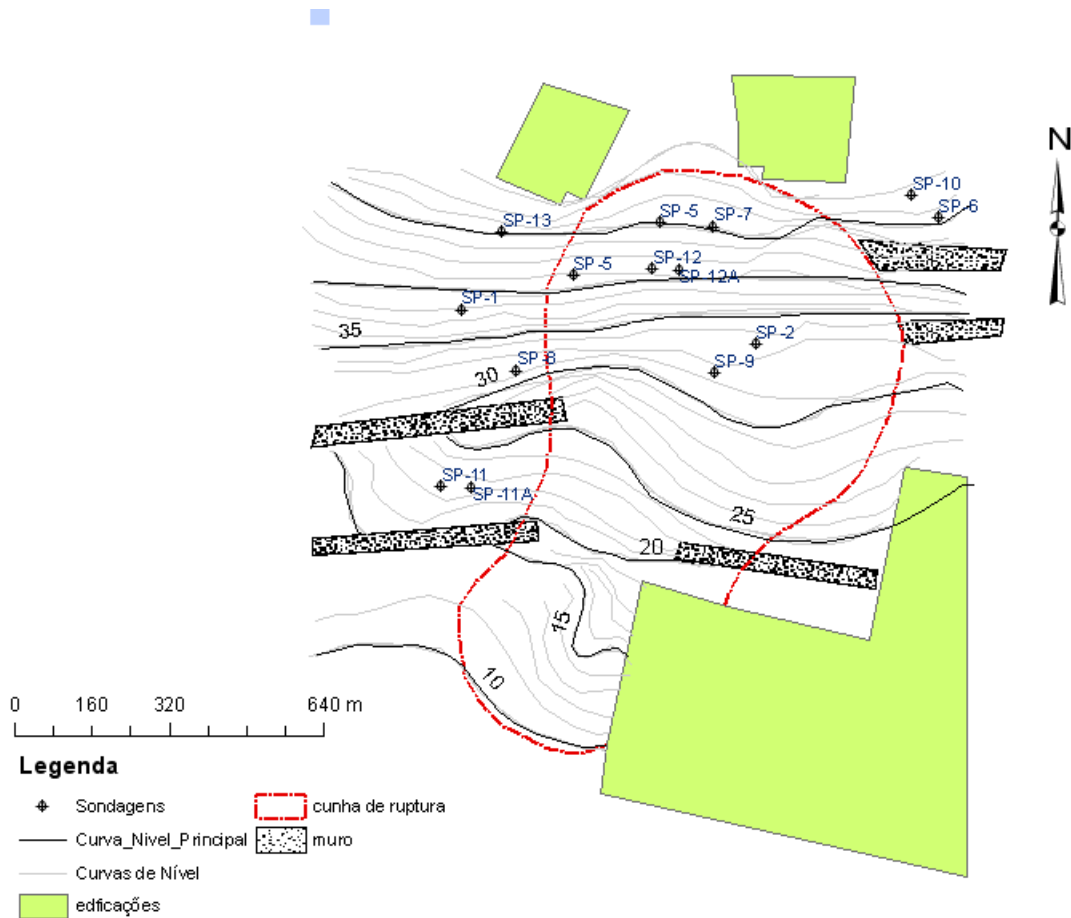


Figura 3.11-Levantamento planialtimétrico do Maciço do Julião.

3.3.2 Alto do Bom Viver – Lobato (1992)

O escorregamento ocorreu em 26 de março de 1992 com a movimentação de um volume de 7000 metros cúbicos de solo na região do Alto do Bom Viver no bairro do Lobato.

O primeiro evento, estudado por Santos et al (1992), apresentou uma natureza de corrida de massa fluida, transladando-se desde o pé da encosta até cerca de 70 metros. A causa determinante foi o umedecimento dos solos residuais de diabásio e pegmatitos originários de uma intrusão vertical (sill) no granulito gnaisse. (SANTOS et al,1992).

O segundo evento, que será a base da retroanálise desse trabalho, ocorrido pouco tempo depois do primeiro evento, apresentou uma superfície de ruptura circular com a massa

rompida transladando-se desde o pé da encosta até cerca de 40 metros, conforme se pode observar na Figura 3.12.



Figura 3.12 – Vista Frontal do Escorregamento do Alto do Bom Viver. (CODESAL, 1992).

O escorregamento ocorreu em um período atípico para a maioria dos eventos registrados na cidade de Salvador, haja vista se tratar de um período seco, com poucas chuvas, conforme se pode notar ao avaliar o histograma de precipitação apresentado no anexo.

Segundo relatório do CEPED (1992), desde as vistorias preliminares se percebeu que a ruptura deveria ser associada a um regime subsuperficial localizado, restrito a área circunscrita pela própria cunha de ruptura. Nessa área restrita a tendência geral de fluxo subsuperficial parece ter sido verticalizada, sobretudo devido as águas subsuperficiais que eram descarregadas sobre o solo residual de granulito. Entretanto algumas causas possíveis para o escorregamento foram descartadas, tendo em vista que:

- Não ocorreu qualquer alteração na geometria da encosta no período imediatamente anterior a ruptura.

- O superávit hídrico acumulado nos 4 dias que antecedem a ruptura não alcançou valores típicos que provocassem escorregamentos.

Dessa maneira o relatório conclui que restam duas hipóteses para a ocorrência da ruptura .

- A comunidade gerou um volume anormal de águas servidas.
- A tubulação de água potável efetivamente vazou.

Na Figura 3.13 é apresentada o levantamento planialtimétrico com a localização da cunha de ruptura e das investigações realizadas, assim como informações a respeito da constituição do subsolo.

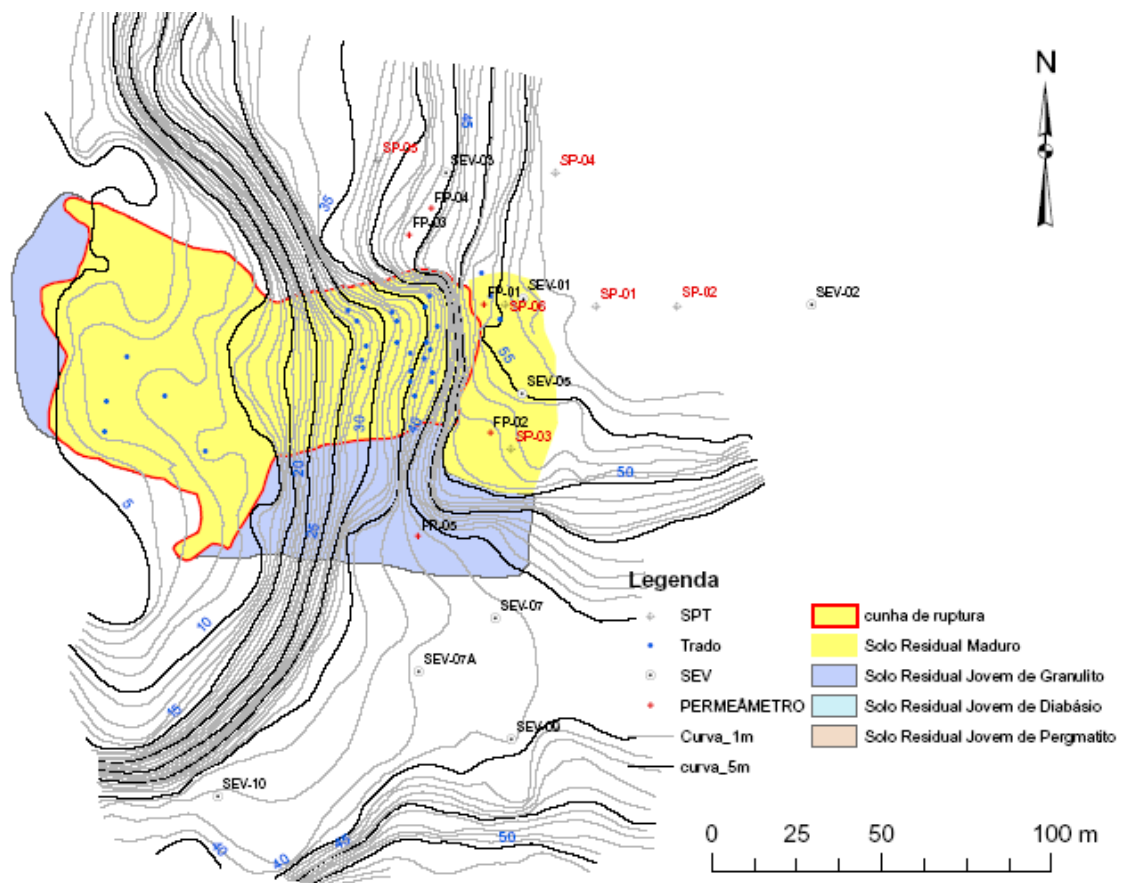


Figura 3.13- Levantamento planialtimétrico da região do Alto do Bom Viver.

Por outro lado informações contidas nos relatórios da defesa civil (CODESAL, 1992) e do Centro de Pesquisa de Desenvolvimento Tecnológico da Bahia (CEPED, 1992) dão conta de

que na região da ruptura havia sinais claros da descarga pontual de água, no contato entre as intrusões e a matriz de solo residual. Essa informação também foi confirmada através dos depoimentos dos moradores da região e divulgada nos jornais locais.

3.3.3 Avenida Suburbana (1999)

Em 17 de maio de 1999 ocorreu o escorregamento com movimentação de cerca de 2000 metros cúbicos de solo que atravessaram a Avenida Suburbana e atingiram uma edificação do lado oposto da encosta.

Na Figura 3.14 é exibida o levantamento planialtimétrico da encosta rompida, juntamente com a localização das sondagens de simples reconhecimento realizadas.

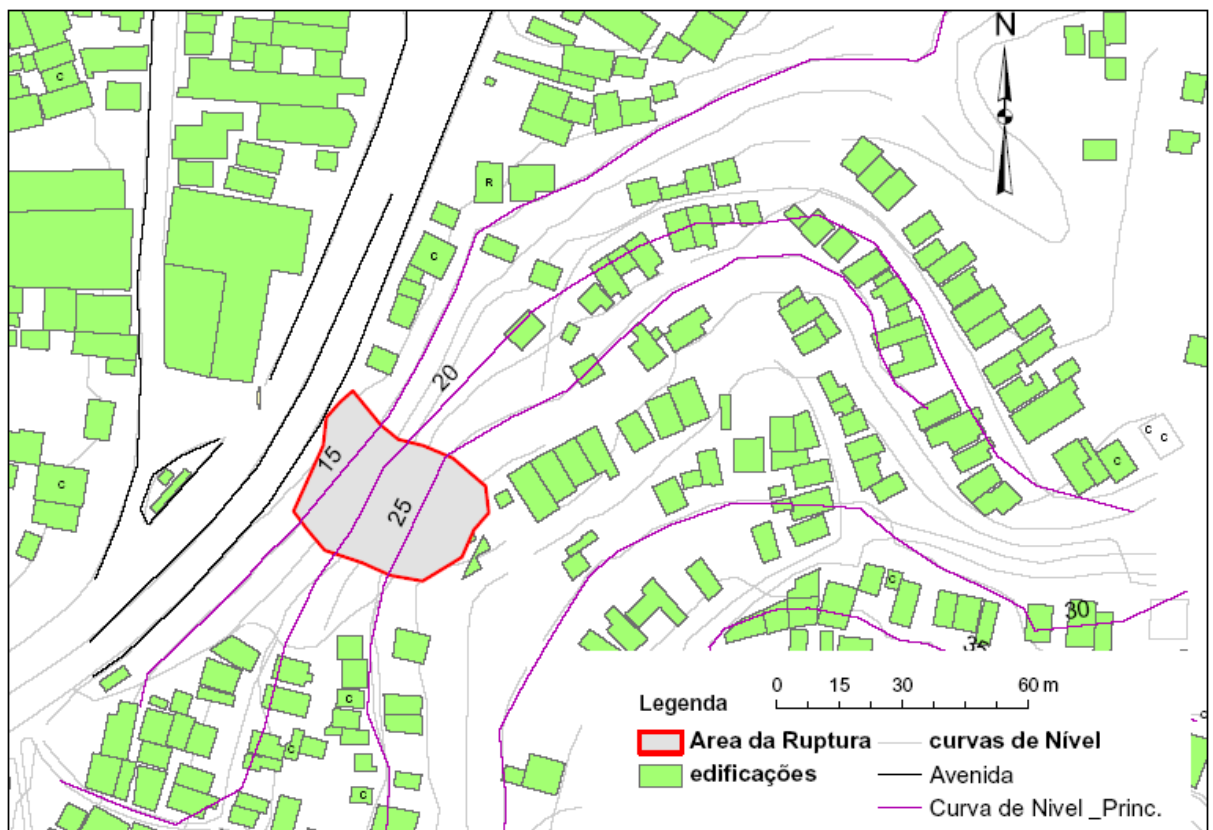


Figura 3.14 – Levantamento planialtimétrico da encosta da Avenida Suburbana.

Diferentemente do caso anterior, este escorregamento aconteceu no período de grande precipitação pluviométrica na cidade de Salvador. O valor acumulado de chuva em 4 dias antes da ruptura era de 150,4 mm de chuva, que corresponde a 40% do total daquele mês. Na Figura 3.15 é possível notar que a superfície de ruptura é razoavelmente circular e rasa expondo o solo residual maduro.



Figura 3.15 – Vista frontal do escorregamento da Avenida Suburbana.(CODESAL, 2006).

3.3.4 Morro do Gavazza - Barra (1998)

Trata-se de uma encosta ocupada tanto na crista quanto no pé, apresentando taludes com inclinações variando entre 45° e 50° e alturas em torno de 15 metros. O escorregamento ocorrido em 08 de Janeiro de 1998, assim como do Alto da Bom Viver, ocorreu em um período de pouca precipitação pluviométrica.

A massa de solo movimentada, cujo volume aproximado era de 1500 m³, atingiu na parte inferior da encosta um prédio de cinco pavimentos danificando a sua estrutura. Algumas casas na parte superior da crista também foram afetadas e vieram a desmoronar com o

escorregamento. Pode-se notar pela Figura 3.16 que o escorregamento levou à ruptura uma proteção de concreto, que servia para impermeabilizar a face do talude, além de proteger quanto a erosão.



Figura 3.16 – Ruptura do morro do Gavazza (CODESAL, 2006).

Apesar da presença da capa de argamassa sobre o a superfície da encosta, conforme pode-se notar na Figura 3.16, a mesma não apresenta qualquer tipo de função estrutural, sendo somente responsável pela impermeabilização da encosta.

Relatórios da defesa civil (CODESAL, 1998) revelam que a causa principal da ruptura do talude foi a infiltração de água proveniente de uma tubulação de água potável que estava rompida há alguns dias antes da ocorrência do evento.

Essa hipótese foi levantada devido a não existir qualquer registro de chuvas naquela região desde o final de novembro de 1997 e pela existência de uma surgência de água na parte superior do talude, que lavava todo o material (solo) da crista e que cessou à medida que se

fechou a rede pública de água. Essa hipótese ainda mais realista, se considerarmos que a capa de argamassa sobre a encosta não apresentava qualquer tipo de drenagem interna, logo pode-se imaginar a contribuição com o surgimento de pressões positivas de água no solo devido ao impedimento da drenagem da água da tubulação.

Na Figura 3.17 é apresentada o levantamento planialtimétrico realizado após a ruptura da encosta. Também é apresentada a localização da região afetada pelo escorregamento e a localização das sondagens de simples reconhecimento, realizados após ruptura.

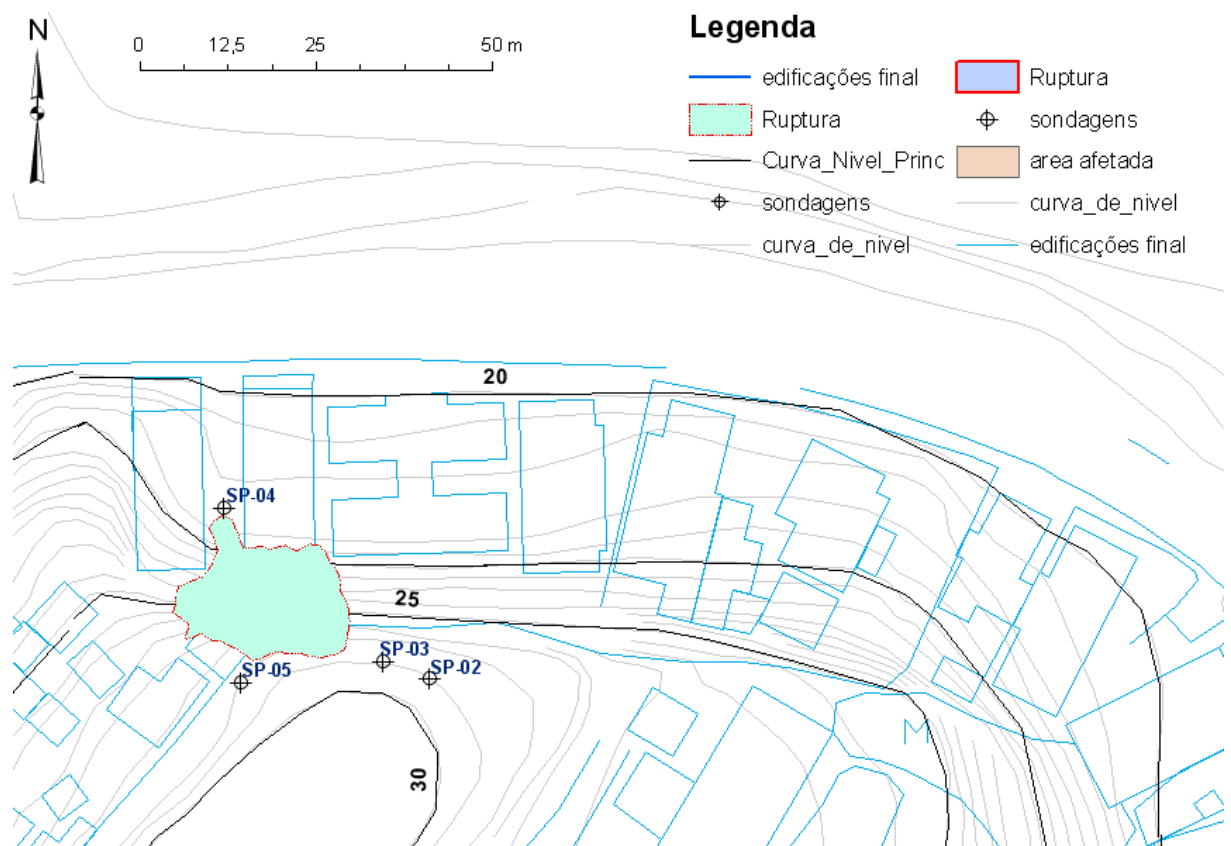


Figura 3.17 – Levantamento planialtimétrico do morro do Gavazza.

Após a ruptura foram realizados uma série de sondagens de simples reconhecimento e ensaios de laboratório para definição das características físicas do solo, as mesmas são exibidas no capítulo 04 e no anexo A e B.

3.3.5 Morro da Polêmica (2005)

O Morro da Polêmica apresenta altura em torno de 20 metros e inclinação variando de 40 a 60 graus. O escorregamento aí ocorrido pode ser encaixado na classe dos mais comuns ocorridos em Salvador, devido as suas características apresentadas: Envolvem o manto de solo residual de granulito, ocorrem durante o período chuvoso; nível do lençol freático profundo; escorregamento pouco extenso e pouco profundo (forma de colher rasa). Na Figura 3.18 é possível notar a cicatriz ocasionada por esse escorregamento.



(a)



(b)

Figura 3.18- Escorregamento da Rua da Polêmica.

Quanto a superfície de ruptura, a mesma apresentou uma forma circular, entretanto diferentemente dos demais escorregamento analisados nesse trabalho, a superfície de ruptura não atingiu a base da encosta, pois a mesma ficou limitada à região da crista até cerca de 2/3 da altura da encosta. O volume de material mobilizado também é pequeno, não atingindo mais de 200 metros cúbicos de solo.

Na Figura 3.19 é apresentado o levantamento planialtimétrico da encosta, com a localização da cicatriz do escorregamento e das sondagens de simples reconhecimento

realizados após a ruptura desse escorregamento. É exibido a locação das sondagens realizadas na encosta, cujos resultados são apresentados no capítulo 04 e no anexo A.

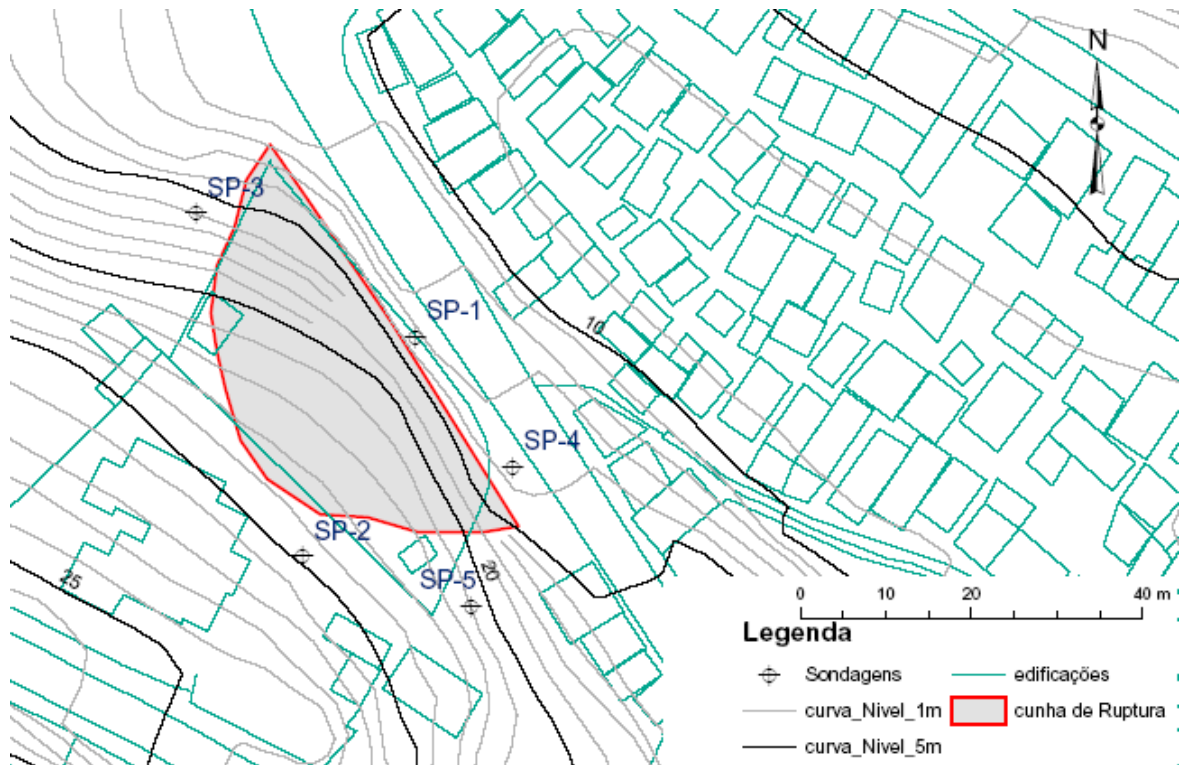


Figura 3.19-Levantamento planialtimétrico do escorregamento da Polêmica

CAPÍTULO 04

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Nesse capítulo apresenta-se a metodologia aplicada para o desenvolvimento desse trabalho. Nele são descritos a técnica aplicada para a retroanálise da ruptura, desde a reconstituição geométrica, até a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento nas superfícies de ruptura.

Também inclui a metodologia utilizada para avaliação do agente deflagrador da ruptura do Alto do Bom Viver, aplicando-se os conceitos da mecânica dos solos não saturado.

4.1 MATERIAIS

Foram utilizados os seguintes materiais:

- Relatórios técnicos dos escorregamentos, realizados pelo Centro de Pesquisa e Desenvolvimento Tecnológico da Bahia.(CEPED);
- Levantamento planialtimétrico dos escorregamentos realizados pela prefeitura da cidade de Salvador;
- Relatórios de ensaios de laboratório que compreenderam a caracterização granulométrica (NBR 7181/84), massa específica do solo (NBR 6503/84), limite de liquidez (NBR 6459/84) e limite de plasticidade (NBR 7180/84) e nos resultados de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto para diferentes condições de drenagem e grau de saturação. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal da Bahia (encosta 01, 04 e 05), pelo Centro de

Pesquisa Desenvolvimento Tecnológico da Bahia (encosta 02) e pelo laboratório da Geotecnia (encosta 03) e cedidos gentilmente para esse trabalho;

- Resultados dos ensaios de campo realizado em cada escorregamento consistem basicamente em sondagens de simples reconhecimento com medida de N-SPT (NBR 6484). A encosta 02, devido a alguns aspectos envolvidos na sua ruptura e comentado no item anterior, apresentaram uma série de investigações adicionais, tais como: Ensaio de permeabilidade *in situ*, perfil de teor de umidade na região de ruptura, obtida 2 dias após a ruptura, trado (NBR 9603), sondagem de eletro resistividade;
- Mapas geológico e geomorfológico da cidade de Salvador (CRUZ, 2005);
- Relatório parcial do Plano Diretor de Encosta de Salvador. (GEOHIDRO, 2005).

Para a terceira etapa do trabalho, referente a análise dos agentes condicionantes da ruptura da encosta do Alto do Bom Viver, baseado nos conceitos da mecânica dos solos não saturados, foram utilizados como materiais para o desenvolvimento do trabalho.

- Amostra indeformada retirada na encosta;
- Instrumentação de campo (tensiômetros convencionais);
- Relatório de precipitação pluviométrica da estação meteorológica da Escola Politécnica da UFBA.

Quanto as ferramentas de análise, foi utilizado o programa de análise de estabilidade de talude Slope/w e o programa para análise de fluxo bi-dimensional Seep/w, ambos pertencentes a plataforma do Geostudio 2004. (GEOSTUDIO, 2004).

4.2 RETROANÁLISE DOS ESCORREGAMENTOS

Para realização da retroanálise adotou-se o método de análise por equilíbrio limite de Bishop simplificado (BISHOP, 1955) e a ferramenta computacional Slope/w (GEOSTUDIO, 2004)

A hipótese básica resguardada pela técnica de retroanálise é a condição que os parâmetros de resistência a determinar, na superfície de escorregamento são constantes e devem satisfazer a condição de fator de segurança igual à unidade (HOEK,1972; NGUYEN,1984; YAMAGAMI e UETA, 1992; WESLEY e LEELARATNAM , 2001, GOMES, 2003).

O método aplicado nesse trabalho consiste em três etapas distintas apresentadas nos itens 4.2.1 a 4.2.3 e resumidas na Figura 4.2.

4.2.1 Reconstituição Geométrica das Encostas Rompidas

Para servir de subsídio no desenvolvimento da retroanálise, uma das etapas dessa pesquisa consiste na recuperação de informações a respeito dos escorregamentos estudados, tendo em vista que os mesmo ocorreram a pelo menos uma década.

A geometria da superfície de ruptura do talude, representada através da seção transversal crítica foi obtida a partir das informações dos levantamentos planialtimétricos realizados após a ruptura. Essas informações foram recuperadas de relatórios, laudos técnicos (CEPED,1992) e trabalhos acadêmicos (PRESA e SILVA,1978; SANTOS et al,1992; ASSUNÇÃO, 2005) produzidos por órgãos governamentais ou universidades.

Quanto à geometria primitiva do talude, a mesma foi obtida pela média das seções transversais localizadas à direita e à esquerda da seção rompida. Esse mesmo procedimento foi realizado por Gomes (2003) para os escorregamentos ocorridos na região Sudeste do Brasil.

Admitindo-se que a superfície de escorregamento é circular e usando as informações da geometria reconstituída e da superfície de ruptura, determinaram-se o raio e a posição do centro de rotação do escorregamento, através da proposta de Fredlund (1985) que consiste nas seguintes etapas:

- Traça-se a corda que une os pontos extremos da superfície de deslizamento;
- Define-se uma perpendicular no ponto médio da corda;
- A partir do ponto médio e do último segmento de reta que definem a superfície de deslizamento traçam-se perpendiculares que interceptarão a perpendicular à corda que unem os pontos extremos. Geralmente as interseções ocorrem em dois pontos diferentes;
- O menor destes dois pontos é usado como centro do equilíbrio de momentos. Este procedimento está ilustrado na Figura 4.1.

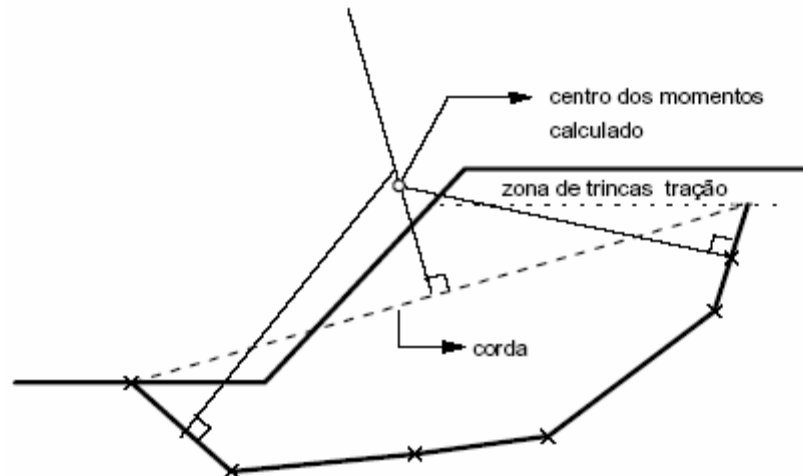


Figura 4.1 – Procedimento para a determinação do centro de rotação da superfície de ruptura (Modificado de SOARES, 1999).

A definição da curva $c = f(\phi)$ e dos parâmetros de resistências o cisalhamento na superfície de ruptura baseou-se na modificação do método proposto por Gomes (2003).

4.2.2 Definição da Curva $c=f(\phi)$

A etapa consiste em determinar a curva $c=f(\phi)$ para a superfície de ruptura através dos seguintes procedimentos:

- Fixar o raio e o centro do círculo de ruptura, tal como determinados nos levantamentos das seções transversais iniciais;
- Fixar o valor do ângulo de atrito do solo e do peso específico;
- Determina-se o valor de coesão para a condição de iminência de ruptura (Fator de segurança igual à unidade);
- Uma vez determinada a coesão para o ângulo de atrito adotado, escolhe-se um novo valor de ângulo de atrito e repetem-se os procedimentos anteriores. Fez-se o ângulo de atrito variar entre 0 a 50°, com intervalo de 5° para cada análise, mantendo-se constante o peso específico.

O peso específico adotado na retroanálise se trata de um valor médio entre o peso específico natural (γ_{nat}) e o peso específico na condição saturada. Esse fato se deve a incerteza do valor do peso específico no instante da ruptura, tendo em vista que as amostras indeformadas foram retiradas a algum tempo depois do evento.

Após a definição da curva de coesão em função do ângulo de atrito é realizado o seguinte procedimento correspondente à etapa final da retroanálise.

4.2.3 Determinação dos Parâmetros de Resistência

Os passos para essa etapa final da retroanálise consistem nos seguintes pontos:

- Para cada par de valores definido na curva $c=f(\phi)$ é realizado uma análise de estabilidade pelo método de Bishop simplificado com o centro do círculo mantido fixo e variando-se o raio da superfície da ruptura;
- Da análise anterior, resulta um par, c e ϕ , associado a uma fator de segurança. Traça-se uma curva com ângulo de atrito na abscissa e o fator de segurança nas ordenadas;
- Considera-se como o valor mais provável de ângulo de atrito na superfície de ruptura aquele que apresentar o fator de segurança mais próximo do unitário, pois se observa que nessa situação a superfície crítica tende a reproduzir a superfície crítica da ruptura observada;
- Definido o valor do ângulo de atrito retorna-se a curva $c=f(\phi)$ e determina-se o valor de coesão correspondente.

Na Figura 4.2 é exibido uma síntese da metodologia aplicada para a retroanálise

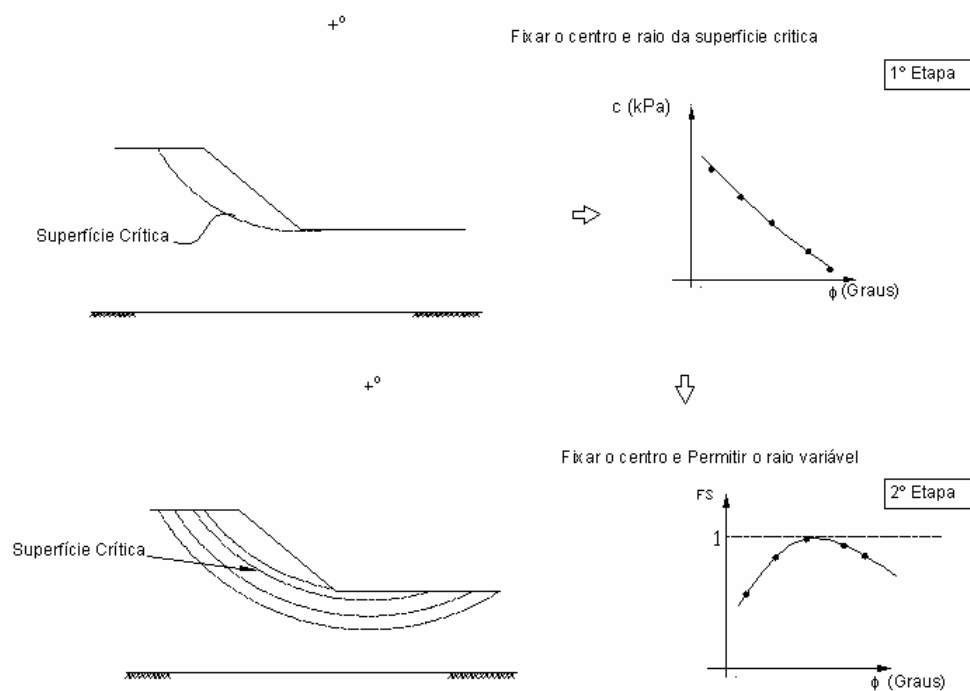


Figura 4.2 – Modelo esquemático da metodologia aplicada.

4.3 ANÁLISE DOS CONDICIONANTES DO PROCESSO DE RUPTURA (ESTUDO DE CASO)

Induzido pelos resultados obtidos pela retroanálise foi realizado uma análise para definição das causas que levaram ao escorregamento da encosta do Alto do Bom Viver, baseado na realização de um programa experimental e complementarmente a realização das análises de fluxo e estabilidade com acoplamento hidro-mecânico, ambos sobre o ponto de vista da mecânica dos solos não saturados.

4.3.1 Programa Experimental

Para a complementação das informações geotécnicas a respeito da encosta 02, principalmente em relação as características de resistência ao cisalhamento de solo com a variação da sucção e as características físicas e hidráulicas, foi retirada uma amostra indeformada de dimensões 35cm x 35cm x 35cm representativa da região da ruptura, na profundidade de 2 metros em relação a crista da encosta sobre o horizonte IB. Amostra foi revestida com uma camada de papel filme, papel alumínio e tecido parafinado, para conservar o teor de umidade natural, seguindo os procedimentos da NBR 9604/1986. Na Figura 4.3 está apresentada uma visão geral do local onde foi retirada a amostra indeformada.



Figura 4.3 – Vista geral do local da retirada da amostra (a) e amostra indeformada (b).

A partir da amostra retirada em campo foram realizados os seguintes ensaios com o intuito de caracterizar a região da ruptura.

4.3.1.1 Ensaio de Caracterização

A caracterização foi feita através de ensaios de granulometria conjunta (NBR 7181/1984), ensaios de limite de liquidez (NBR 6459/84), limite de plasticidade (NBR 7180/84), limite de contração (NBR 6459/84) e ensaios de massa específica dos sólidos (NBR 6508/84).

4.3.1.2 Características de Resistência ao Cisalhamento

A caracterização da resistência ao cisalhamento do solo, foi realizada em duas etapas distintas. A primeira etapa dos ensaios de resistência tinha por objetivo efetuar uma previsão da variação da coesão com a sucção, considerando a proposta de Vilar (2006). Nesse caso realizaram ensaios de compressão triaxial na condição drenada. A segunda etapa dos ensaios tinha por finalidade complementar informações a respeito dos parâmetros de resistência em termos de tensões totais. Nesse caso foi realizado ensaio de compressão triaxial na condição não drenada. Os ensaios de compressão triaxial foram efetuados em corpos de prova cilíndricos de diâmetro de 5 cm e altura de 10cm em diferentes condições de drenagem e grau de saturação.

i)Ensaio de Compressão Triaxial Drenado (solo saturado)

Os corpos de prova cilíndricos foram consolidados isotropicamente com tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa. A fase de consolidação durou pelo menos 24 horas, na maior parte dos casos, tal tempo foi o suficiente para a estabilização dos deslocamentos verticais.

Na Figura 4.4 é apresentada os corpos de prova utilizados para a realização dos ensaios de compressão triaxial.



Figura 4.4 – Preparação das amostras para o ensaio de compressão Triaxial.

Na Figura 4.5 é apresentada o painel de saturação dos corpos de prova.



Figura 4.5 – Sistema de saturação da amostra.

A saturação foi obtida por percolação de água durante vinte quatro horas através da diferença de pressão no topo e na base do corpo de prova. Logo após essa etapa, ocorre a aplicação de contra-pressão. Inicialmente aplicou-se uma pressão externa 10 kPa superior ao valor da pressão interna. A confirmação de saturação é realizada através do parâmetro B de Skempton, nesse caso adotou-se o valor de 0,98 como padrão.

A última fase do ensaio de compressão triaxial, que se refere ao cisalhamento do corpo de prova através da aplicação da tensão desviatória, foi realizada com uma taxa de carregamento de 0,01 mm/min na condição drenada para as amostras saturadas. É importante salientar que a velocidade adotada foi menor que aquela obtida usando o procedimento de Gibson e Henkel (1954) para ensaios drenados em amostras saturadas. A fase de cisalhamento foi interrompida quando os corpos de provas atingiam uma deformação de 20% , o que normalmente acontecia depois de 24 horas de ensaio.

ii)Ensaio de Compressão Triaxial Drenado (solo seco ao ar)

Os corpos de prova ficaram expostos a um ambiente com teor de umidade relativa baixa, temperatura controlada e ventilação mecânica, com intuito de secagem. Determinou-se a cada trinta minutos o valor da massa de cada corpo de prova. O corpo de prova está preparado para ensaiar quando a variação de duas medidas de massa subseqüentes é inferior a cinco gramas e o grau de saturação inferior a dez por cento.

Na Figura 4.6 é possível verificar as condições finais de cor e textura dos corpos de prova depois da secagem ao ar.



Figura 4.6 – Corpos de prova após a secagem ao ar.

O ensaio foi realizado com uma taxa de carregamento de 0,01 mm/minuto, as tensões de confinamento são de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa.

iii) Ensaio de Compressão Triaxial Não Drenado

Para a complementação dos estudos foi realizado um ensaio de compressão triaxial não drenado, com medida de pressão da água e com teor de umidade na condição de estado natural da amostra. Esse ensaio também conhecido com ensaio CU foi realizado com os mesmos procedimentos estabelecidos para os ensaios CD no que tange a velocidade do ensaio, e tensões de confinamento.

4.3.1.3 Características Hidráulicas

As características hidráulicas do solo foram estabelecidas através da realização de dois ensaios distintos. O primeiro ensaio teve por objetivo a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica do solo na condição saturada para diferentes valores de confinamento. O segundo ensaio teve por objetivo avaliar a relação entre os diferentes teores de umidades do solo e os diferentes valores de sucção. Essa relação comumente chamada de

curva característica ou curva de retenção do solo foi realizada através da técnica de papel filtro.

i) Ensaio de Condutividade Hidráulica Saturada com Carga Variável

O ensaio para a determinação do coeficiente da condutividade hidráulica do solo na condição saturada com carga variável foi realizado numa câmara para ensaios triaxiais, com membrana flexível.

A montagem do ensaio, a preparação da amostra e os procedimentos de ensaio foram realizados seguindo as instruções normativas da NBR 14545/2000. O ensaio realizou-se para tensões de confinamento de zero, vinte, cinquenta, cem e cento e cinquenta kPa e com o gradiente hidráulico estabelecido para todas as tensões de confinamento de 20 m/m.

ii) Ensaio de Condutividade Hidráulica Saturada com carga Constante

O ensaio de determinação do coeficiente de condutividade hidráulica saturada com carga constante foi realizado em um permeâmetro de parede rígida, utilizando-se de um corpo de prova cilíndrico.

A montagem do ensaio, a preparação da amostra e os procedimentos de ensaio foram realizados seguindo as instruções normativas da NBR 13292/1995. O ensaio realizou-se com o gradiente hidráulico estabelecido para todas as tensões de confinamento de 20 m/m.

iii) Ensaio de Papel Filtro para Determinação da Curva de Retenção.

O princípio dessa técnica é colocar o solo em contato de um elemento poroso que possua capacidade para absorver água até que ambos entrem em equilíbrio. Tendo-se a relação entre

o teor de umidade e a sucção do elemento poroso obtido através da calibração, é possível medir o valor da sucção do solo de maneira indireta. O elemento poroso nesse caso se trata do papel filtro Whatman nº 42.

Nesse trabalho adotou-se a trajetória de secagem para a definição da curva de retenção do solo e as seguintes etapas para o desenvolvimento do trabalho.

A partir de um anel PVC de dimensões e massa conhecidas, moldam-se 16 corpos de provas de solo da amostra indeformada retirada em campo. Esses corpos de prova são pesados e colocados para a saturação por ascensão capilar conforme observado na e a Figura 4. 7(b). Após a saturação dos corpos de prova, estes são deixados secar em diferentes tempos e coloca-se o papel filtro em contato com ambas as faces do primeiro corpo de prova e envolvendo o sistema (solo + papel filtro) com arruelas de contato de pvc e papel filme, de maneira que o papel filtro fique totalmente isolado do ambiente externo, conforme observado na Figura 4. 7 (c.) e a Figura 4. 7 (d).

Todos os anéis devem ser guardados dentro de uma caixa isolante e mantido durante 14 dias em um ambiente com temperatura e umidade relativa controlada. Após esse período é determinado o teor de umidade de cada papel filtro e de cada corpo de prova moldado. A partir da equação apresentada por CHANDLER *et al.* (1992) e exibido nas expressões 4.3 (a) e 4.3(b), é definido o valor de sucção matricial de cada corpo de prova.

- Para umidades do papel filtro $> 47\%$ - Sucção (kPa) = $10^{(6.05 - 2.48 \log w)}$ (4.3a)
- Para umidades do papel filtro $\leq 47\%$ - Sucção (kPa) = $10^{(4.84 - 0.0622 w)}$ (4.3b)

A seqüência da montagem do ensaio é exibida na Figura 4.10

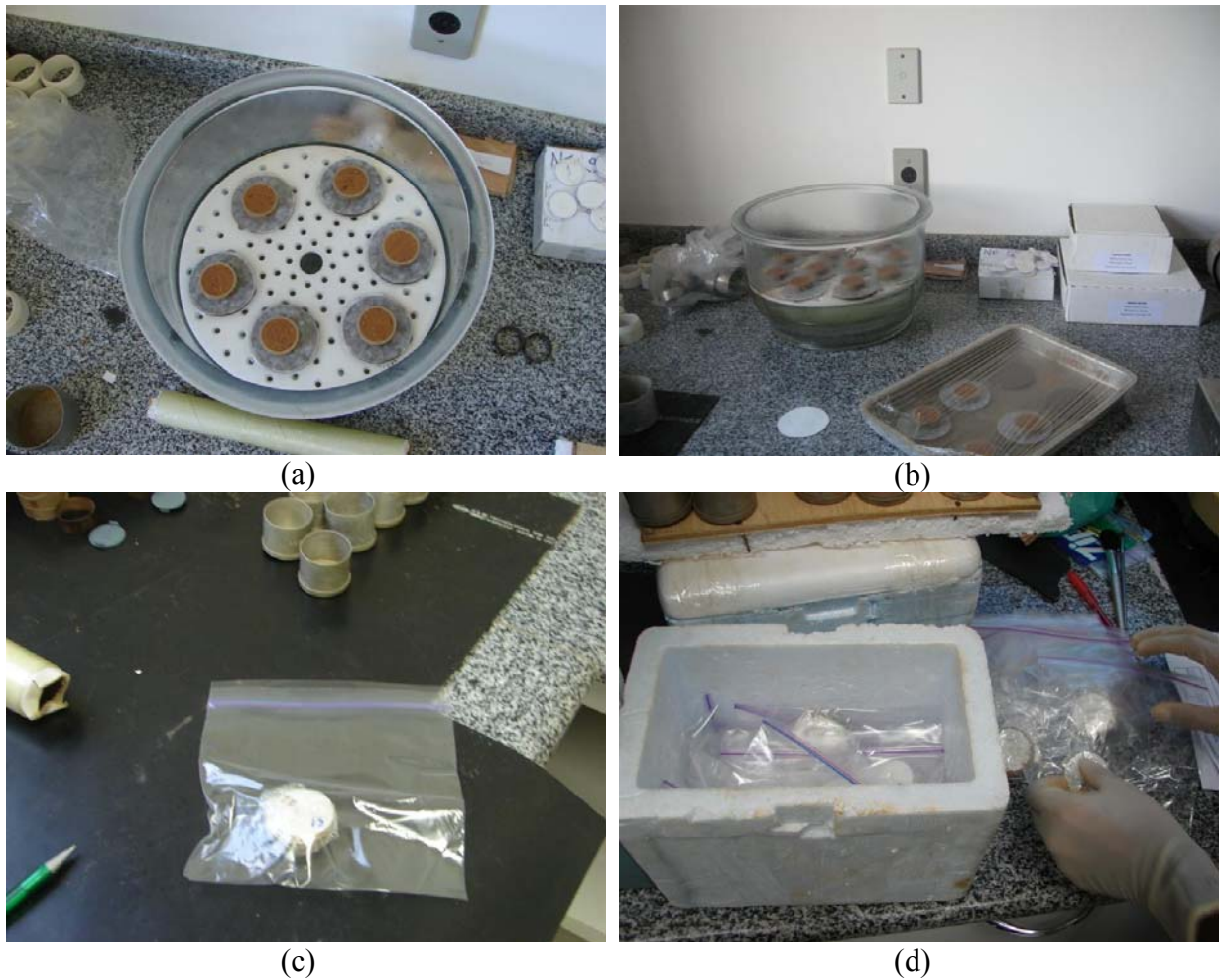


Figura 4. 7 – Saturação dos corpos de prova por ascensão capilar (a) e (b), confinamento das amostras (c) e (d).

Portanto a partir dos pares de sucção obtidos pelo papel filtro e o teor de umidade gravimétrica, obtida em cada corpo de prova são definidos os pontos experimentais da curva de retenção do solo.

4.3.1.4 Instrumentação de Campo

Para a complementação dos estudos geotécnicos dessa pesquisa, foram instalados tensiômetros convencionais na região próxima ao talude analisado a uma profundidade de 1 metro da crista da encosta. O intuito da instalação desses tensiômetros é na avaliação das variações de sucção em campo devido as condições ambientais, sobretudo em relação às precipitações pluviométricas.

A instalação dos tensiômetros obedeceu 2 etapas. A primeira ocorreu em laboratório onde cada tensiômetro foi deixado dentro de uma bacia com água destilada e deairada durante 72 horas com o intuito da saturação da pedra porosa. Após esse período cada tensiômetro teve o seu reservatório interno completado com água destilada e deairada e submetido a uma pressão negativa de 10 kPa por uma bomba de vácuo durante 20 minutos ou até que se interrompa a ascensão de bolhas de ar.

Terminado esse procedimento para a saturação das pedras porosas, os tensiômetros são deixados em local seco e ventilado, até que o vacuômetro registre 50 kPa. Atingido esse valor os tensiômetros são mergulhados em e verifica-se o tempo necessário para que o vacuômetro registre valor nulo. Esse tempo deverá ser inferior a 30 segundos. A segunda etapa compreende a instalação em campo dos tensiômetros, conforme é exibido na Figura 4.8.



Figura 4.8 – Instalação dos tensiômetros no talude do Alto do Bom Viver.

Para instalação é feito um furo de diâmetro inferior ao diâmetro do tubo do tensiômetro, para que haja adequado contato da pedra porosa com o solo. Antes da inserção do tensiômetro no furo coloca-se uma pasta feita com o solo retirado do próprio furo, para melhorar o contato e o equilíbrio entre o tensiômetro e o solo.

Foram realizadas leituras diárias durante o primeiro mês e depois espaçadas a cada 2 dias, sendo que após um evento de precipitação, o intervalo de leitura dos tensiômetros foi diário

por pelo menos 5 dias pós evento. Para subsidiar as informações obtidas pela campanha tensiométrica, foram utilizados as informações de precipitação pluviométrica da estação meteorológica da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia.

4.3.2 Estudos Analíticos

O estudo analítico tem por objetivo reproduzir, da maneira mais realista possível, os fenômenos observados na encosta procurando avaliar as prováveis causas que levaram ao escorregamento de solo, através de simulações numéricas.

As análises foram realizadas para o escorregamento da encosta do Alto do Bom Viver. Os estudos analíticos compreendem a avaliação do regime de pressão de água no solo, obtida através da análise de fluxo bidimensional e a avaliação da estabilidade de taludes, obtida através de análise por equilíbrio limite com acoplamento hidro-mecânico.

4.3.2.1 Análise de Fluxo bidimensional

Problemas de fluxo transiente, em meios porosos não saturados, são resolvidos através de técnicas computacionais. Para esse trabalho utilizou-se a ferramenta computacional SEEP/W (GEOSTUDIO, 2004), que se utiliza do método de elementos finitos para a resolução dos problemas de fluxo bi-dimensionais.

Definiram-se as condições de contorno baseado nas informações obtidas a partir dados de meteorologia sendo o valor de precipitação media obtida através da expressão 4.1.

$$i_1 = \frac{\sum prec.diária}{360} \quad (4.1)$$

Onde:

i_1 → a intensidade média pluviométrica dos 15 dias antes da ruptura (mm/h),

prec.diária → precipitação diária (mm).

Um valor adicional de precipitação crítica foi definida através da expressão 4.2 desenvolvida por Elbachá et al (1992), sendo o tempo dessa chuva crítica estabelecida pela expressão 4.3. Intensidade–Duração – Frequência estabelecida por Matos (2005) para a cidade de Salvador:

$$i_4 = 1873.95 * (AC_4)^{-1.258} \quad (4.2)$$

Onde:

i → a intensidade pluviométrica (mm/h),

AC_4 → precipitação acumulada nos quatro dias anteriores ao evento.

$$i = 1100.95 * \frac{T_R^{0.172}}{[(t * 60) + 25]^{0.755}} \quad (4.3)$$

Onde:

i → Intensidade pluviométrica (mm/h),

Tr → Tempo de recorrência em anos

t → Tempo(hora) de duração da chuva de intensidade i e tempo de recorrência Tr .

Outra situação a ser reproduzida nas análises é a taxa de infiltração de águas residuárias no solo. Essa taxa foi definida a partir do valor médio anual de precipitação antrópica determinada por Assunção (2005) para essa área.

Apartir deste valor pode-se estimar uma taxa de infiltração diária proveniente das águas residuárias de $3,96 \times 10^{-8}$ m/s, que será adicionada a taxa de precipitação pluvial. Por fim,

simulou-se a condição de rompimento da tubulação, impondo-se uma carga de pressão nula e constante na posição da tubulação rompida.

Considerou-se nesse ponto um valor de infiltração igual ao valor da condutividade hidráulica saturada do solo, haja vista que a vazão de água de uma tubulação de água potável é superior a capacidade de campo do solo.

4.3.2.2 Análise de Estabilidade

Para a presente pesquisa definiu-se o método de Bishop Simplificado (1955) para a determinação do fator de segurança. Adotou-se a geometria antes da ruptura. O fator de segurança é calculado para a o centro de rotação adotado na retroanálise conforme sintetizado na Figura 4.9

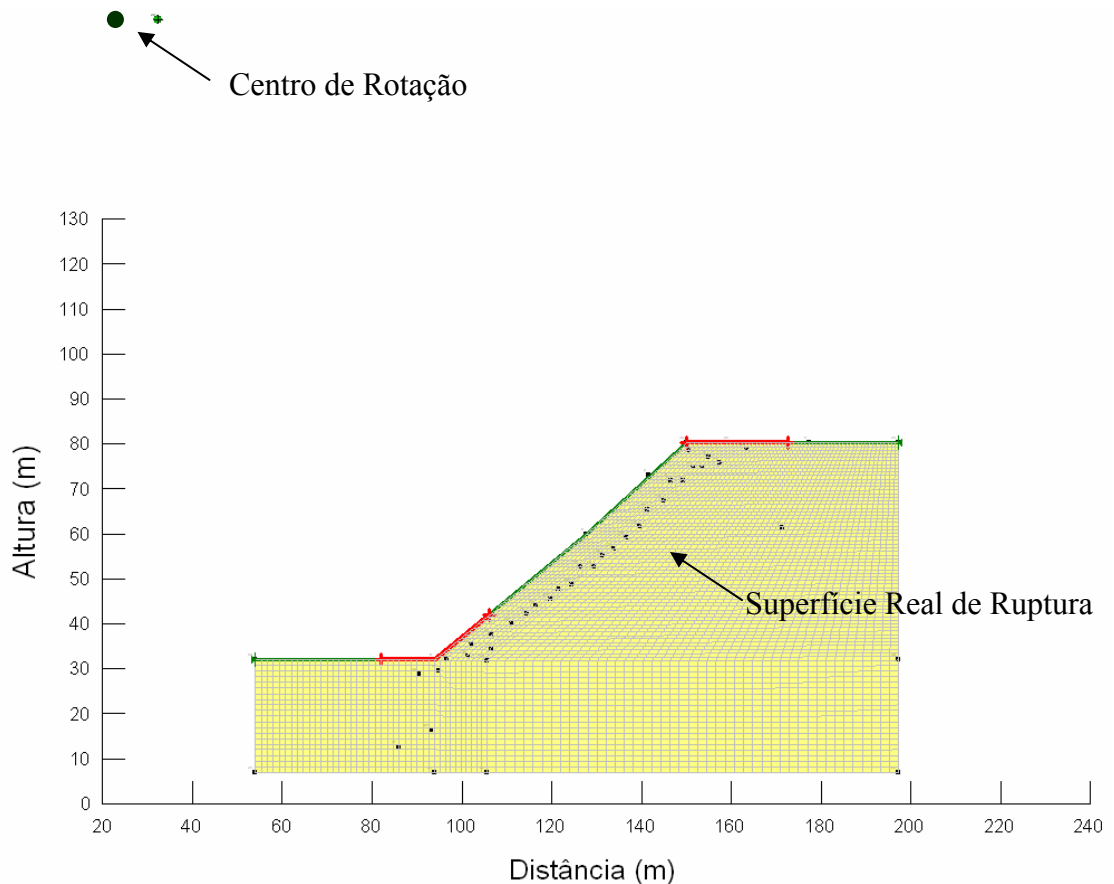


Figura 4.9 – Acoplamento hidro-mecânico da encosta do alto do bom viver.

4.3.2.2.1 Análises Realizadas

Tendo em vista que o mecanismo de instabilização está relacionado com a infiltração de água no solo não saturado, adotou-se para as análises de estabilidade de talude o acoplamento das condições pressão neutra devido ao fluxo de água.

Este acoplamento hidro-mecânico, realizado através da integração da ferramenta numérica SEEP/W (Hidráulica) e o GeoSlope (Mecânica) permite avaliar as condições de estabilidade de taludes para diferentes estágios de tempo e condições de contorno. Dessa maneira as análises de fator de segurança foram realizadas para duas situações distintas.

A primeira situação está relacionada à influência da infiltração da água proveniente da chuva e do descarte humano (precipitação antrópica) com o decorrer do tempo. A segunda situação leva em consideração além dos valores de precipitação (chuva + descarte) a influência de uma tubulação rompida de água potável na região da crista do Talude. As análises foram realizadas em 30 estágios para a primeira situação e em 32 estágios para a segunda condição.

4.3.2.2.2 Parâmetros Adotados

A superfície de ruptura da encosta do Alto do Bom Viver ocorre no horizonte do solo residual maduro, logo se adotará para as análises de estabilidade da encosta, um perfil de solo homogêneo e isotrópico, cujas propriedades são descritas no item 5.3.1.

Para a avaliação da estabilidade de taludes em solos não saturados, o programa contempla o modelo desenvolvido por Fredlund (1978), no qual a resistência ao cisalhamento, tem sua parcela coesiva aumentada linearmente com o aumento da sucção do solo. Esse aumento linear é traduzido pelo parâmetro ϕ^b . Entretanto esse modelo não se apresenta adequado para caracterizar a resistência ao cisalhamento do presente solo, sendo o modelo hiperbólico o mais realista.

Diante desse fato, procedeu-se da seguinte maneira com intuito de adequar a análise a um modelo mais realista visando minimizar os possíveis erros na análise da estabilidade.

- Adota-se o valor de ϕ^b igual ao valor de ϕ' ;
- O valor de coesão adotado para análise é definido pela seguinte expressão 4.4:

$$c = c' + \frac{\psi}{a + b * \psi} \quad (4.4)$$

Onde:

c → coesão aparente do solo;

c' → coesão efetiva do solo;

a, b → Parâmetros de ajuste matemático;

ψ → Sucção do solo;

Os parâmetros a e b são obtidos a partir da proposta de Vilar (2006) e o valor de sucção adotado, corresponde ao valor médio de sucção obtida na região de interesse da análise que se constitui até a profundidade de 6 metros.

CAPÍTULO 05

5. RESULTADOS

Esse capítulo exhibe os resultados referentes às três etapas do trabalho. Inicialmente apresentam-se os resultados referentes ao levantamento das informações pertinentes a cada um dos escorregamentos, sobretudo resultados de ensaios de campo e laboratório, bem com a definição do perfil geológico-geotécnico típico de cada encosta com a localização da superfície de ruptura. Também são apresentados os resultados das retroanálises através das curvas de coesão em função do ângulo de atrito interno e a do fator de segurança versus ângulo de atrito interno. A segunda etapa do trabalho exhibe os resultados das análises tanto em termos de tensão efetiva como em termos de tensões total para a avaliação do mecanismo de ruptura atrelado a cada um dos escorregamentos. A última etapa do trabalho consiste em apresentar os resultados referentes a campanha experimental e as simulações de fluxo e análise de estabilidade realizadas para encosta do Alto do Bom Viver.

5.1 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA NA SUPERFÍCIE DE RUPTURA

Para a simplificação da denominação, doravante passa-se a chamar de encosta 01 ao maciço do Julião, encosta 02 o Alto do Bom Viver, 03 a encosta da Avenida Suburbana, 04 e 05 as encostas do morro do Gavazza e Polêmica respectivamente. Para cada uma dessa encostas são apresentados resultados referente a primeira etapa do trabalho.

5.1.1 Maciço do Julião (Encosta 01)

As informações geométricas referentes ao escorregamento do maciço do Julião foram obtidas do trabalho de Presa e Silva (1978) sendo as informações geotécnicas (ensaio de laboratório) cedidas pelo laboratório de geotecnia da Universidade Federal da Bahia. As informações referentes a esse escorregamento foram divididas em 3 tipos distintos e apresentadas a seguir :

i) Geometria

Na Figura 5.1 é apresentada o perfil típico da encosta do maciço do Julião, cuja característica principal é exibir uma inclinação em relação a horizontal de 49 graus e altura em torno de 40 metros. Seu formato apresenta-se convexo e a superfície de ruptura circular tangencia a superfície da rocha alterada.

O perfil geotécnico obtido através da interpretação das sondagens de simples reconhecimento realizada após a ruptura é mostrado na Figura 5.1. Dessa maneira a encosta possui uma camada pouco espessa de solo de textura silto-arenoso correspondente a um aterro, seguida de uma camada de solo residual de textura silto-argiloso. Abaixo dessa camada de solo ocorre o topo de rocha alterada. Não foi detectado nível de água em nenhum dos furos de sondagens. No local existem dois muros seculares que vieram a tombar com a movimentação do solo.

Considerando a origem do sistema de coordenadas do perfil, na extremidade a direita da Figura 5.1, o centro do círculo crítico que tangencia a superfície de ruptura apresenta coordenadas (0; 44,2) com raio de 57,12 metros

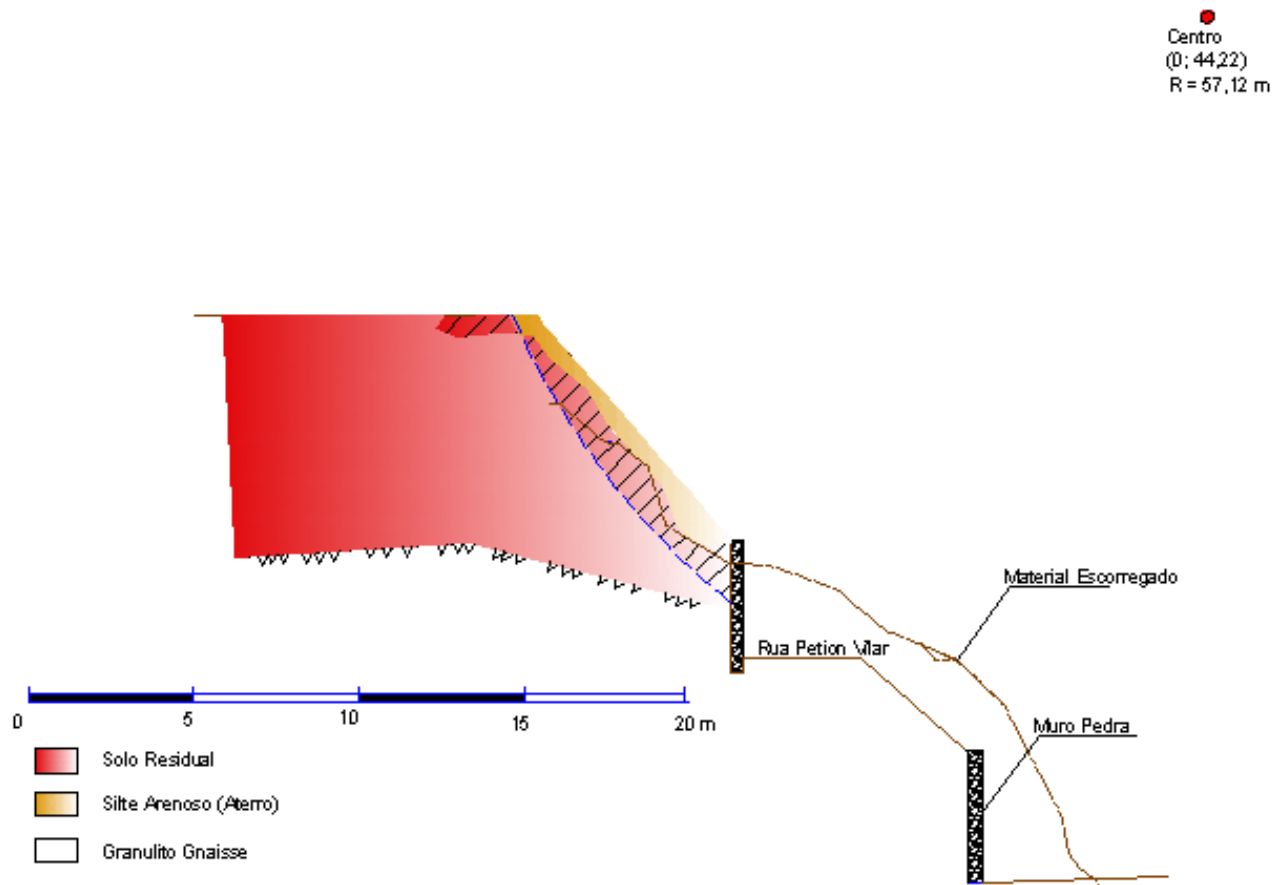


Figura 5.1 – Perfil geotécnico da Encosta do Julião (modificado de PRESA E SILVA,1978)

ii) Caracterização Geotécnica

Os resultados da caracterização granulométrica, foram retirados do trabalho de Presa e Silva (1978) e transcritos na Tabela 5.1. Também é apresentado um resumo dos valores médios dos índices físicos obtidos através dos corpos de prova retirados da amostra indeformada na Tabela 5.2

Tabela 5.1– Caracterização granulométrica das amostras de solo da Encosta 01

Encosta	w _s (%)	w _L (%)	w _p (%)	IP (%)	Pedregulho (%)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
01	-	35	17	18	2	26	28	44

Tabela 5.2 – Índices físicos médios da amostra indeformada da Encosta 01

Encosta	e	γ (kN/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	n (%)	W _{nat} (%)	S _r (campo)	γ _s (kN/m ³)	γ _d (kN/m ³)
01	0,82	16,8	19,0	45,5	23	75,0	26,7	14,7

Os parâmetros de resistência foram determinados através de ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto com diferentes condições de drenagem e grau de saturação das amostras com intuito de caracterizar a resistência ao cisalhamento. Os resultados são apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento para Encosta 01.

Encosta	Tipo de Ensaio	Condição	Parâmetros Mecânicos			
			c(kPa)	Φ(Graus)	c' (kPa)	Φ'(Graus)
01	Cisal.Direto	CU – Natural (S _R =75%)	20	29	-	-
	Cisal.Direto	CU - Inundado	15	27		
	Triaxial	*CD - Saturado			11,3	28,1
	Cisal.Direto	*CD - Natural			41,6	33,2

Nota: Parâmetros médios obtidos em ensaios realizados na cidade de Salvador.

As informações contidas no perfil geotécnico apresentado na Figura 5.1 foram copiladas do trabalho de Presa e Silva (1978).

iii) Retroanálise

A seguir são apresentados os resultados das duas etapas da retroanálise realizada a partir das informações preexistentes. Na Figura 5.2 é exibido o conjunto de parâmetros médios de resistência obtidos na primeira etapa da retroanálise para encosta 01. Também são plotados na Figura 5.2 os resultados resistência ao cisalhamento realizados e descritos na Tabela 5.3.

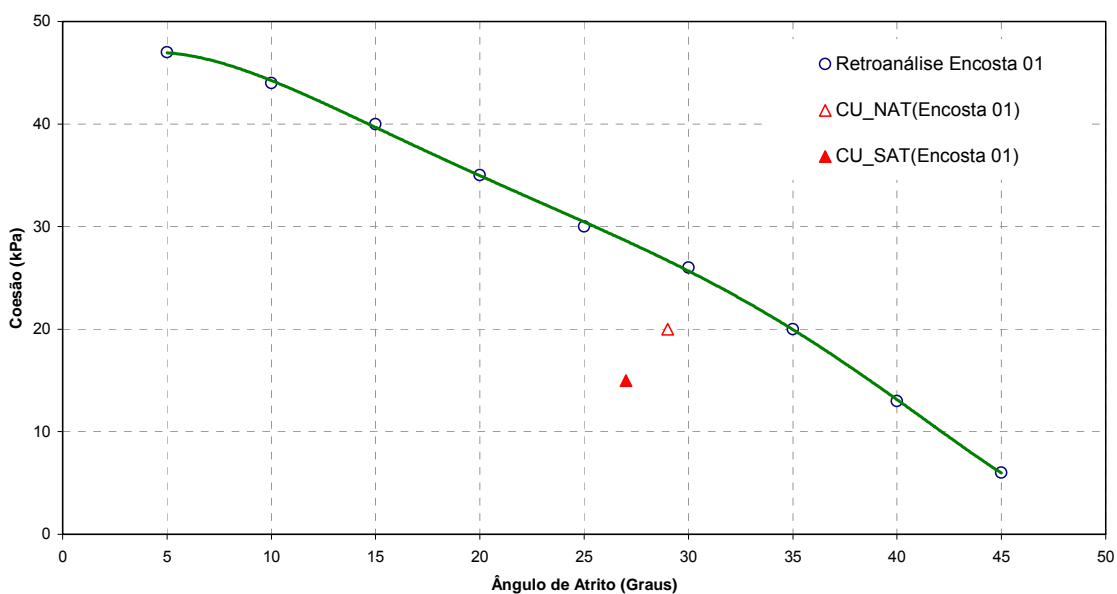


Figura 5.2- Curva coesão em função do ângulo de atrito para a condição de FS=1.0 . (Encosta 01).

Na Figura 5.3 é apresentada a curva de fator de segurança versus ângulo de atrito interno definido na segunda etapa da retroanálise realizada para a encosta 01.

Notar que para condição de fator de segurança igual a um o ângulo de atrito correspondente é 35°. Dessa maneira retornando a Figura 5.2 é definido o valor de coesão de 20 kPa.

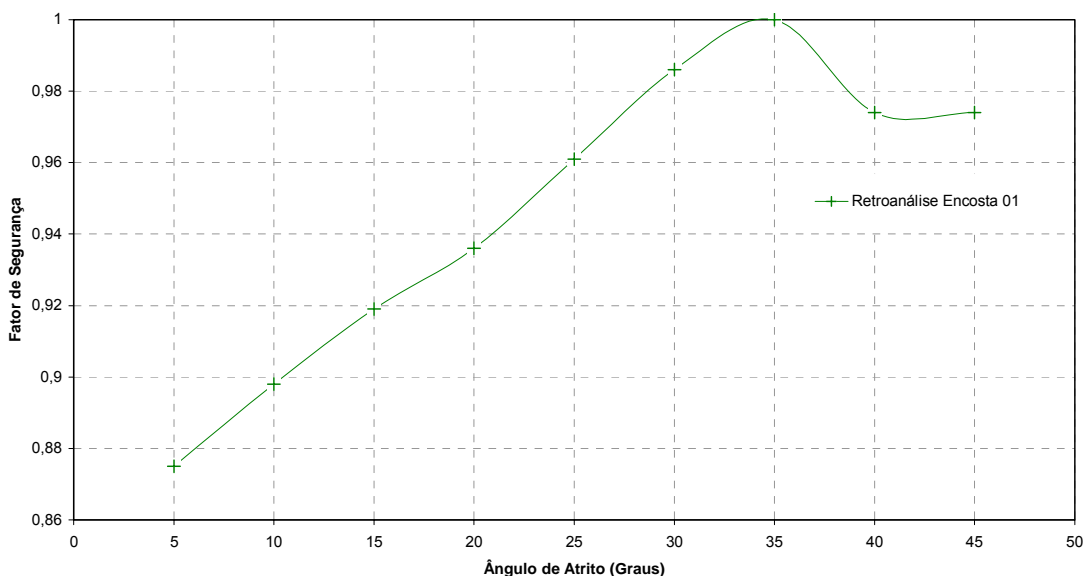


Figura 5.3—Fator de segurança *versus* o ângulo de atrito do solo para a Encosta 01.

5.1.2 Alto do Bom Viver (Encosta 02)

A seguir são apresentados os resultados referentes a encosta 02, localizada na região do Alto do Bom Viver no bairro do lobato.

i) Geometria

A geometria da encosta, apresentada na Figura 5.4 exibe uma inclinação de aproximadamente 40 graus em relação à horizontal e uma altura de 50 metros, com uma espessa capa de solo residual de granulito gnaisse conforme se pode notar no perfil apresentado.

O centro do círculo crítico apresenta coordenadas (22,4; 42,1) quando considera a orisem do sistema de coordenadas na extremidade a esquerda da Figura 5.4 . O raio do círculo de ruptura é 155,20 metros

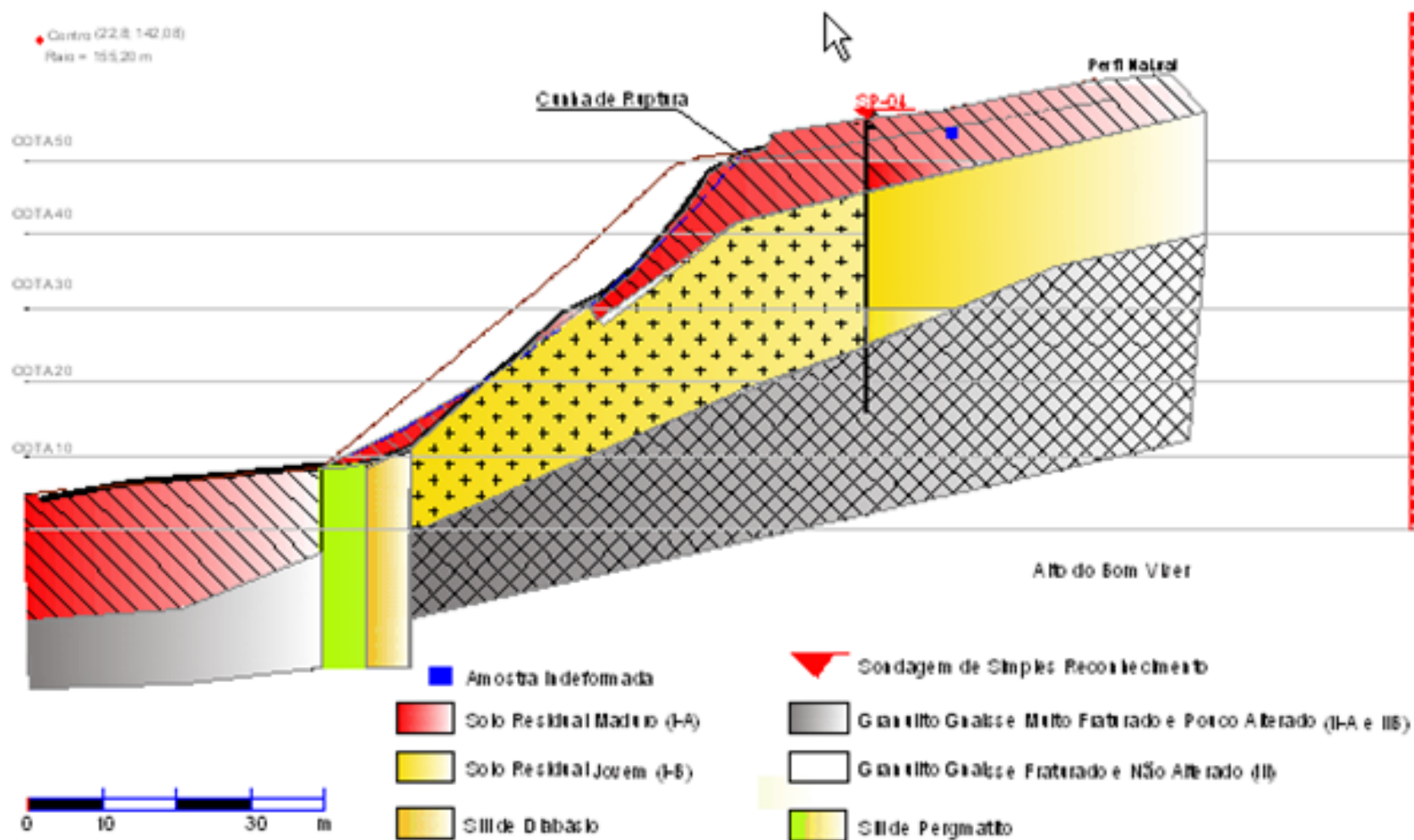


Figura 5.4 – Perfil geotécnico da encosta do Alto do Bom Viver (modificado de SANTOS ET AL,1992)

ii) Caracterização Geotécnica

Na Tabela 5.4 e Tabela 5.5 são apresentados os resultados referentes a caracterização granulométrica e índices físicos médios compilados do relatório RE-79/ 97 (LABGEO; 1997).

Tabela 5.4 - Caracterização granulométrica das amostras de solo da Encosta 02

Encosta	w _S (%)	w _L (%)	w _P (%)	IP (%)	Pedregulho (%)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
02	-	39	28	11	-	17	51	32

Tabela 5.5 – Índices físicos médios da amostra indeformada da Encosta 02

Encosta	e	γ (kN/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	n (%)	W _{nat} (%)	S _r (campo)	γ _s (kN/m ³)	γ _d (kN/m ³)
02	1,04	16,9	18,3	50,9	29,9	77,1	26,7	11,7

A Tabela 5.6 sintetiza os resultados dos ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto para diferentes condições de drenagem e grau de saturação nos corpos de prova, realizados pelo laboratório de Geotecnia da UFBA. (LABGEO, 1997)

Tabela 5.6 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento para encosta 02.

Encosta	Tipo de Ensaio	Condição	Parâmetross			
			c(kPa)	Φ(Graus)	c' (kPa)	Φ'(Graus)
	Triaxial	CU – Natural (S _R =20 %)	41,0	17,9		
	Triaxial	CU - Saturado	29,0	23,3	25,6	24,8
	Cisal.Direto	CD – Saturado			23,7	27,1

Baseado no relatório RE 01/92 (CEPED,1992) é exibido na Figura 5.5 o perfil típico, onde também se encontram os valores de N-SPT obtidos em diferentes sondagens de simples reconhecimento. As sondagens foram realizadas dois dias após a ruptura da encosta. Notar a inexistência de nível de água nas sondagens realizadas.

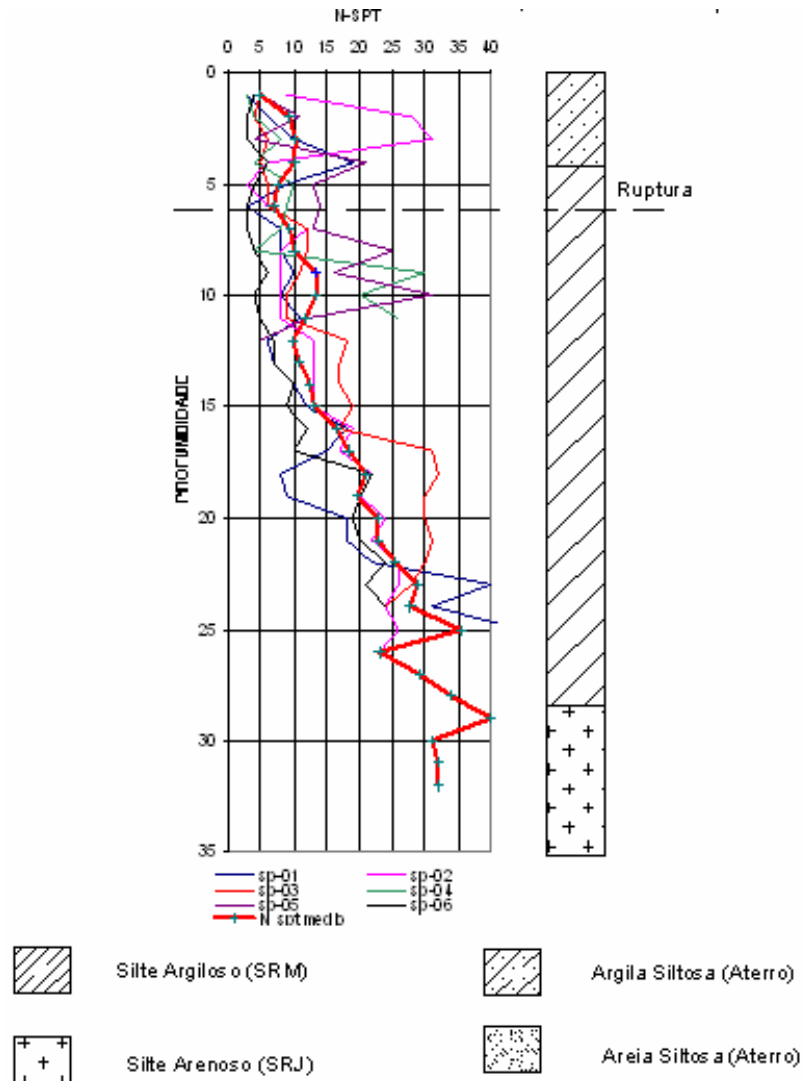


Figura 5.5– Perfil típico da encosta do Alto do Bom Viver, com valores de N-SPT

O perfil de intemperismo da encosta 02 baseado na notação de Deere e Patton (1971) caracteriza-se por uma primeira camada como a referente ao solo residual maduro, denominada de horizonte IA. Esse horizonte apresenta espessura inferior a 10 metros. Após essa camada, ocorre o horizonte IB que corresponde ao horizonte do solo residual jovem, cujas características são herdadas da rocha intemperizada. A seguir no perfil de alteração se apresenta o horizonte IC, também denominado de saprolito. Esse horizonte se encontra a profundidade elevada, na ordem de 20 metros. Abaixo dessas camadas seguem o horizontes II

e III, denominados de horizonte de rocha alterada e rocha sã, respectivamente, completando o perfil de alteração dessa encosta.

Com relação à textura de solo dos horizontes IA e IB, tem-se um solo com textura argilo siltoso, provavelmente um aterro com elevada variação de N-SPT, seguido por uma camada de silte argiloso com a profundidade de nove metros e N-SPT variando de 3 a 19 golpes. Na região pela qual se passa a superfície de ruptura, o valor de N-SPT se encontra em torno de 6 golpes. A partir de 9 metros ocorre uma camada de espessura média de 7 metros de argila siltosa vermelha com N-SPT médio de 10 golpes.

Além da realização de sondagens de simples reconhecimento, foram realizados ensaios de infiltração para determinação do coeficiente de condutividade hidráulica saturada com carga constante, em diversos pontos do talude em um furo de 10 cm de diâmetro, com profundidades diferentes.

Os ensaios de permeabilidade *in situ* foram realizados na parte superior da encosta (crista) e na região intermediária, nas proximidades da cunha de ruptura. Os resultados referentes a esse ensaio são apresentados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7– Resultados do ensaio de permeabilidade de carga constante ‘‘*in situ*’’

Furo	Cota da Boca	Trecho (m)	Textura do Solo	Condutividade Hidráulica Saturada $k_s(m/s)^*$
FP -01	55,91	0-2,0	Argila Siltosa	$6,2 \times 10^{-7}$
FP -01	55,91	2,0-5,0	Argila Siltosa	$1,4 \times 10^{-5}$
FP-02	52,00	0-2,0	Argila Arenosa	$2,5 \times 10^{-6}$
FP-03	44,20	0-2,0	Argila Siltosa	$1,2 \times 10^{-7}$
FP-04	44,32	3-3,7	Rocha Alterada (SRJ)	$1,6 \times 10^{-6}$
FP-05	38,56	0-2,0	Argila Siltosa	$5,0 \times 10^{-6}$

*Nota: Valor médio de permeabilidade

Pelos resultados apresentados na Tabela 5.7, sobretudo nos resultados do Furos FP-01 entende-se que a permeabilidade do solo aumenta com a profundidade, o que corroborar para que as infiltrações de água ocorram na direção vertical. .

Por fim foram utilizados trados helicoidais para amostragem do solo na região da encosta, 2 dias após a ruptura, com intuito de avaliar a textura do solo e o teor de umidade encontrada em campo. Na Tabela 5.8 são apresentados os resultados dessa campanha de sondagens, juntamente com o valor de sucção, inferido a partir da curva de retenção do solo, realizada para esse trabalho e mostrada adiante na Figura 5.40.

Tabela 5.8 – Resultado das sondagens a trado realizado na Encosta 02.

Sondagem	Local	Prof. (m)	Data	Teor de Umid. Gravimétrico (%)	Teor de Umid. Volumétrico* (cm ³ / cm ³)	Sucção** (kPa)
FT-01	Crista do Talude	2.0	05/04/92	23,8	0,278	162,88
FT-02	Crista do Talude	3.0	05/04/92	32,2	0,377	40,74
FT-03	Crista do Talude	3.0	05/04/92	26,9	0,315	95,10
FT-06a	Massa Rompida	1,5	03/04/92	40,1	0,469	5,543

Nota: Valor obtido a partir da relação de $\theta=w\rho_d$ e supondo que não ocorram variações volumétricas por secagem ou umedecimento.

**Nota: Sucção estimada a partir da curva de retenção.

iii) Retroanálise

A seguir são exibidos os resultados referentes as duas etapas da retroanálise realizada para a ruptura da encosta do Alto do Bom Viver.

Na Figura 5.6 é apresentada à curva de coesão em função do ângulo de atrito que representa os pares de valores médios dos parâmetros de resistência possíveis na superfície de ruptura da encosta 02. Também são exibidos os valores obtidos pelos ensaios de resistência ao cisalhamento para condição saturada e não saturada.

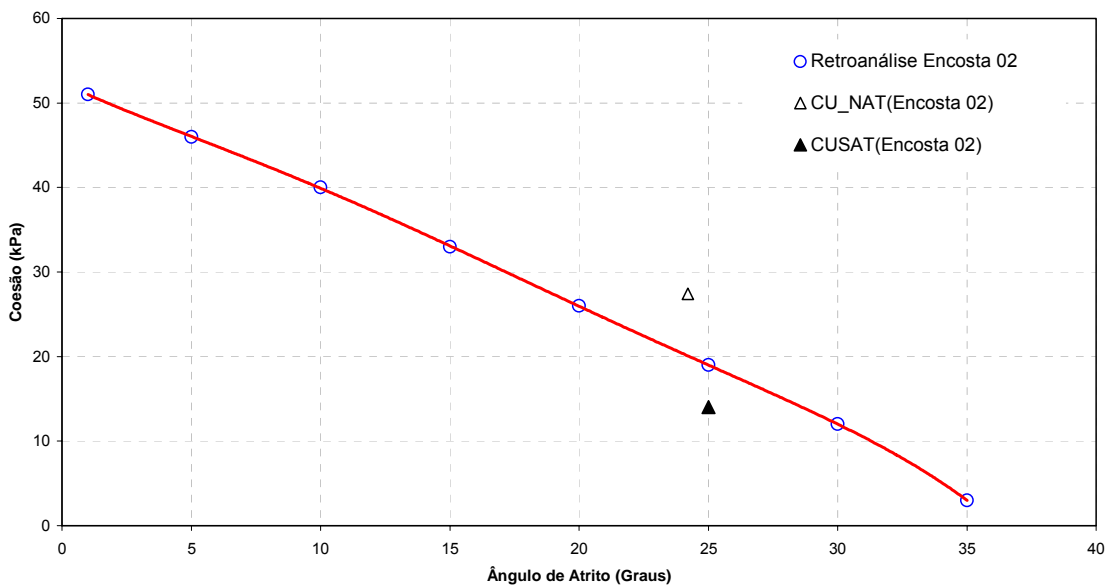


Figura 5.6 – Curva coesão em função do ângulo de atrito para a condição de FS=1.0 (Encosta 02).

Na Figura 5.7 é apresentada a curva de fator de segurança versus ângulo de atrito interno. Baseado nessa curva, verifica-se um valor de ângulo de atrito próximo a 30° para a condição de pico (fator de segurança $\approx 1,0$).

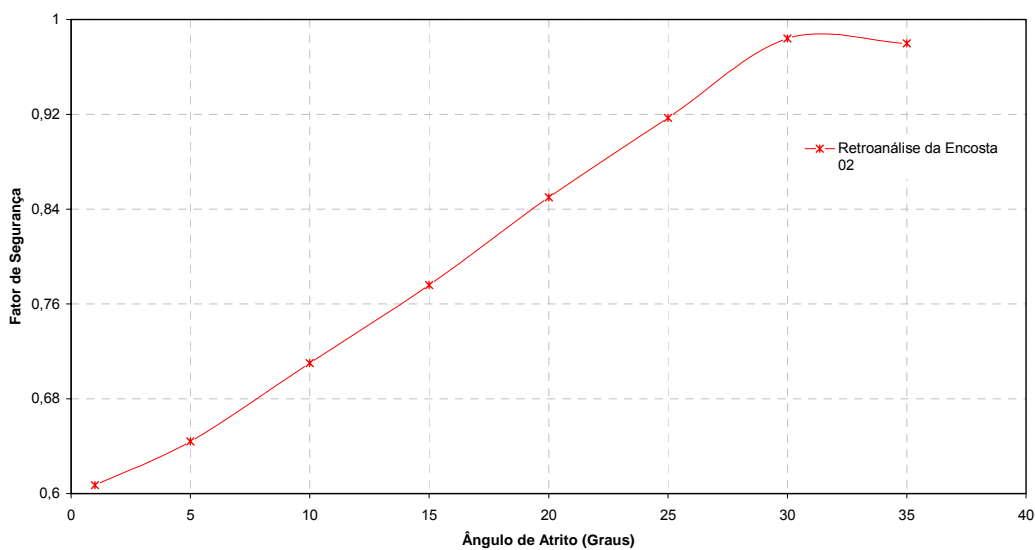


Figura 5.7 - Fator de Segurança *versus* o ângulo de atrito do solo para a Encosta 02.

Definido o valor do ângulo de atrito interno e retornando a Figura 5.6 determina-se o valor de coesão correspondente ao par, como sendo de 12 kPa.

5.1.3 Avenida Suburbana (Encosta 03)

Os resultados referentes a ruptura da encosta da Avenida Suburbana na região do bairro do Lobato, subúrbio ferroviário de Salvador são apresentados a seguir. Os ensaios de laboratório foram realizados pelo Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal da Bahia (LABGEO, 2001). Os resultados das sondagens de simples reconhecimento e o levantamento topográfico, foram cedidos pela Geotecnia para esse trabalho.

i) Geometria

Na Figura 5.8 mostra-se a seção do escorregamento da Avenida suburbana. A encosta da apresentava uma inclinação média de 53 graus e uma altura de 30 metros, entretanto a região da ruptura se localizava no primeiro patamar da encosta, cuja altura era de 20 metros conforme se pode visualizar na Figura 3.14 apresentada anteriormente.

Foram realizados 8 sondagens de simples reconhecimento com medida de N-SPT e retirada de uma amostra indeformada na parte superior da encosta para realização de ensaios de caracterização granulométrica e definição de parâmetros de resistência ao cisalhamento através de ensaios de cisalhamento direto. A amostra foi retirada com profundidade de entorno de 1 metro.

O centro do círculo crítico foi definido baseado na metodologia exibida no item 4.2.1. O centro apresenta coordenadas (0; 104,93) desde que se considere a origem do sistema de coordenadas na extremidade esquerda da Figura 5.3. O raio do círculo crítico é 122,38 metros.

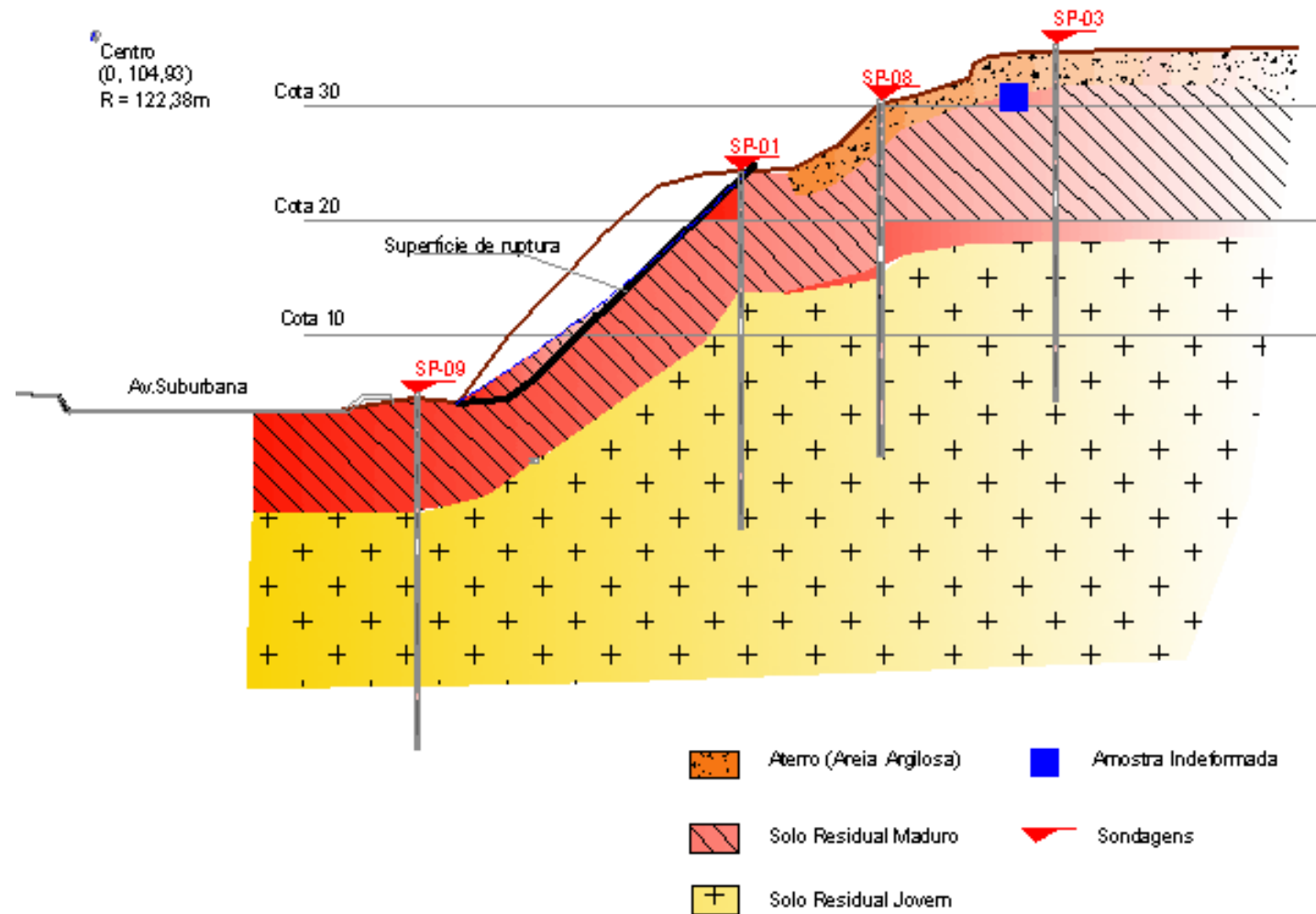


Figura 5.8 – Perfil geotécnico da Avenida Suburbana.

ii) Caracterização Geotécnica

Os resultados da caracterização granulométrica da amostra indeformada retirada em campo é apresentado na Tabela 5.9. Também é exibido na Tabela 5.10 um resumo dos valores médios dos índices físicos obtidos através dos corpos de prova retirados da amostra indeformada. Todos os resultados foram compilados do relatório RE 60/99 (LABGEO, 1999).

Tabela 5.9 – Caracterização granulométrica das amostras de solo da Encosta 03.

Encosta	w _C (%)	w _L (%)	w _P (%)	IP (%)	Pedregulho (%)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
03	-	45	28	17	5	25	25	45

Tabela 5.10– Índices físicos médios da amostra indeformada de solo da Encosta 03

Encosta	e	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	n (%)	W _{nat} (%)	S _r (campo)	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
03	0,91	16,8	18,6	47,6	19,5	57,0	26,4	13,9

Em relação às características de resistência, apresentam-se na Tabela 5.11 os resultados obtidos para diferentes condições de grau de saturação e condições de drenagem do ensaio.

Tabela 5.11 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento para cada Encosta.

Encosta	Tipo de Ensaio	Condição	Parâmetros			
			c(kPa)	Φ (Graus)	c'(kPa)	Φ' (Graus)
03	Cisal.Direto	CU – Inundado	6,55	31,6	-	-
	Triaxial	CD - Saturado	-	-	12,5	26,8

Na Figura 5.9 é ilustrado o perfil típico obtido de sondagens de simples reconhecimento com as informações de N-SPT obtidos do relatório RE01/ 99 (GEOTECNIQUE, 1999).

A encosta apresenta uma camada inicial de aterro de espessura em torno de 1 metro com textura argilosa. Após essa camada encontra-se solo residual maduro com textura silto-argiloso e N-SPT médio de 10 golpes, seguida de uma camada de solo residual jovem com

textura silto-arenosa e N-SPT médio de superior a 30 golpes. As sondagens foram realizadas até a profundidade de 25 metros e não foi encontrado nenhum registro de presença de água. Na região que passa a superfície de ruptura, o valor de N-SPT médio é de sete golpes.

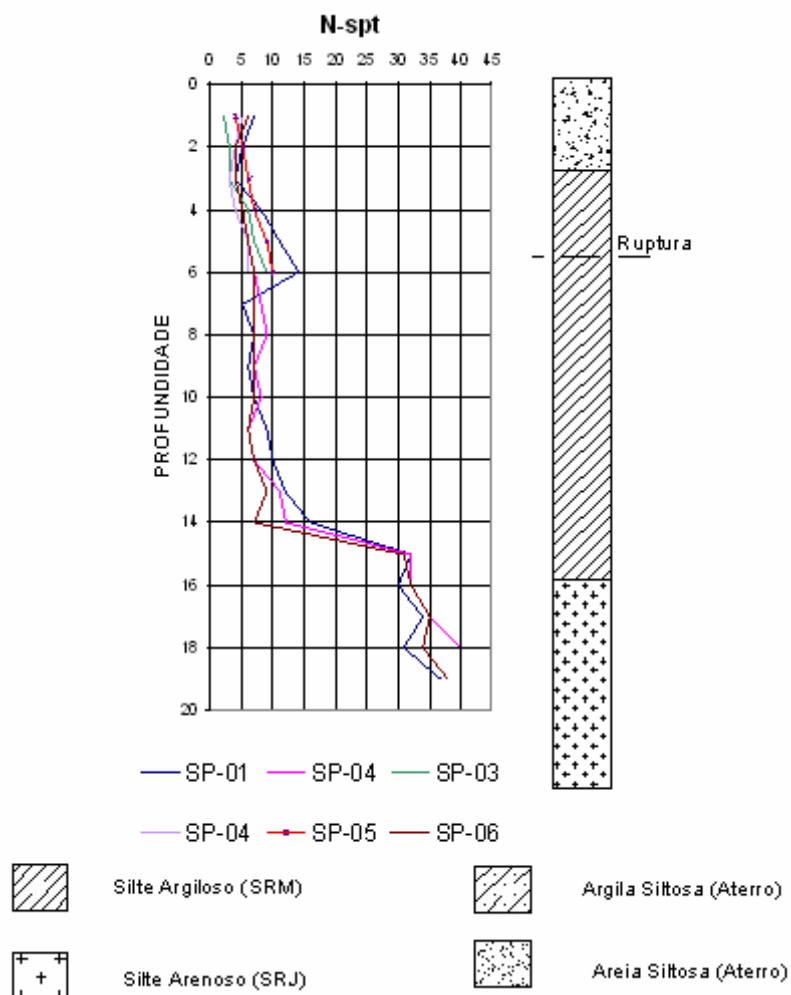


Figura 5.9– Perfil típico da encosta da Avenida Suburbana, com valores de N-SPT

iii) Retroanálise

A Figura 5.10 sintetiza os pares de valores de coesão e ângulo de atrito obtidos na primeira etapa da retroanálise, bem como os parâmetros de resistência obtidos dos ensaios CUSat.

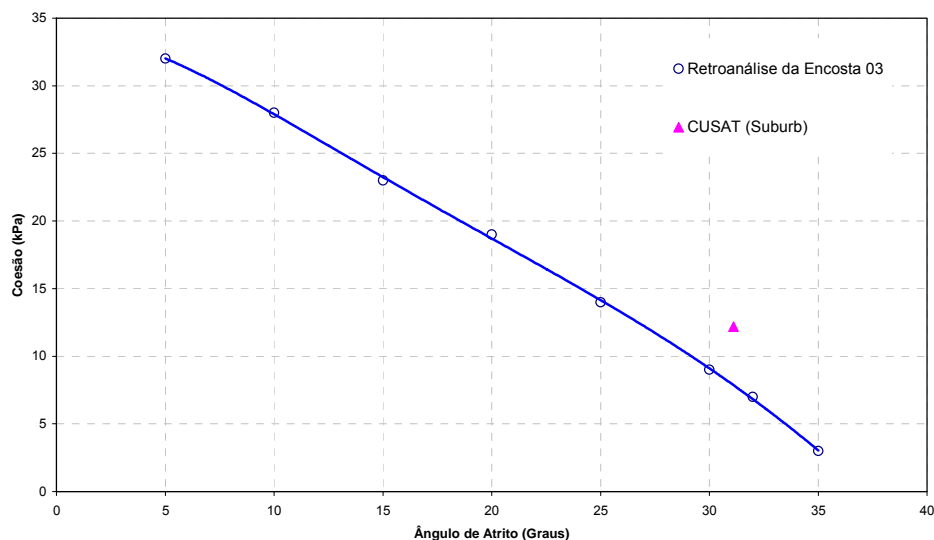


Figura 5.10 - Curva coesão em função do ângulo de atrito para a condição de FS=1.0 (Encosta 03).

Seguida a metodologia adotada neste trabalho, tem-se na Figura 5.11, o cálculo do fator de segurança para os diferentes pares de coesão e ângulo de atrito da Figura 5.10. Para o fator de segurança unitário, tem-se o valor de ângulo de atrito interno para a superfície de ruptura de 32° e coesão igual sete kPa.

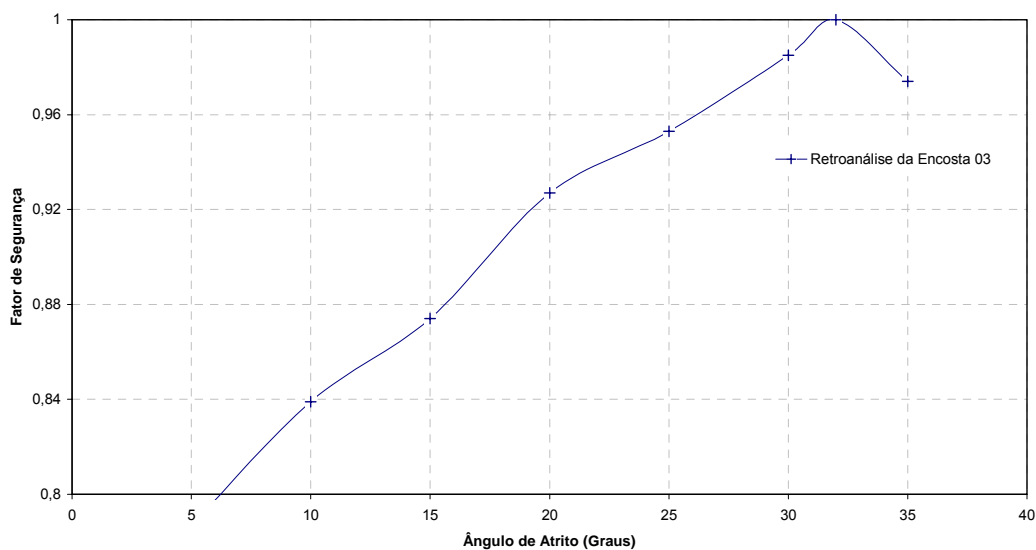


Figura 5.11 – Fator de segurança *versus* o ângulo de atrito do solo para a Encosta 03.

5.1.4 Morro do Gavazza (Encosta 04)

As informações referentes ao levantamento plani-altimétrico e sondagens de simples reconhecimento pertinentes a esse escorregamento foram cedidos pela superintendência de conservação urbana da cidade de Salvador (SURCAP), enquanto que os resultados de ensaios de caracterização granulométrica e resistência foram cedidos pelo laboratório de geotecnia da Universidade Federal da Bahia.

i) Geometria

A encosta do morro do Gavazza apresenta inclinação em torno de 70 graus, com altura de 20 metros, conforme se ilustra na Figura 5.12. A encosta fica localizada atrás de um edifício de quatro pavimentos, sendo na parte superior habitado por um conjunto de casas.

A superfície de ruptura apresentou formato de uma cunha rasa, com profundidade média de cinco metros tendo a parte superior do talude, sem contanto atingir a base do talude, como nos casos anteriores. A cunha atingiu o horizonte de solo residual maduro conforme se pode notar pelo perfil geotécnico exibido na Figura 5.12

O centro da superfície de ruptura apresenta coordenadas (15,76; 24,10) considerando a origem do sistema de coordenadas na extremidade esquerda da Figura 5.12. O raio do círculo apresenta valor igual a 23,48 metros.

Foram realizados 4 sondagens de simples reconhecimento com medida de N-SPT com os resultados sintetizados na Figura 5.12 e Figura 5.13. O perfil geotécnico revela uma camada de espessura de quinze metros de solo residual maduro, com textura silto-argiloso. Após essa camada, apresenta-se um solo de textura silto-arenosa, provavelmente correspondente a camada de solo residual jovem, não sendo detectado nível de água nas sondagens.

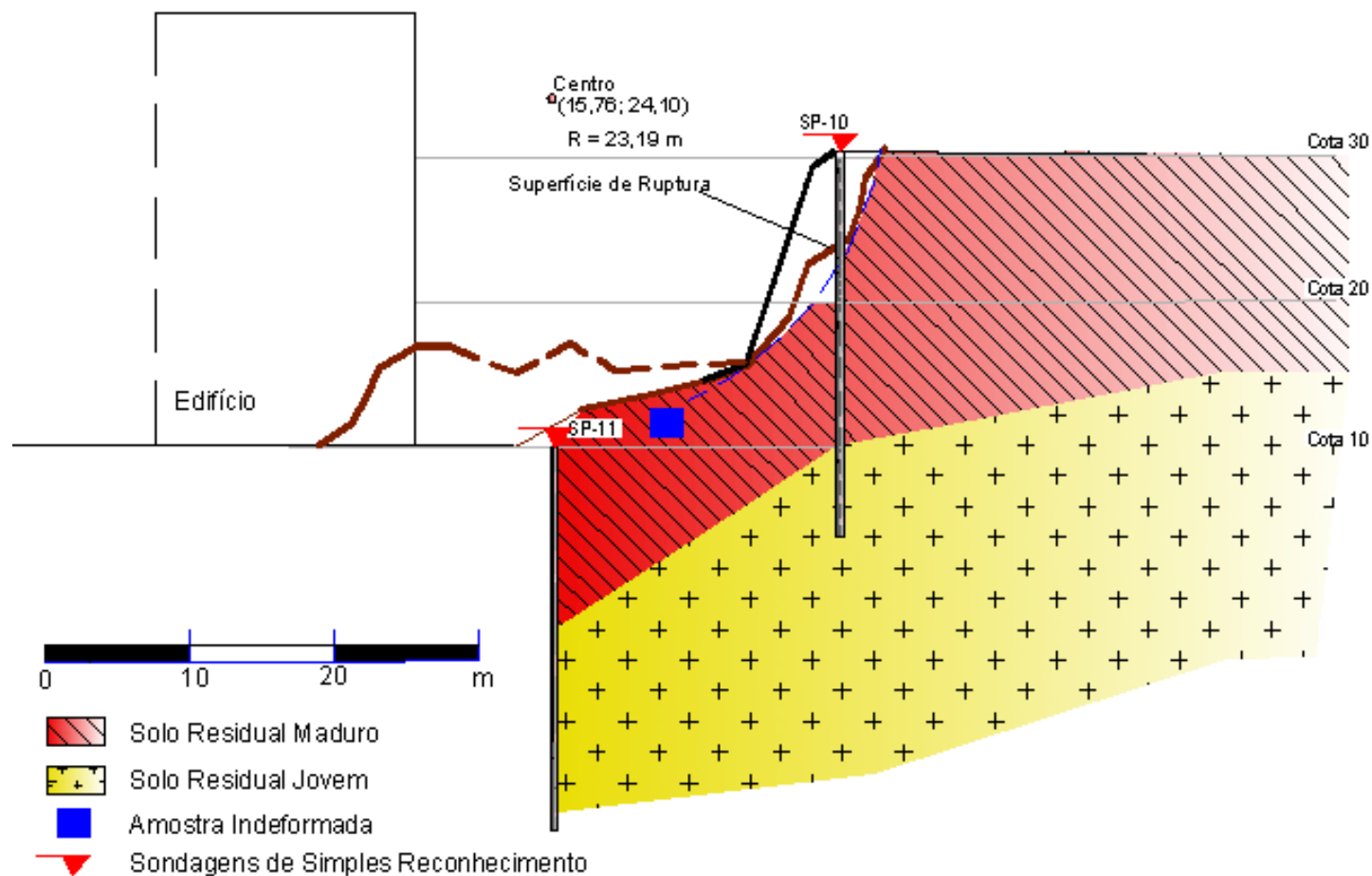


Figura 5.12-Perfil geotécnico da encosta do morro do Gavazza.

ii) Caracterização Geotécnica

Os resultados da caracterização granulométrica e os índices físicos da amostra indeformada retirada a um metro de profundidade são apresentados na Tabela 5.12 e Tabela 5.13 respectivamente. Os resultados foram compilados do relatório RE 24/98 (LABGEO, 1998).

Tabela 5.12 – Caracterização granulométrica das amostras de solo da Encosta 04

Encosta	w _S (%)	w _L (%)	w _P (%)	IP (%)	Pedregulho (%)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
-	39	50	11	-	-	51	17	32

Tabela 5.13 – Índices físicos médios da amostras indeformada de solo da Encosta 04

Encosta	e	γ (kN/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	n (%)	W _{nat} (%)	S _r (campo)	γ _s (kN/m ³)	γ _d (kN/m ³)
04	1,04	16,9	18,0	51,0	29,9	77,71	26,5	

Os resultados dos ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento são apresentados na Tabela 5.14 compilados do relatório RE 24/98 (LABGEO, 1998).

Tabela 5.14 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento para Encosta 04

Encosta	Tipo de Ensaio	Condição	Parâmetros Mecânicos			
			c(kPa)	Φ(Graus)	c' (kPa)	Φ'(Graus)
04	Triaxial	CD-Natural (S _r = 73,5%)			41,2	23,9
	Triaxial	CD - Saturado			0,3	25,2
	Triaxial	CU – Saturado	14,7	24,3		
	Triaxial	CU-Natural (S _r = 73,5%)	46,1	19,9		

Na Figura 5.13 é possível avaliar a distribuição dos valores de N-SPT além do perfil geotécnico.

O perfil geotécnico da encosta do Gavazza apresenta se composto de uma camada de solo residual silto argiloso com N-SPT variando da faixa de 5 a 15 golpes. Após essa camada

apresenta-se um horizonte de maior resistência, com textura areno siltoso, cujo valor de N-SPT apresenta-se na ordem de 15 a 35 golpes.

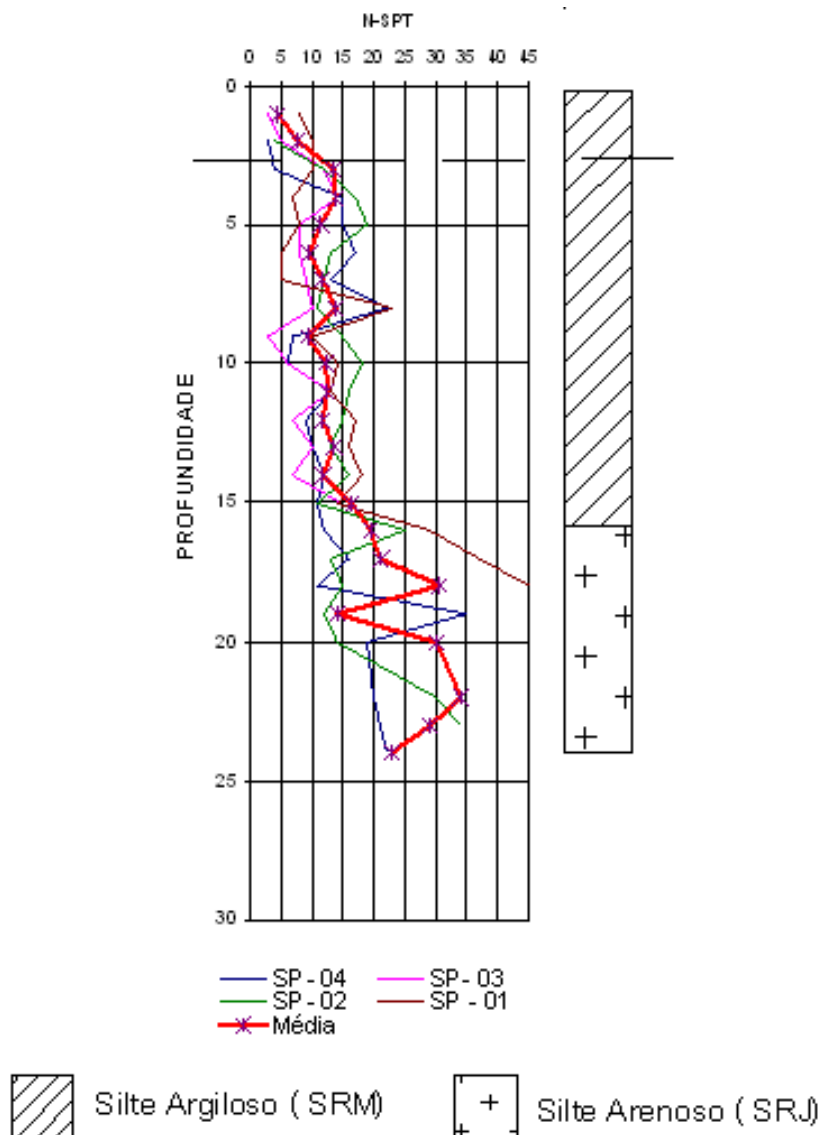


Figura 5.13 – Perfil típico da encosta do morro do Gavazza, com valores de N-SPT

iii) Retroanálise

Na Figura 5.14 é apresentada a curva de coesão em função do ângulo de atrito interno para o escorregamento do morro do Gavazza. Essa Figura inclui também os resultados de resistência ao cisalhamento, descritos na Tabela 5.14.

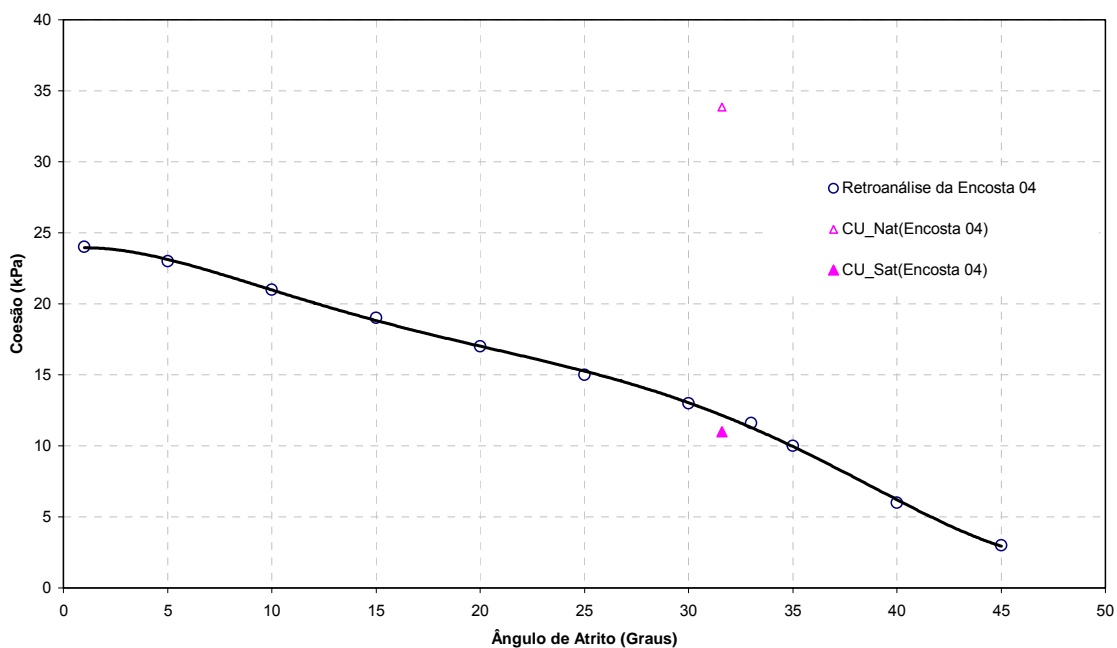


Figura 5.14 - Curva coesão em função do ângulo de atrito para a condição de FS=1.0 (Encosta 04).

Seguida a metodologia adotada neste trabalho, tem-se na Figura 5.15, o cálculo do fator de segurança para os diferentes pares de coesão e ângulo de atrito da Figura 5.14. Para o fator de segurança unitário, tem-se o valor de ângulo de atrito interno para a superfície de ruptura de 33° e coesão igual 11,3 kPa.

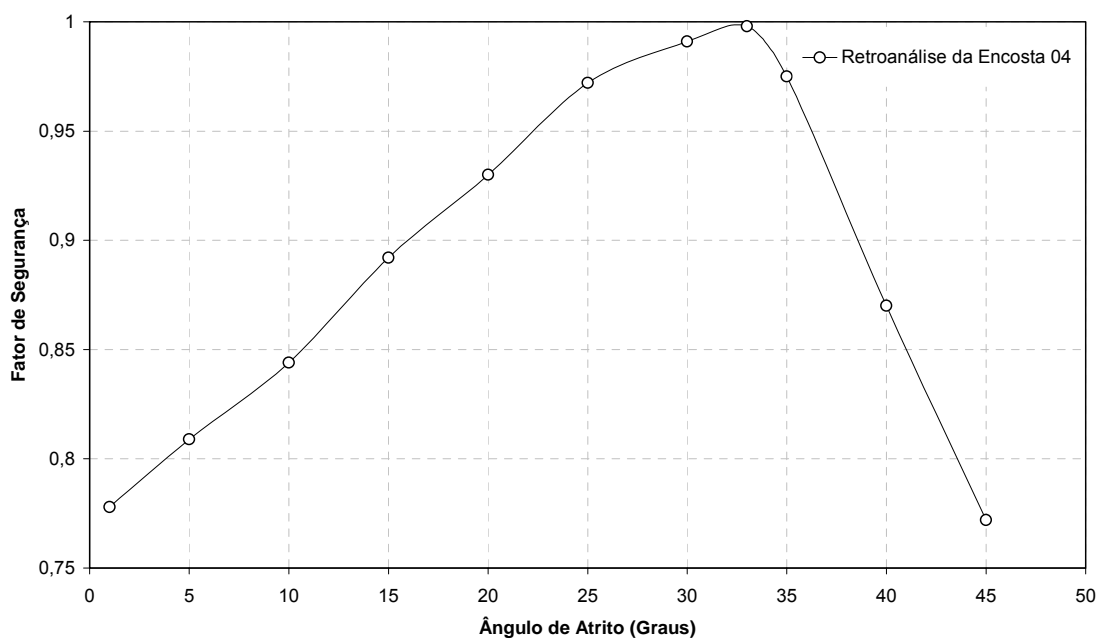


Figura 5.15 – Fator de segurança *versus* o ângulo de atrito do solo para a Encosta 04.

5.1.5 Morro da Polêmica (Encosta 05)

As informações referentes às características geométricas da encosta da Polêmica e da sua ruptura são apresentadas na Figura 5.16. Também são apresentados os resultados de ensaios de resistência ao cisalhamento e caracterização física (análise granulométrica conjunta, limites de Atterberg, índices físicos) realizados pelo Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal da Bahia e cedidos para esse trabalho, juntamente com os resultados referentes às sondagens de simples reconhecimento que serviram de subsídio para o desenvolvimento do perfil geológico-geotécnico típico.

i) Geometria

O perfil da encosta exibida na Figura 5.16 tinha cerca de quinze metros de altura e inclinação de quarenta e seis graus. Foram realizados 4 sondagens de simples reconhecimento com medida de N-SPT e profundidade média de 12 metros. As sondagens revelam que o perfil de solo é composto de um solo de textura silto-argiloso, não se tendo detectado a presença de água até o limite das sondagens. Também foi retirada uma amostra indeformada na parte superior da encosta para realização de ensaios para caracterização granulométrica e realização de ensaios de cisalhamento direto para definição da coesão e ângulo de atrito.

Considerando a origem das coordenadas na extremidade a esquerda da Figura 5.16 os valores das coordenadas do centro do círculo crítico definido para a retroanálise foi definido com (0; 21,14) sendo o raio do círculo crítico igual a 23,16 metros.

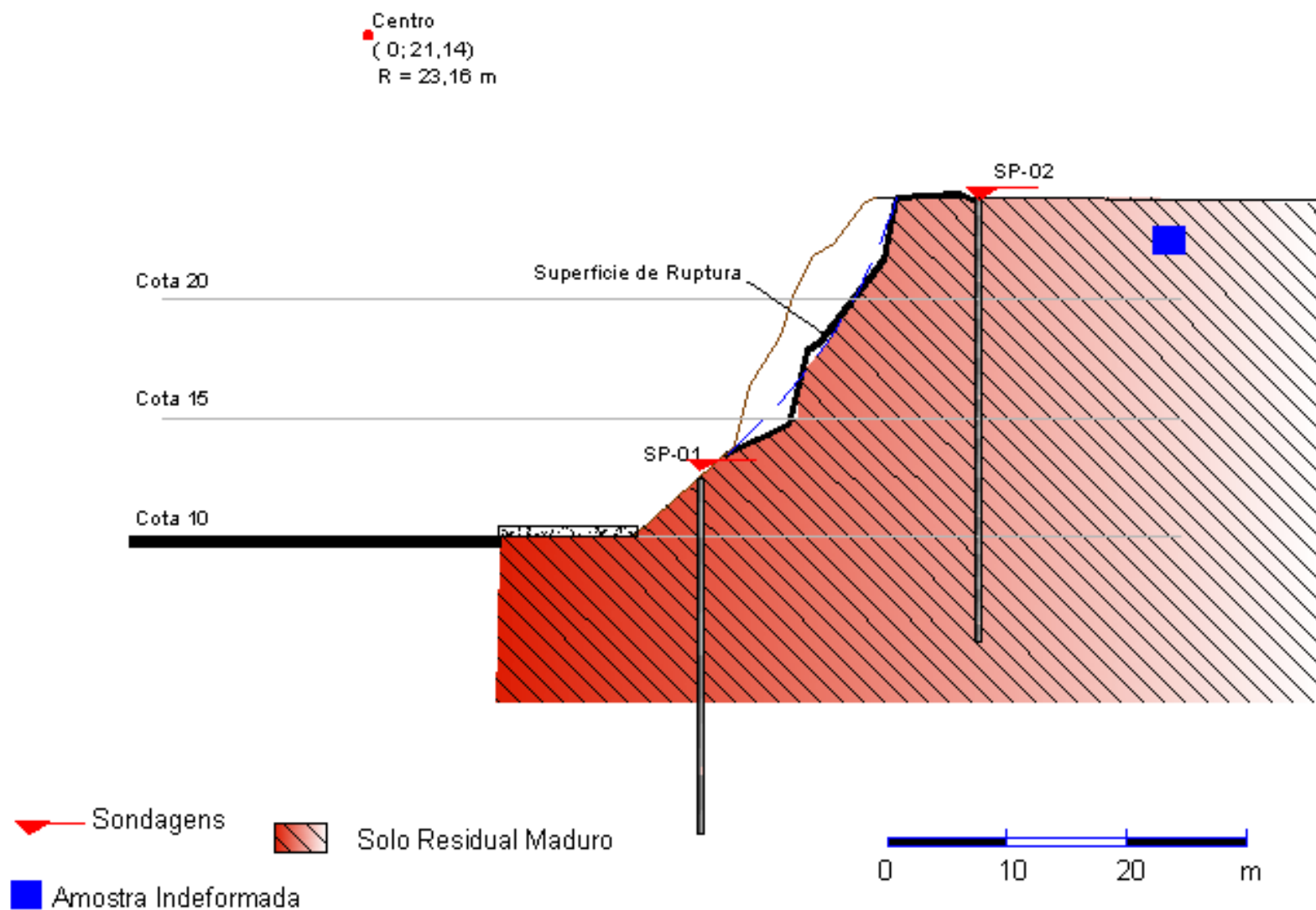


Figura 5.16- Perfil geotécnico da encosta da Polêmica

ii) Características Geotécnicas

Os resultados referentes a caracterização e índices físicos são apresentados nas Tabela 5.15. e Tabela 5.16 respectivamente. Esse resultados foram compilados do relatório RE 37/ 05 (LABGEO, 2005).

Tabela 5.15 – Caracterização da amostra de solo da Encosta 05

Encosta	w _s (%)	w _L (%)	w _p (%)	IP (%)	Pedregulho (%)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
05		65	35	30	2	35	26	37

Tabela 5.16 – Índices físicos médios da amostra de solo da Encosta 05.

Encosta	e	γ (kN/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	n (%)	W _{nat} (%)	S _r (campo)	γ _s (kN/m ³)	γ _d (kN/m ³)
05	1,13	16,5	18,7	53,3	30,3	77,53	26,9	

Quanto às características de resistência ao cisalhamento, na Tabela 5.17 é exibida um resumo dos resultados obtidos dos ensaios realizados na amostra retirada da encosta da Polêmica, para diferentes condições de saturação e drenagem.

Tabela 5.17– Parâmetros de resistência ao cisalhamento para Encosta 05.

Encosta	Tipo de Ensaio	Condição	Parâmetros Mecânicos			
			c(kPa)	Φ(Graus)	c' (kPa)	Φ'(Graus)
05	Cisal.Direto	CD-Natural (S _r = 66,6%)			27,4	38,6
	Cisal.Direto	CD-Saturado			12,2	33,4
	Cisal.Direto	CU - Inundado	12,5	33,8		
	Cisal.Direto	CU-Natural (S _r = 73,5%)	27,5	35,6		

Os valores de N-SPT ao longo do perfil encontra-se na Figura 5.17, podendo-se observar que na região da superfície de ruptura o valor médio é de doze golpes.

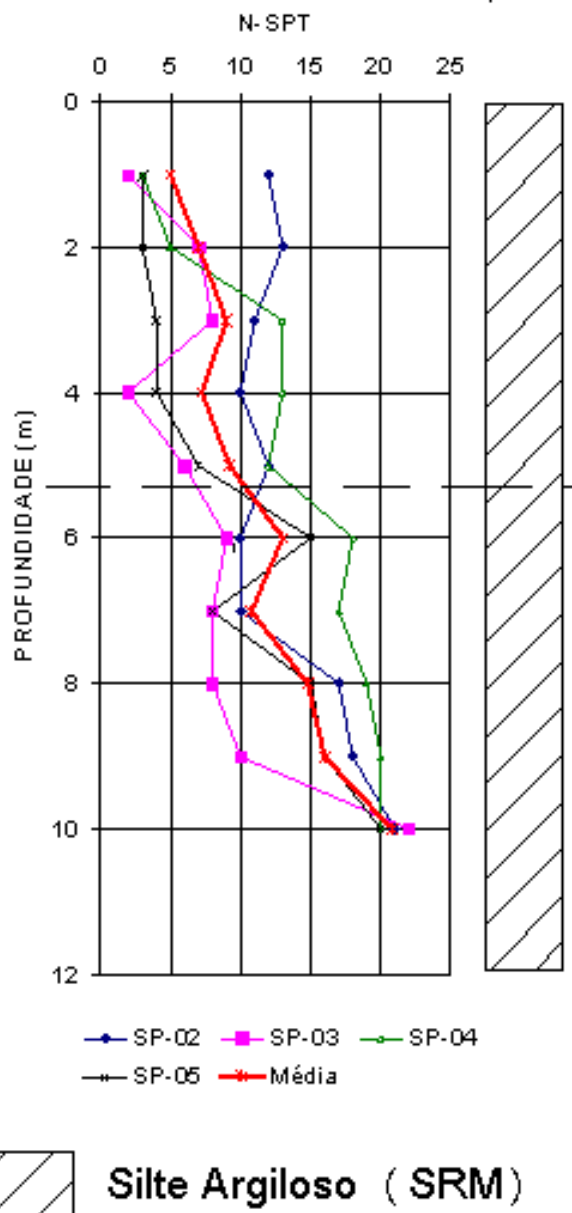


Figura 5.17 - Perfil Típico da Encosta do Morro da Polêmica, com Valores de N-SPT

ii) Retroanálise

Na Figura 5.18 são ilustrados os resultados dos parâmetros de resistência média na superfície de ruptura da encosta 05 obtida para primeira fase da retroanálise. Também são plotados os resultados referentes aos ensaios para caracterização de resistência ao cisalhamento.

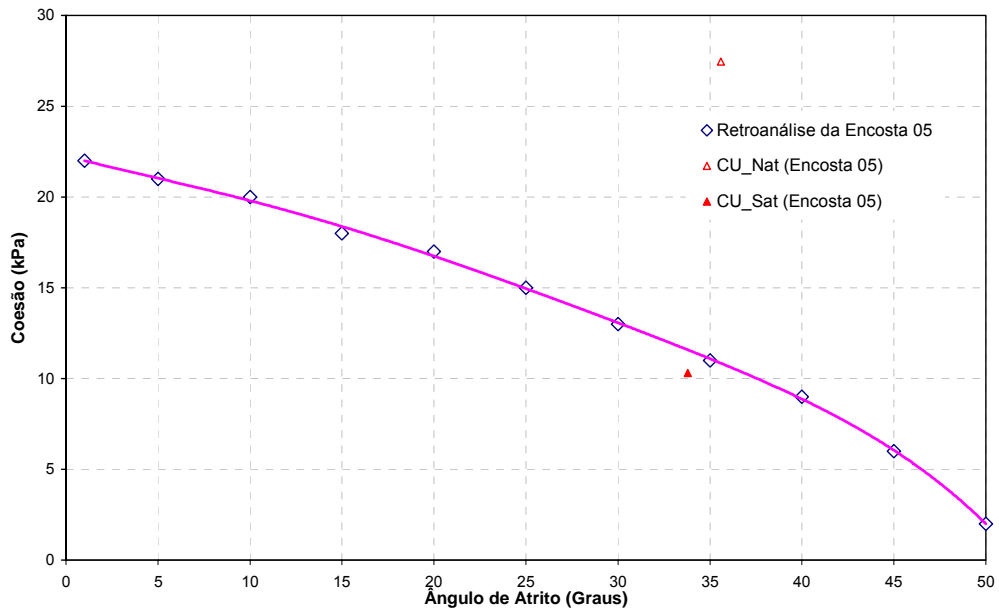


Figura 5.18 - Curva coesão em função do ângulo de atrito para a condição de FS=1.0 (Encosta 05).

Na Figura 5.19 é apresentada o resultado da segunda etapa da retroanálise realizada para a encosta 05. Baseado na curva exibida na Figura 5.19 é definido o valor de ângulo de atrito interno para a superfície de ruptura de 40° que corresponde ao fator de segurança unitário.

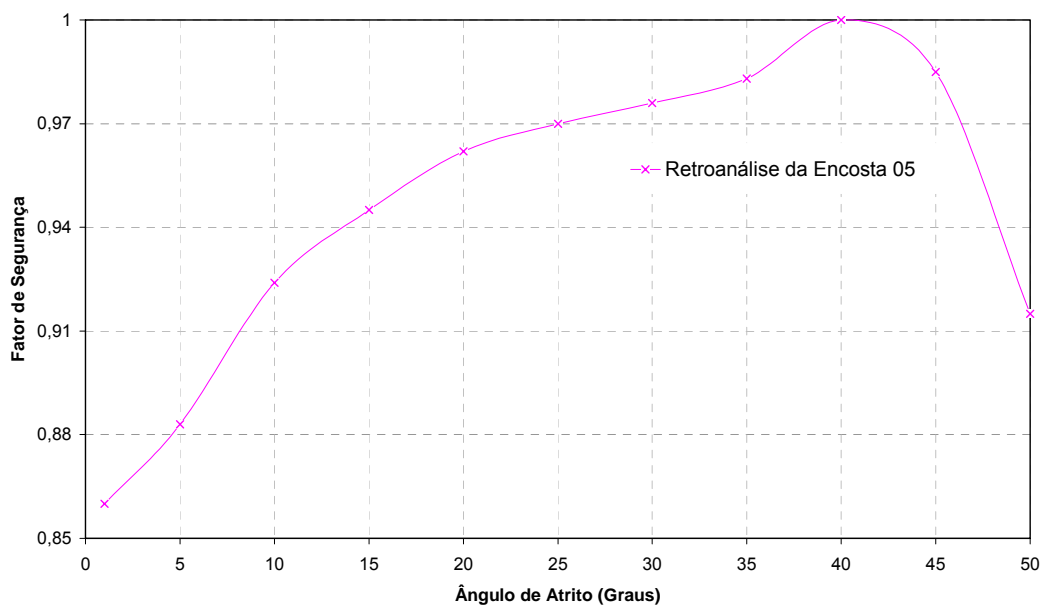


Figura 5.19 – Fator de Segurança *versus* o ângulo de atrito do solo para a Encosta 05.

Retornando a Figura 5.18 com o valor de ângulo de atrito interno de 40° , define-se o valor de coesão de 9 kPa, correspondente a esse par.

5.2 ANÁLISE CONVENCIONAL DE ESTABILIDADE

Apresenta-se a seguir nas Figuras 5.21 até 5.29, os resultados das análises de estabilidade pelo método de Bishop Simplificado (1955). Adotam-se parâmetros de resistência na condição saturada e não saturada obtidos nos ensaios realizados pelo laboratório de geotecnia e apresentados no Anexo B e nas Tabelas 5.3, 5.6, 5.11;5.14 e 5,16, já apresentados anteriormente e reproduzidos na Tabela 5.18 com o intuito de melhor entendimento do texto.

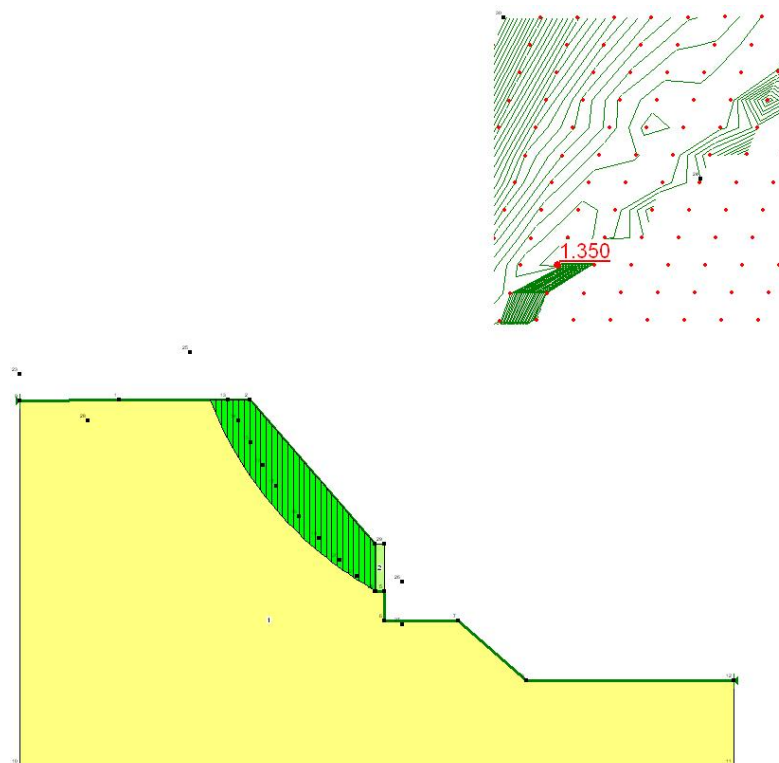


Figura 5.20 – Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência não saturada (Encosta 01)

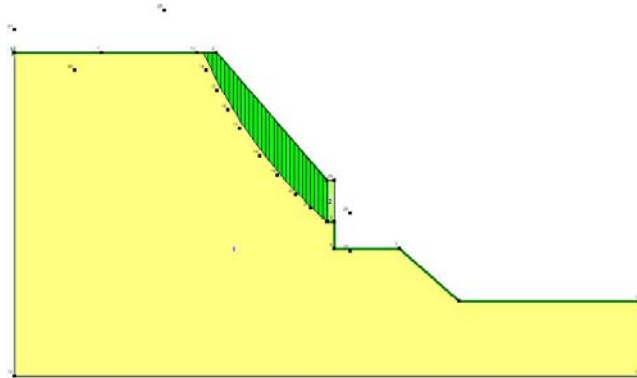
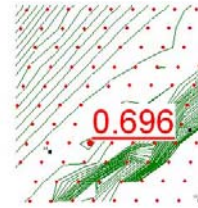


Figura 5.21– Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência saturada (Encosta 01)

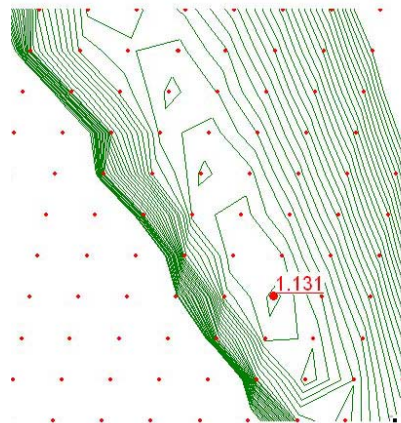


Figura 5.22 - Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência não saturada(Encosta 02)

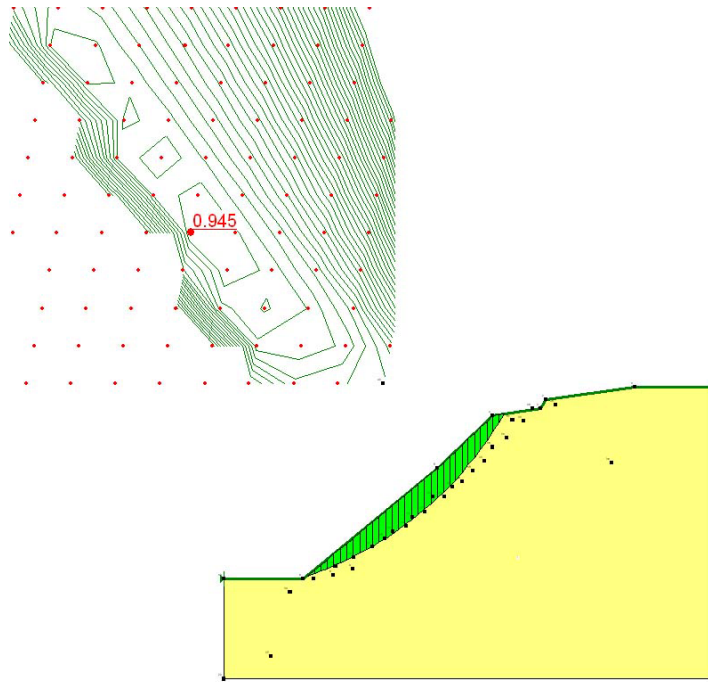


Figura 5.23 – Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência saturada
(Encosta 02)

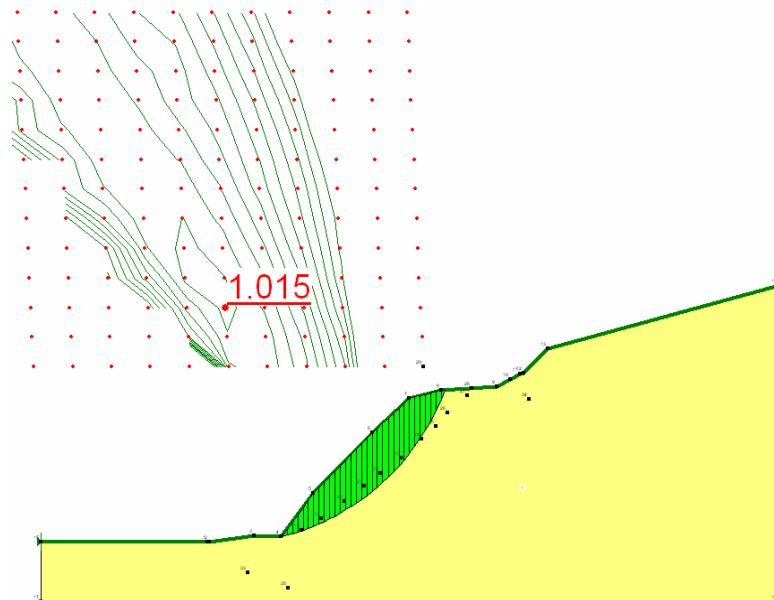


Figura 5.24– Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência saturada
(Encosta 03)

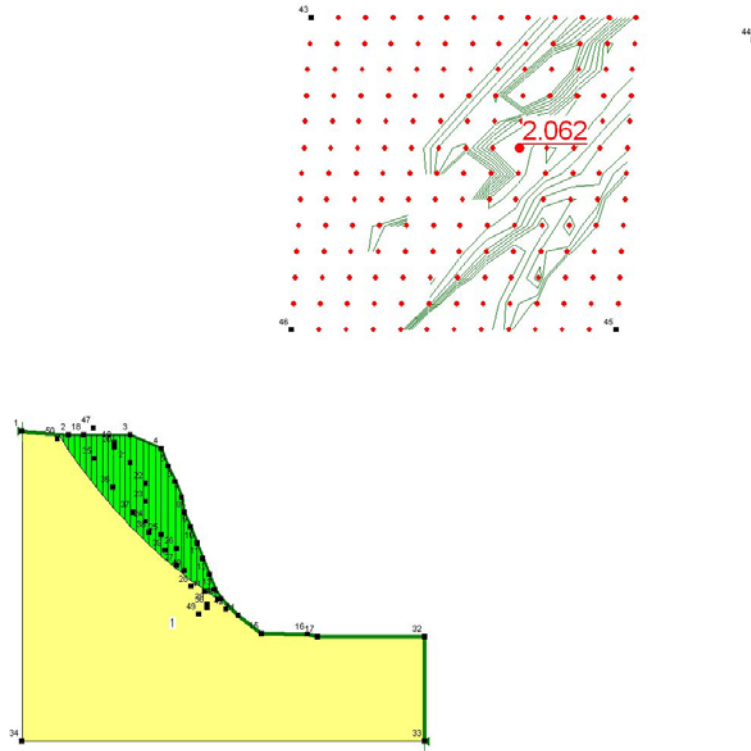


Figura 5.25 – Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência não saturada (Encosta 04)

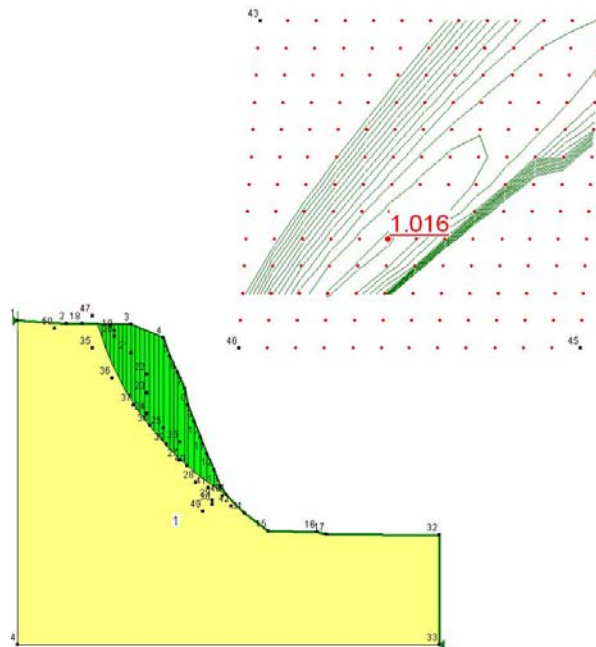


Figura 5.26– Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência saturada (Encosta 04)

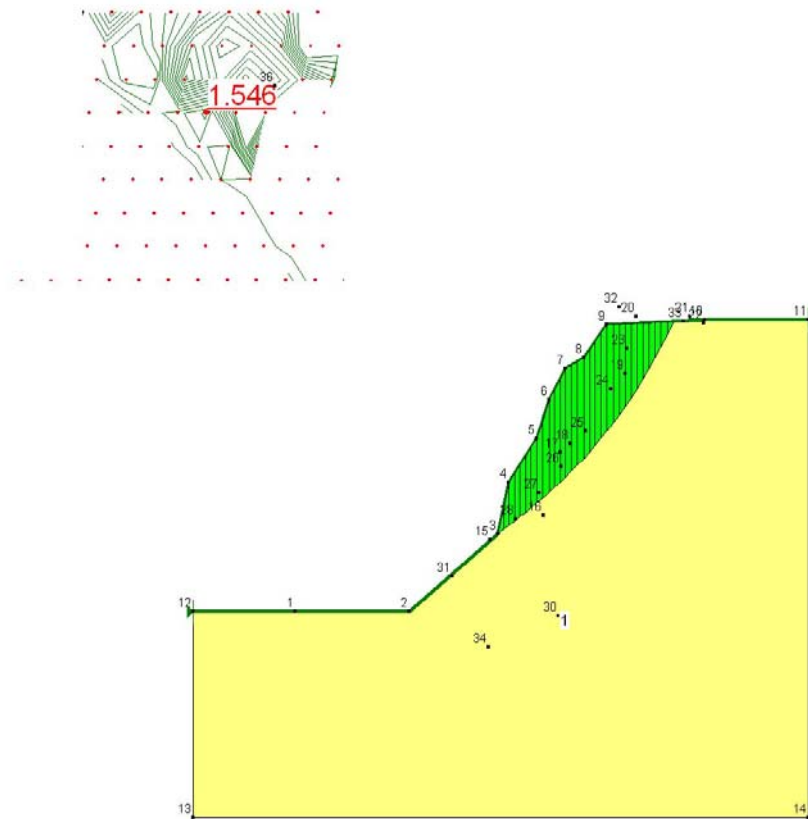


Figura 5.27 – Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência não saturada (Encosta 05).

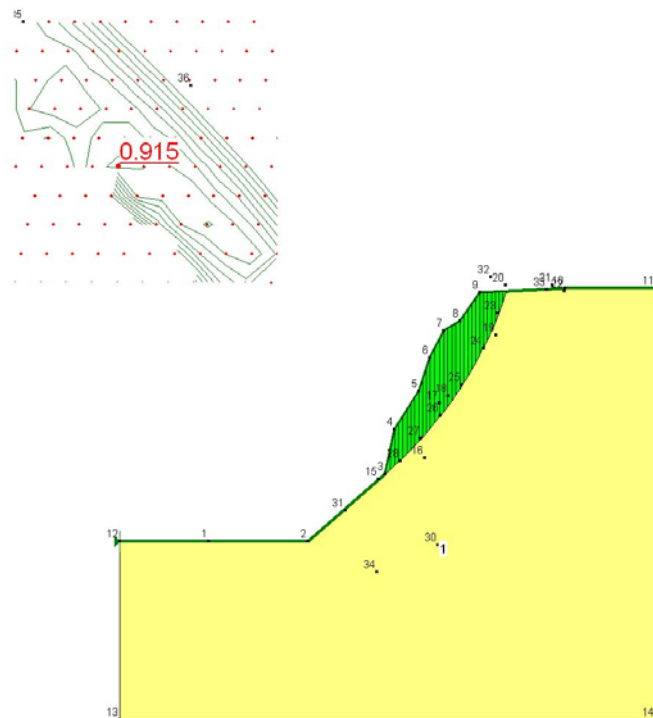


Figura 5.28 – Análise de estabilidade convencional com parâmetros de resistência saturada (Encosta 05)

Notar que as superfícies críticas obtidas para as condições do fator de segurança inferior ou próximo a unidade, apresentam-se próximas à superfície real das rupturas da encostas analisadas. A Tabela 5.18 sintetiza os resultados dos cálculos do fator de segurança das análises efetuadas, juntamente com os parâmetros de resistência adotados para cada caso analisado.

Tabela 5.18 - Resultados da análise de estabilidade por diversos métodos de equilíbrio limite.

Encosta	Não Saturada				Saturada			
	c' (kPa)	ϕ' (Graus)	γ (kN/m ³)	FS	c' (kPa)	Φ' (Graus)	γ (kN/m ³)	FS
Encosta 01	41,6	33,2	16,8	1,350	11,3	28,1	19	0,696
Encosta 02	14	28	17,3	1,131	7,60	30,8	18,3	0,945
Encosta 03	-	-	-	-	12,5	26,8	17,6	1,015
Encosta 04	41,2	23,9	16,9	2,062	0,3	25,2	18,0	1,016
Encosta 05	27,3	38,6	16,5	1,546	12,2	33,4	18,7	0,915

5.3 ESTUDO DOS CONDICIONANTES DO PROCESSO DE RUPTURA DA ENCOSTA ALTO DO BOM VIVER (ESTUDO DE CASO)

Apresenta-se a seguir uma análise da ruptura da encosta do Alto do Bom Viver baseado nos conceitos da mecânica dos solos não saturados.

5.3.1 Características e Propriedades do solo da Encosta

A curva distribuição granulométrica conjunta do solo a cerca de dois metros de profundidade da crista da encosta encontra-se na Figura 5.29. Nota-se que o material se manifesta predominantemente fino com uma fração silte-argila em torno de 80% e grãos de areia em torno de 20% sem apresentar grãos de pedregulho.

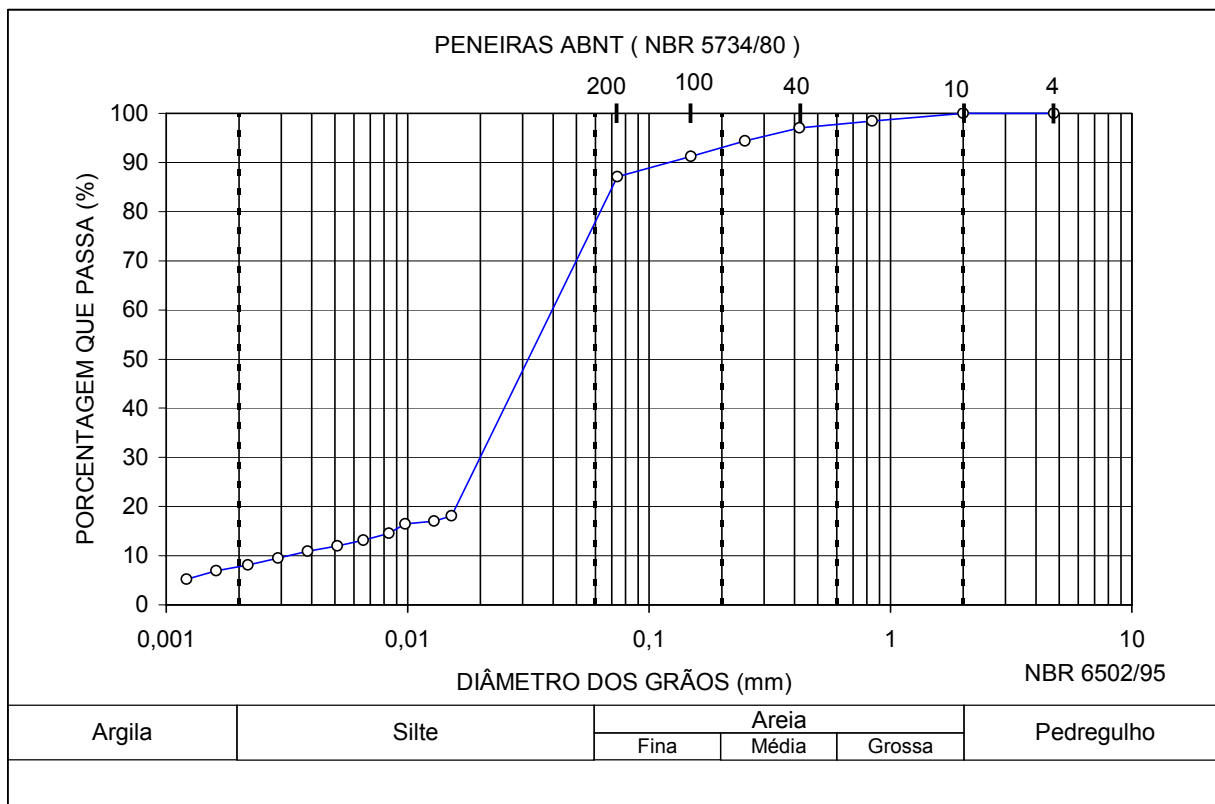


Figura 5.29– Curva Granulométrica

A massa específica dos sólidos é de 2,93 g/cm³ e os valores de Limite de Atteberg são exibidos na Tabela 5.20

Tabela 5.19 – Resultados dos limites de Atteberg

Amostra	W _s (%)	W _l (%)	W _p (%)	IP (%)
01	38	57	42	15

Por meio da classificação unificada (SUCS), o solo é classificado como silte de alta plasticidade (MH)

A partir dos corpos de prova utilizados em ensaios de compressão triaxial, determinaram os índices físicos apresentados na Tabela 5.8

Tabela 5. 20 – Índices físicos dos corpos de prova

Corpo de Prova	e	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	n (%)	W Inicial (%)	Sr (campo)	W final (%)	γ_d (kN/m ³)
01	1,41	12,55	18,13	58,51	3,61	7,67	3,61	12,11
02	1,48	12,22	17,65	59,68	3,61	7,27	3,61	11,79
03	1,47	12,22	17,68	59,51	3,51	7,09	3,51	11,81
04	1,51	16,26	17,42	60,16	39,70	78,27	47,89	11,64
05	1,51	16,22	16,86	60,16	39,08	77,31	46,85	11,26
06	1,47	16,37	17,69	59,51	38,49	77,90	49,69	11,82
07	1,51	16,27	17,45	60,16	39,55	78,24	43,73	11,66
08	1,48	16,43	17,66	59,68	39,22	79,19	43,67	11,80
09	1,52	16,17	17,36	60,32	39,42	77,30	41,09	11,60

Em relação às características de resistência do solo, apresentam-se os resultados dos ensaios de compressão triaxial, para diferentes níveis de grau de saturação e condições de drenagem.

Na Figura 5.30 são exibidas as curvas de tensão-deformação para diferentes tensões de confinamentos, obtidas nos ensaios triaxiais consolidado drenado (CD) em corpos de prova na condição saturada.

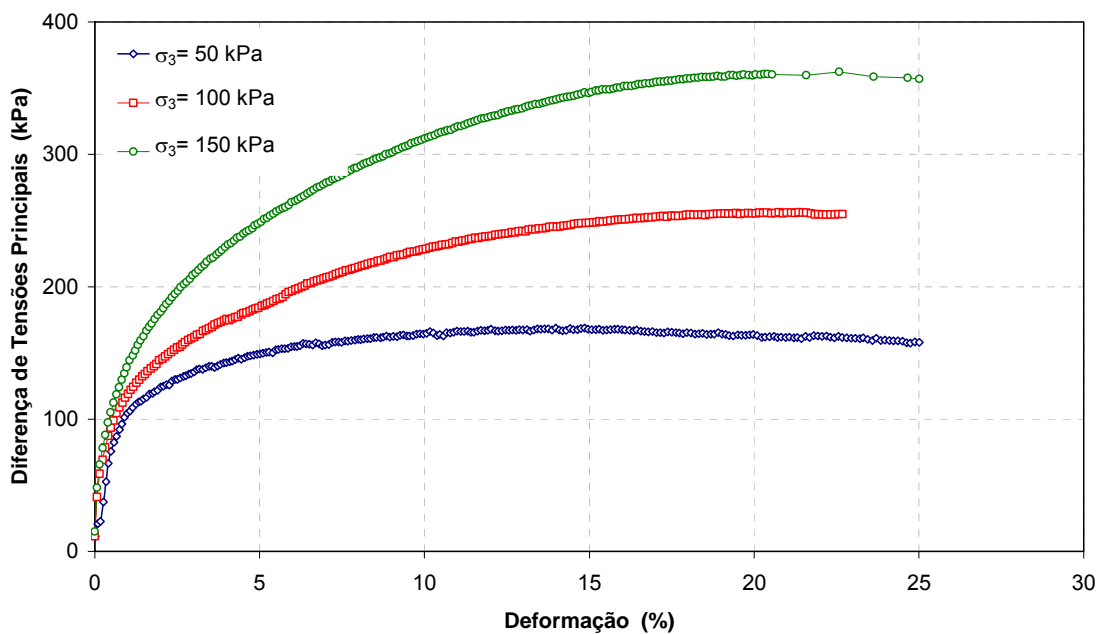


Figura 5.30 - Curva tensão-deformação do solo na condição drenada com o solo Saturado.

A curva tensão-deformação para solo na condição saturada apresenta um comportamento de solo normalmente adensado, sem uma clara definição exata do ponto de ruptura. Assumiu-se como critério geral para definição do ponto de ruptura do solo a condição em que a relação entre (τ/ε_a) fosse constante, ou seja, quando a inclinação da curva tensão deformação fosse nula.

Na Figura 5.31 é exibida a trajetória de tensão e a envoltória K_r para o solo na condição saturada.

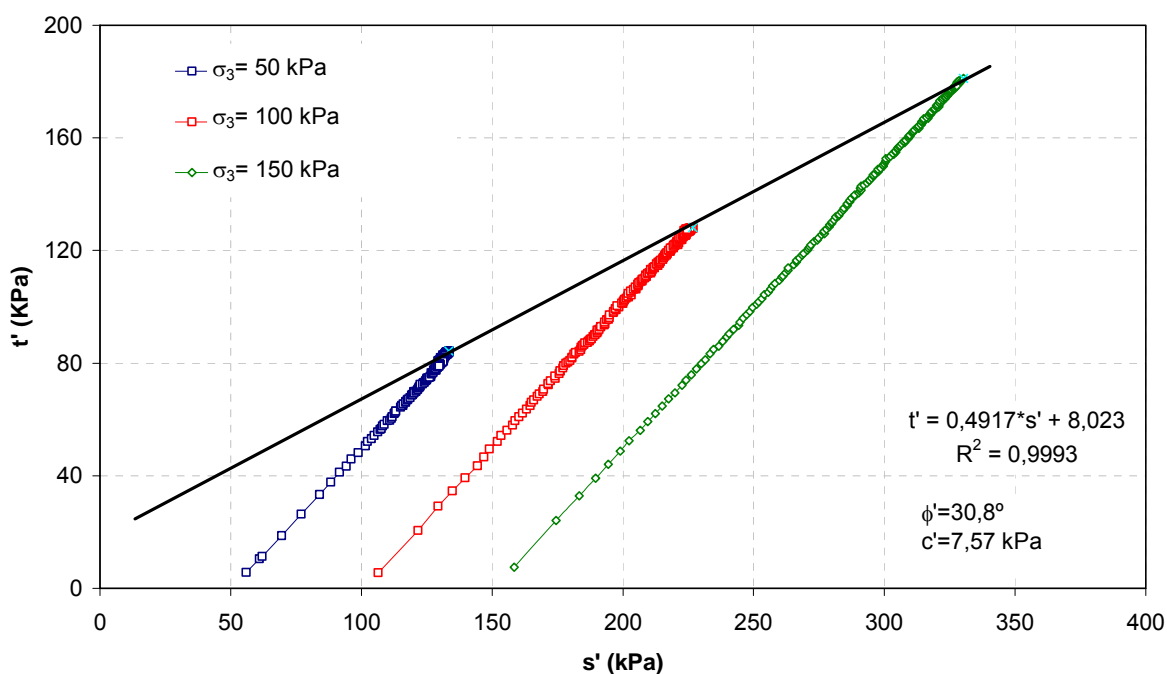


Figura 5.31 - Envoltória de resistência K_r para o solo na condição saturada.

Para os corpos de prova na condição de teor de umidade natural com grau de saturação médio de setenta e cinco por cento, foram realizados ensaios de compressão triaxial não drenado (CU) cujas curvas de tensão-deformação versus deformação e pressão neutra versus deformação são apresentadas na Figuras 5.32 e 5.33 respectivamente.

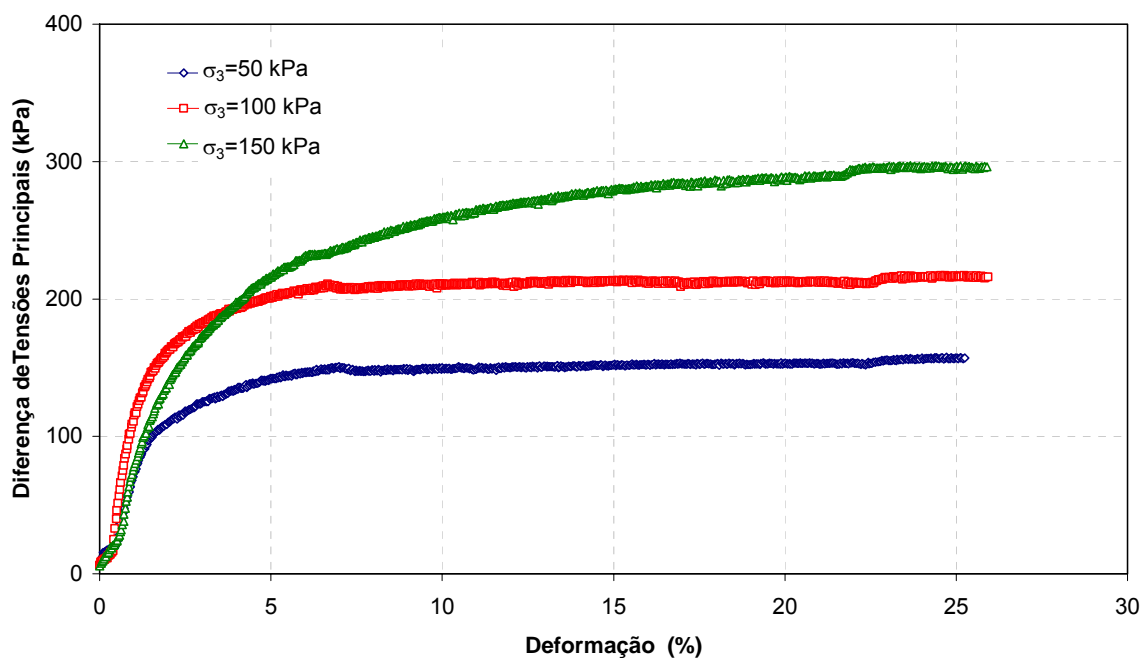


Figura 5.32 – Curva tensão-deformação do solo na condição não drenada com o solo no teor de umidade natural.

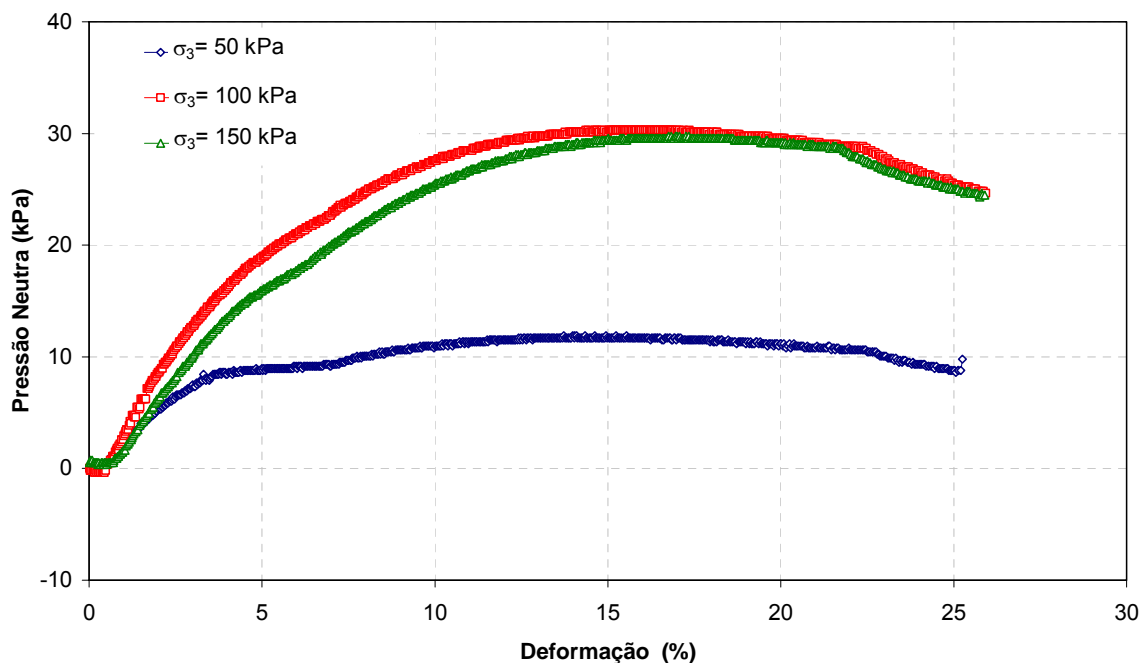


Figura 5.33 – Curva variação da pressão neutra versus deformação do solo na condição não drenada com o solo no teor de umidade natural.

Os resultados de ensaios de compressão triaxial não drenado para o solo na umidade natural são apresentados nas Figuras 5.34 e 5.35 em termos de trajetória de tensões efetivas

(s' e t') e totais (s e t) respectivamente com exibição da envoltória Kr, juntamente com os valores dos parâmetros de resistência.

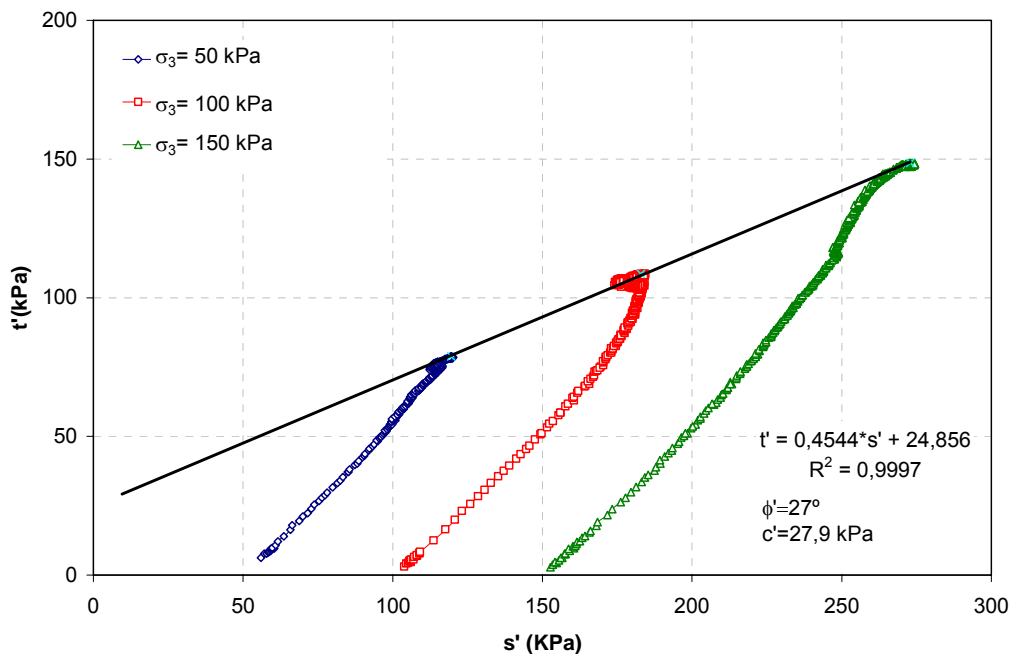


Figura 5.34 - Envoltória de resistência Kr para o Solo na condição de teor de umidade Natural (Trajetória de Tensões Efetivas)

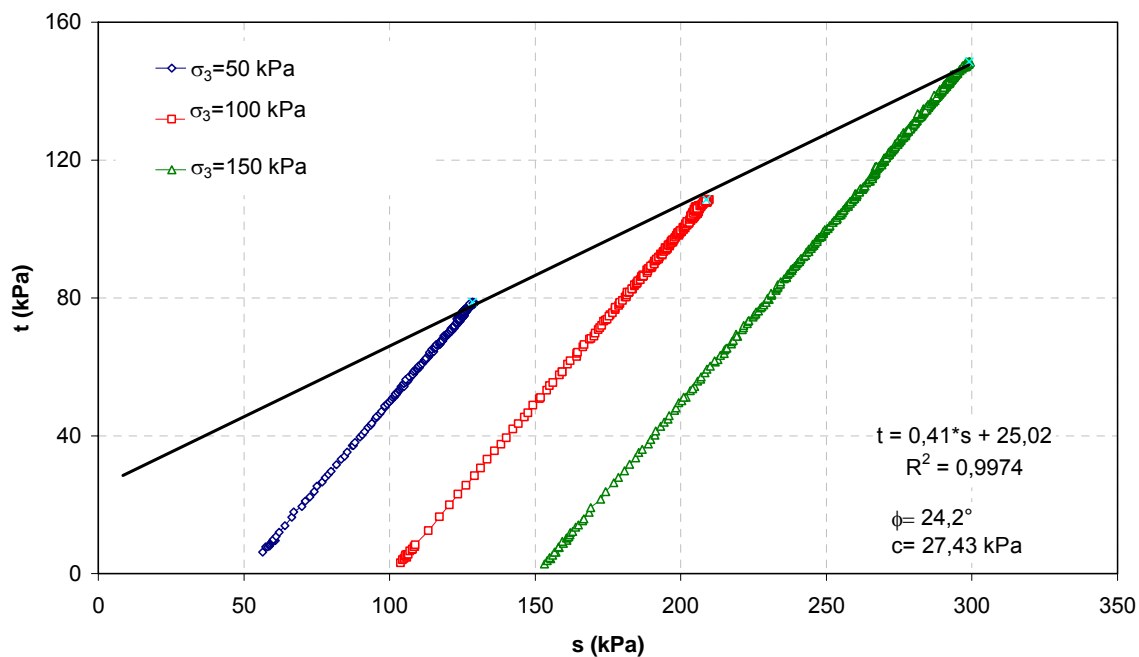


Figura 5.35 - Envoltória de resistência Kr para o solo na condição de teor de umidade natural (Trajetória de tensões Totais).

Para os corpos de prova na condição seca ao ar, foram realizados ensaios de compressão triaxial na condição drenada, sendo apresentada a curva tensão-deformação versus deformação axial é na Figura 5.36.

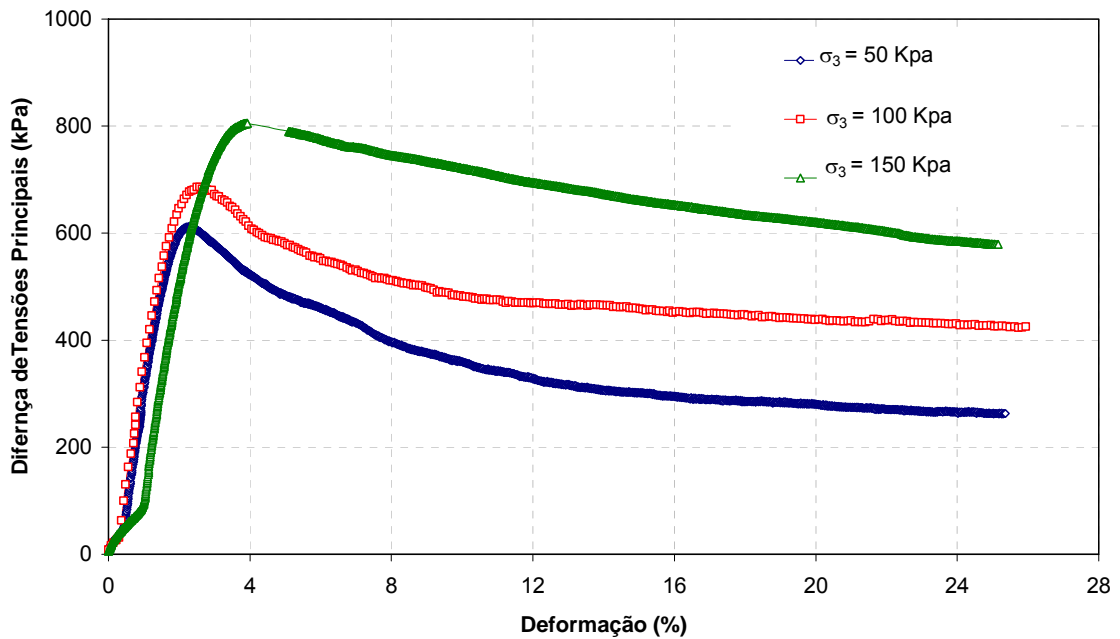


Figura 5.36 – Curvas tensão-deformação do solo na condição drenada com o solo seco ao Ar (Grau de Saturação Residual).

Notar que a curva apresenta um comportamento de material pré-adensado, onde após a ruptura do corpo de prova, existe uma queda substancial da resistência do solo.

Esse fato pode ser explicado em parte, pela condição do solo exibir grau de saturação baixa em virtude da secagem que os corpos de provas foram postos, levando ao solo apresentar valores de sucção elevados e conseqüentemente uma rigidez.

Na Figura 5.37 é exibido a envoltória K_r , juntamente com os parâmetros de resistência e a trajetória de tensões para diferentes tensões de confinamento do solo, correspondentes a ensaios com corpos de prova secos ao ar e drenados para atmosfera.

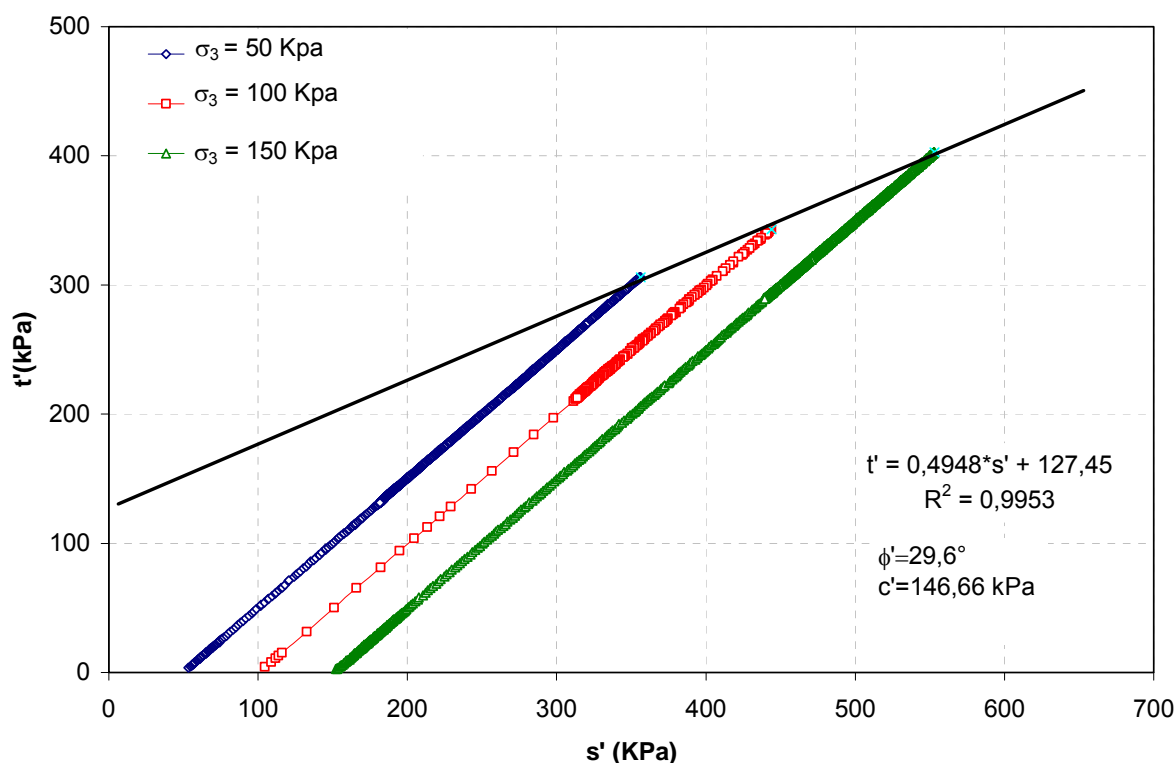


Figura 5.37 – Envoltória de resistência Kr para o Solo na condição seca ao ar (Trajetória de Tensões Efetivas).

A Tabela 5.21 sintetiza os resultados dos ensaios de compressão triaxial na condição drenada (CD) e não drenada (CU) em corpos de prova com diferentes graus de saturação.

Tabela 5.21 – Resumo dos Resultados de Ensaio de Compressão Triaxial.

Corpo de Prova	Envoltória Kr		Envoltória Mohr Coulomb		Sr (%)	Wf (%)
	α (°)	c^* (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)		
Saturado	26,2	18,1	7,6	30,8	100	47,9
Natural	24,4	24,8	27,0	27,9	78,24	39,5
Seco ao ar	26,3	127,5	146,7	29,6	7,6	3,6

Baseados nos ensaios de compressão triaxial drenado na condição saturada e seca ao ar e na proposta de Vilar (2006) é apresentado na Figura 5.39 a previsão da variação da coesão com a sucção do solo.

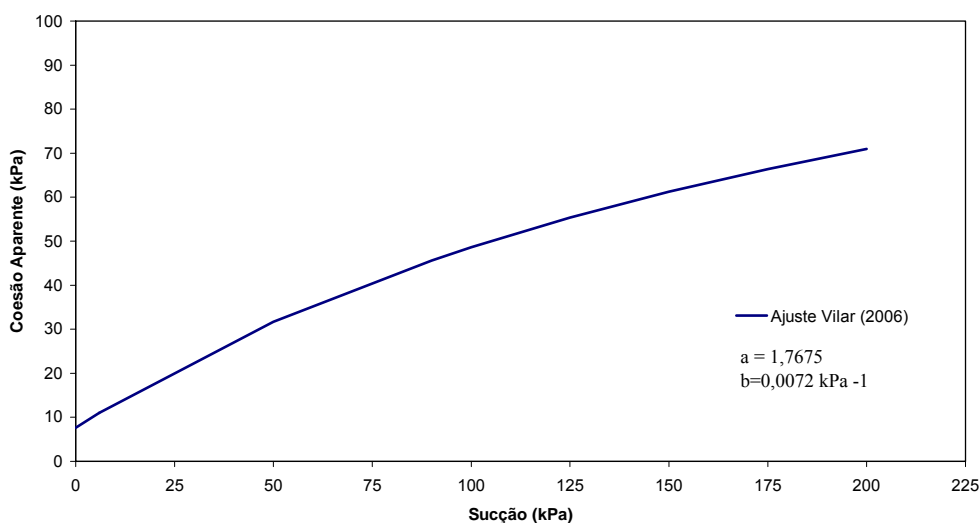


Figura 5.38 – Variação da Coesão em Função da Sucção do Solo.

Essa previsão também pode ser representada pela seguinte expressão (5.1):

$$c = 7,6 + \frac{\psi}{1,768 + 0,0072 * \psi} \quad (\text{kPa}) \quad (5.1)$$

Onde:

c → coesão aparente

ψ → sucção do solo

Com relação as propriedades hidráulicas do solo é apresentado os resultados dos ensaios realizados. O valor do coeficiente de condutividade saturada do solo, na direção vertical, foi obtido através do procedimento descrito no Capítulo 4. Na Tabela 5.23 são apresentados os resultados referentes aos ensaios de carga variável e constante. Para o ensaio de carga variável foram obtidos os valores para diferentes tensões de confinamento.

Tabela 5.22 – Resultado dos Ensaio de Condutividade Hidráulica Saturada

K _s (m/s)	Tensão Confinante (kPa)				
	0	20	50	100	150
Carga Variável	1,19 x 10 ⁻⁶	2,15 x 10 ⁻⁶	1,47 x 10 ⁻⁶	1,51 x 10 ⁻⁶	1,19 x 10 ⁻⁶
Carga Constante	3,85 x 10 ⁻⁶				

Nota: Valores de permeabilidade referentes a temperatura de 20° da água

A curva de retenção foi obtida através da técnica do papel filtro, sendo utilizado o modelo de Van Genuchten (1980) apresentado na expressão (5.2) para realização do ajuste da curva com os resultados experimentais. Na Figura 5.45 são apresentados os resultados referentes a curva de retenção.

$$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{\left(1 + |\alpha_v \psi|^n\right)^m} \quad (5.2)$$

Onde:

θ_r → Teor de umidade volumétrica residual

θ_s → Teor de umidade volumétrica saturado

α , m e n → Parâmetros hidráulicos de ajuste onde: $m = 1 - 1/n$

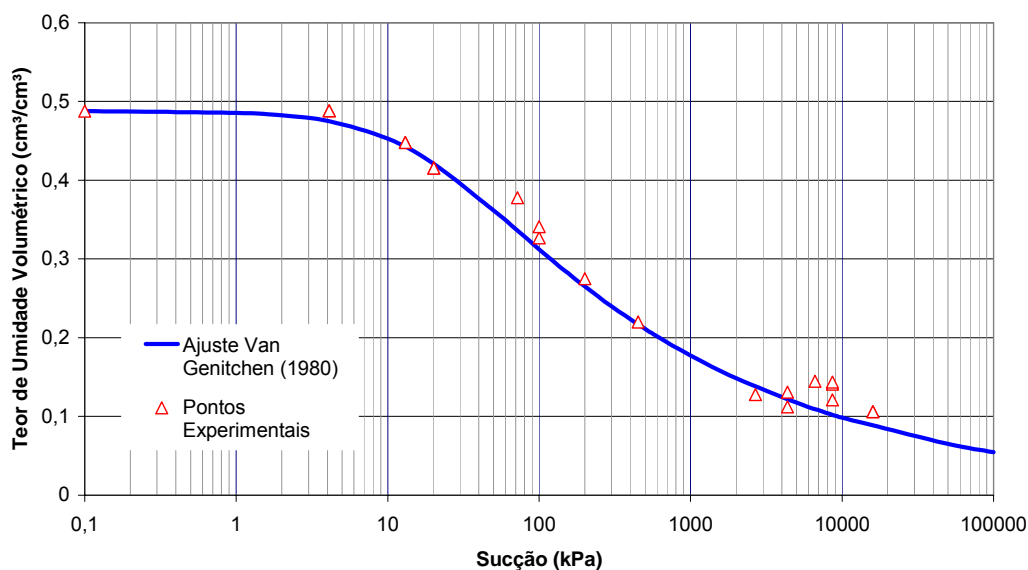


Figura 5.39 – Curva de Retenção do Solo.

A Tabela 5.23 sintetiza os parâmetros de ajuste da curva de retenção pelo modelo de Van Genuchten (1980) e a condutividade hidráulica do solo não saturado.

Tabela 5.23 – Parâmetros Hidráulicos do solo.

Amostra	α	m	n	k_s	θ_s	ψ_b
01	0,0521	0,2038	1,2558	$1,5 \times 10^{-6}$	0.488	10

Nota: k_s em m/s e ψ_b em kPa

A curva de condutividade hidráulica foi definida por processo indireto, através dos resultados da curva de retenção (Figura 5.39) e o coeficiente de condutividade hidráulica saturado, utilizando-se do modelo da Van Genuchten (1980), apresentado na expressão 5.3.

$$k(S_e) = k_{sat} \times S_e \times \left[1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 \quad (5.3)$$

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$$

A curva de condutividade hidráulica do solo exibida na Figura 5.41.

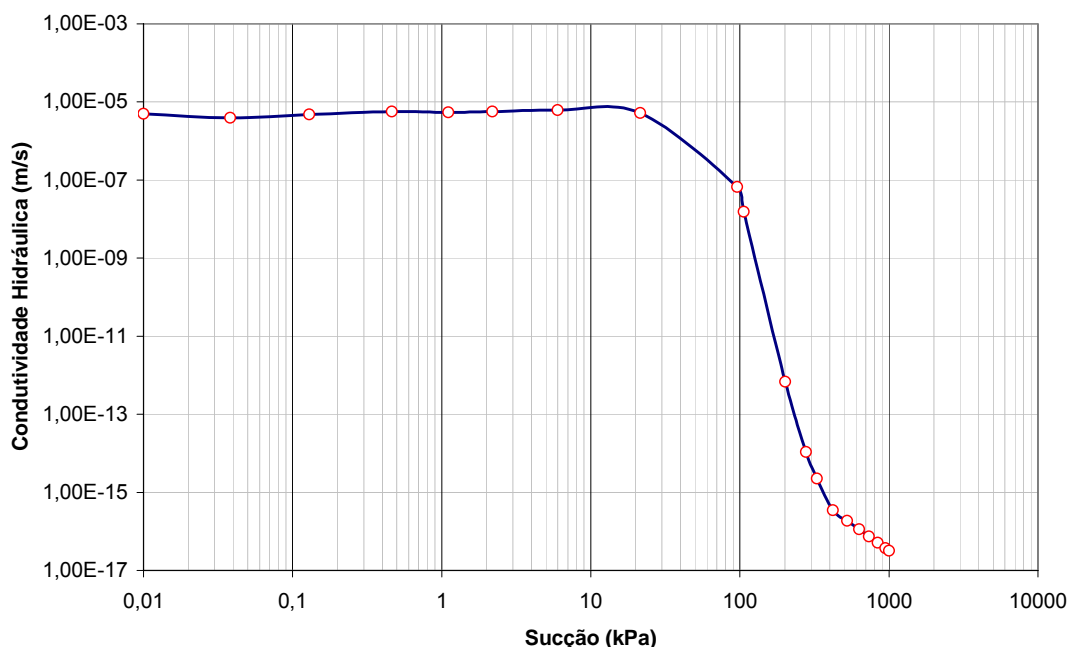


Figura 5.40– Curva de condutividade hidráulica.

5.3.2 Instrumentação de Campo

Na Figura 5.42 é exibido o resultado da instrumentação em campo realizado com tensiômetros convencionais, instalados na crista do talude a profundidades de um metro. Também foram colhidos informações a respeito das precipitações diárias ocorridas na região, através de uma estação pluviométrica.

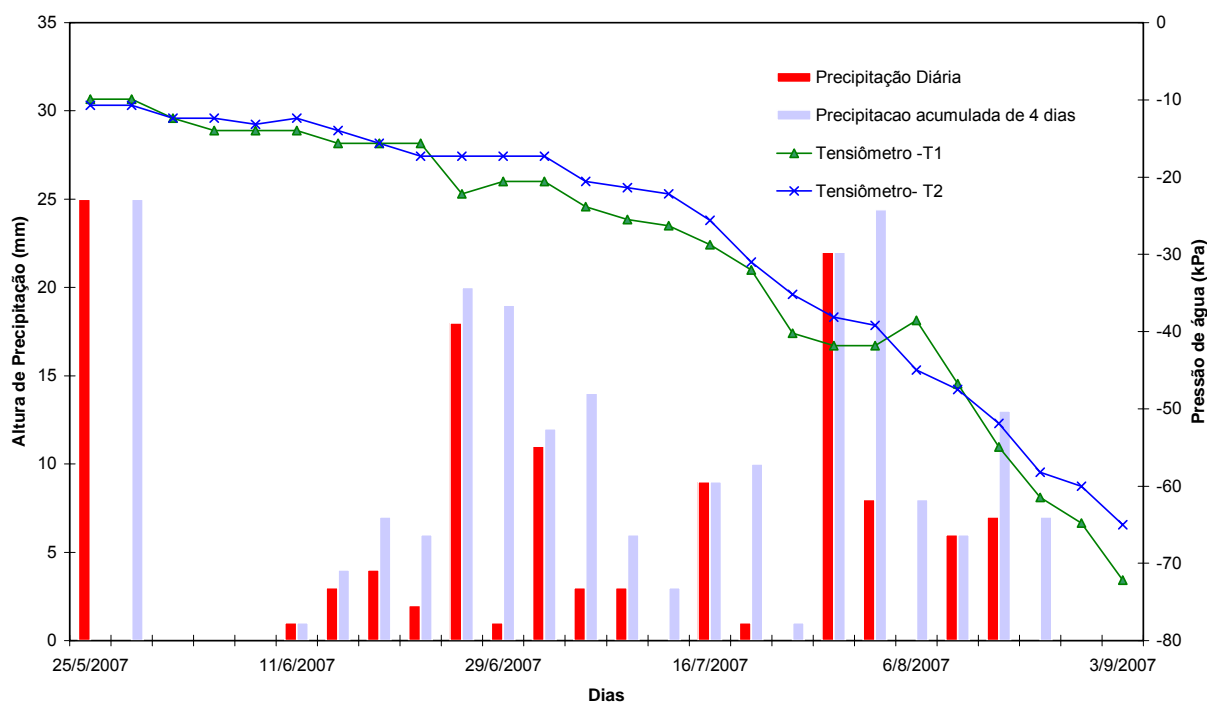


Figura 5.41 - Resultados da instrumentação da Encosta 02 .

5.3.3 Estudos Analíticos

Os resultados de estudos analíticos através da análise de fluxo e estabilidade da encosta é apresentada a seguir.

5.3.3.1 Análise de Fluxo Bidimensional

São apresentados os resultados referentes às análises de fluxo bidimensionais realizados através da ferramenta numérica Seep/w. Para análise definiu-se um período de 15 dias, iniciando-se no dia 7 de março até o dia 22 de março, data em que ocorreu o evento.

Adotou-se como condição de contorno inicial, sucção na superfície da encosta igual a 50 kPa e nível de água profundo. Esse valor foi baseado nos resultados de tensiometria realizadas em 2007 e nos valores de sucção definido com a inferição indireta na curva de retenção dos valores de teor de umidade determinados no solo pouco tempo depois após a ruptura.

Baseado no valor de sucção na superfície e posição do nível de água (quarenta e cinco metros de profundidade) definiu-se o perfil de sucção inicial obtido através da análise através do SEEP/W e considerando fluxo estacionário. Na Figura 5.42 é definido esse perfil inicial.

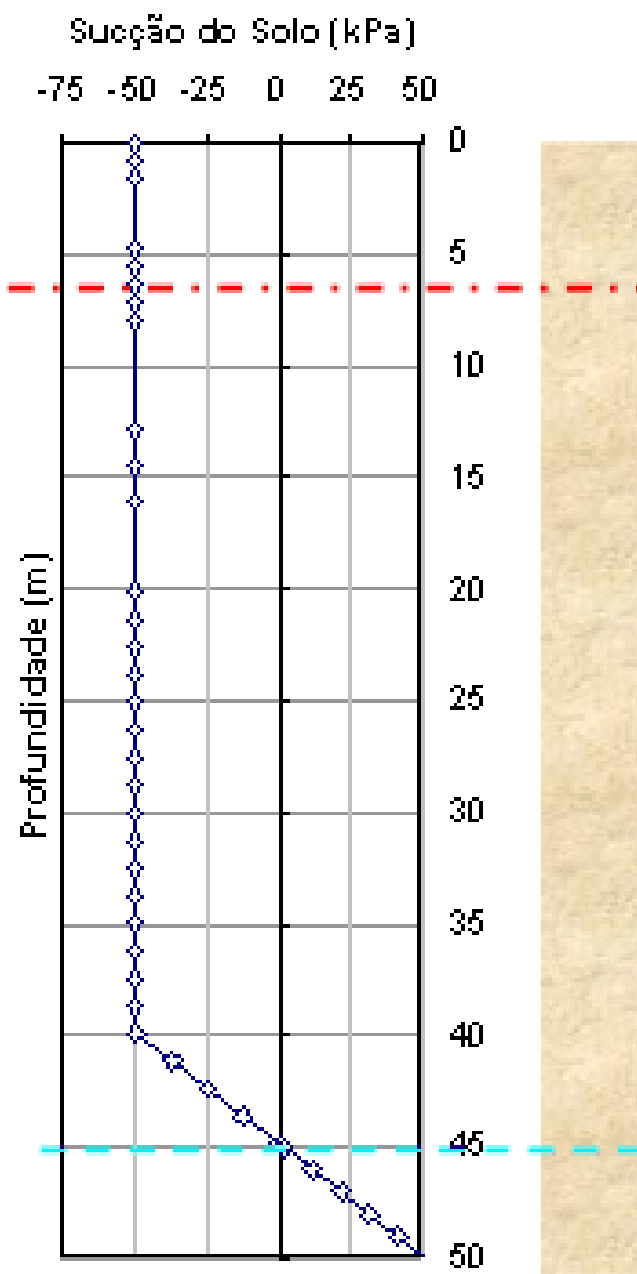


Figura 5.42 - Perfil de sucção do solo para regime estacionário.

Dois cenários foram constituídos para a modelagem das prováveis condições impostas a encosta antes da ruptura. Esses cenários foram estabelecidas para tentativa de reproduzir as

prováveis condições impostas a encosta nos quinze dias antes da ruptura. São apresentados na Tabela 5.24, os valores de taxa de infiltração e evaporação para cada um dos cenários.

Tabela 5.24– Características de cada cenário

Cenário	Chuva Antecedente			Chuva Principal (acumulada 4 dias)		
	Total (mm)	Duração (horas)	Intensidade (m/s)	Total (mm)	Duração (horas)	Intensidade (m/s)
*1	61,60	360	$8,2 \times 10^{-8}$	13,2	0,6	$3,8 \times 10^{-5}$
**2	61,60	360	$8,2 \times 10^{-8}$	-	144	$1,31 \times 10^{-5}$

*Nota: Tomou-se o tempo de recorrência de 10 anos

**Nota: Estipulou-se que a infiltração da água proveniente do cano rompida é igual a permeabilidade saturada do solo

O primeiro cenário estipula que somente existe o efeito de infiltração da água de chuva, a infiltração da água residuária e da evaporação. O segundo cenário é em decorrência da possibilidade da existência de uma tubulação de água potável quebrada o que traria por consequência um valor de infiltração de água no solo superior ao anterior em um determinado ponto, logo considerou uma infiltração adicional nos seis dias anteriores ao escorregamento.

A análise de fluxo foi dividida em duas etapas distintas. Na primeira fase apresenta-se os resultados referentes à condição de equilíbrio hidrostático com o nível de água (regime estacionário) e já apresentado na Figura 5.42.

A segunda etapa da análise exhibe os resultados do perfil de sucção mediante variação das condições de infiltração com o tempo (condição transiente). Sobre a condição transiente, é importante destacar que os resultados apresentados se referem a análise de 15 dias antes do evento, ou seja, as análises se referem do dia 11 ao da 26 de março de 1992.

Os resultados para cada um desses cenários são apresentados na Figura 5.43 em termos de valores de pressão de água com a profundidade, para diferentes tempos de análises. Os

valores foram obtidos a partir do perfil inicial apresentado na Figura 5.42 e nas condições imposta para cada cenário.

A Figura 5.43 (a) corresponde ao cenário 01, onde a taxa de evaporação prevalece em relação a taxa de infiltração de água e a Figura 5.43 (b) corresponde ao cenário 02.

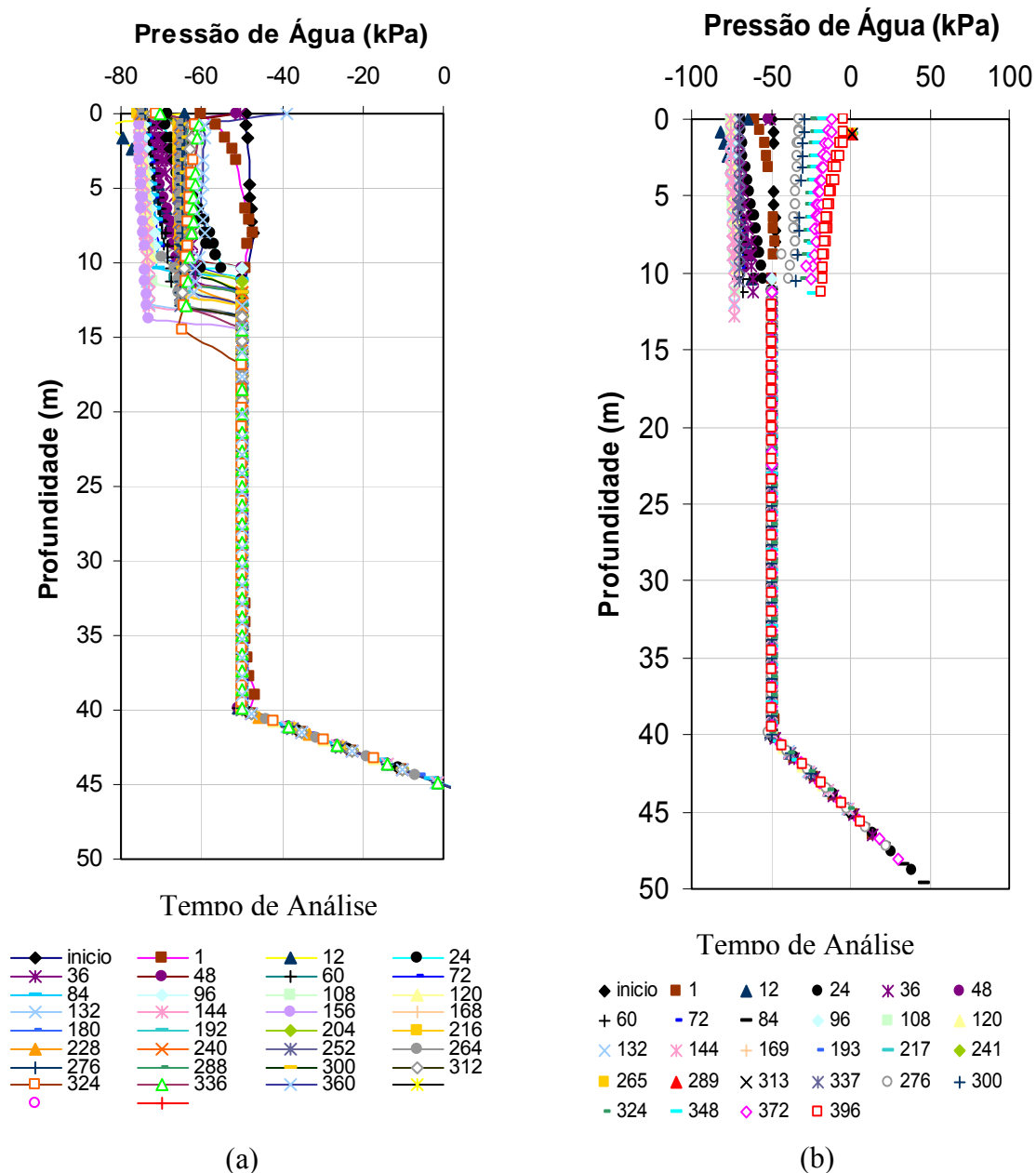


Figura 5.43 – Perfis de sucção para o cenário 1 (a) e cenário 2 (b)

Tendo em vista que a região afetada fica a uma profundidade média de 6 metros da superfície do talude é apresentada na Figura 5.44 os resultados da sucção média nessa profundidade de interesse com o passar do tempo.

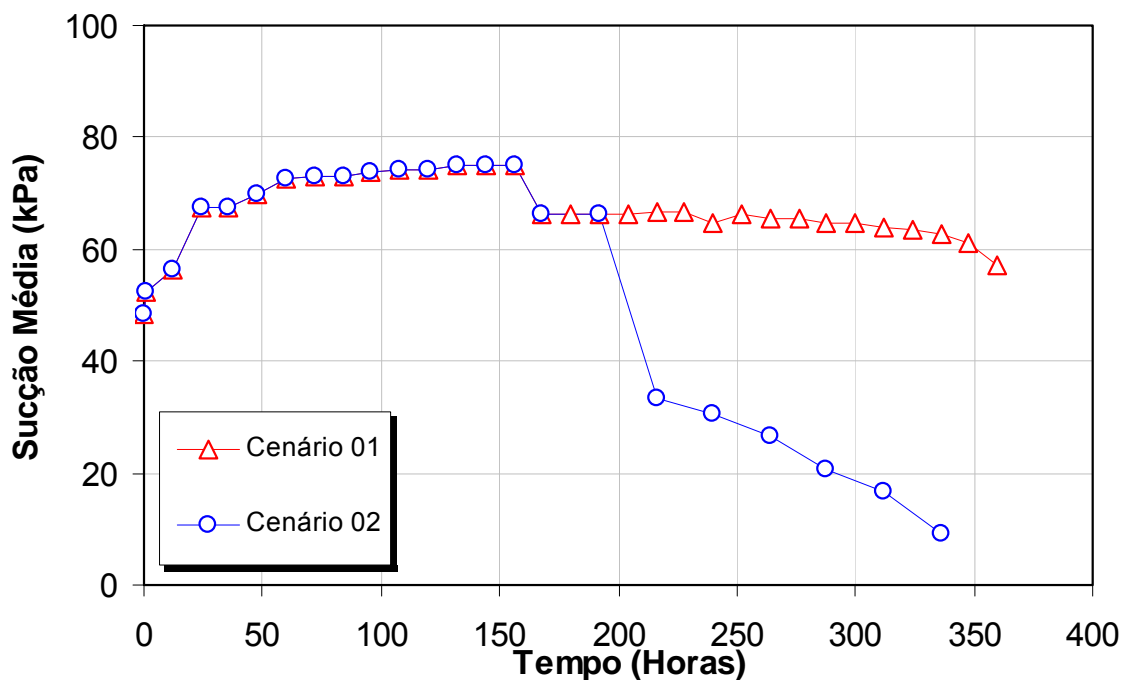


Figura 5.44 – Variação da sucção média com tempo para diferentes cenários.

Lumb (1975) apresentou uma solução analítica aproximada para infiltração de água e exibida na expressão 5.4:

$$z_u = (D \times t)^{0,5} + \frac{K_s \times t}{(\theta_f - \theta_i)} \quad (5.4)$$

Onde:

D → Difusidade

t → Tempo para a frente de umedecimento para atingir a profundidade Zu

Zu → Profundidade da frente de umedecimento do solo

θi → Teor de umidade volumétrica inicial

θf → Teor de umidade volumétrica final

k_s → condutividade hidráulica saturada

Baseado na expressão 5.4, considerando o valor de difusividade do solo nula, pode estimar o tempo necessário para atingir a profundidade da frente de umedecimento em 6 metros para diferentes relações entre (I/k_s) , exibida na Figura 5.45, onde i corresponde a taxa de infiltração da água no solo.

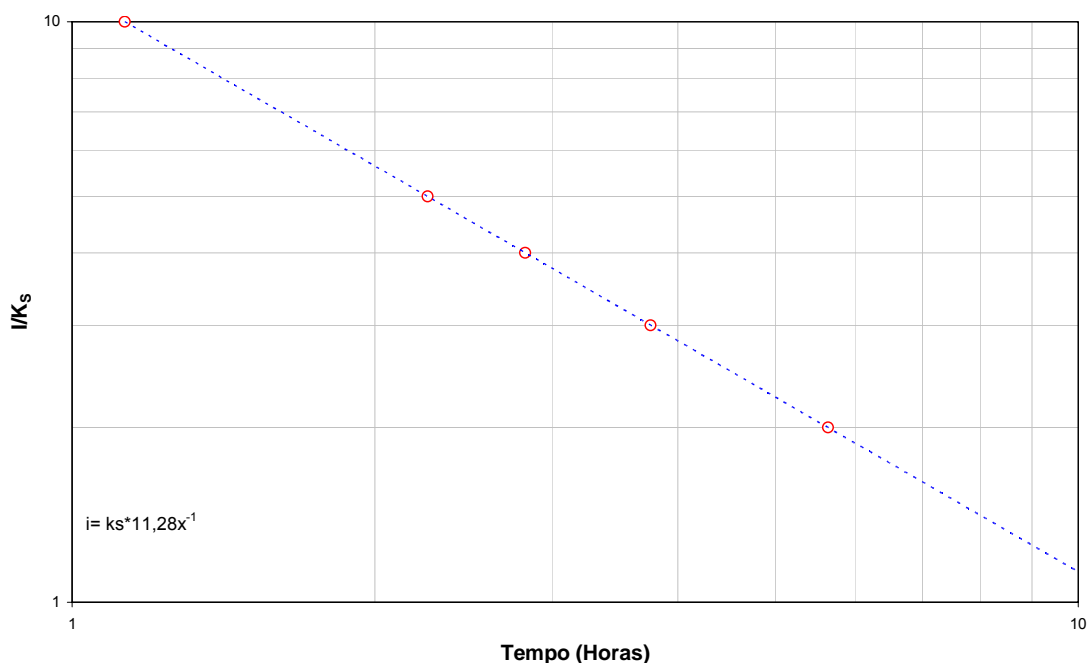


Figura 5.45 - Curva do tempo versus (I/k_s) para a profundidade de avanço da frente de umedecimento (Z_u) de 6,0 metros.

5.3.3.2 Análise de Estabilidade

Conforme indicado no capítulo 04, foi realizada a análise de estabilidade de taludes utilizando o programa Slope/W. As análises foram realizadas considerando os perfis de pressão de água no solo para cada cenário e para diferentes tempos de análise apresentados na Figura 5.43. O resumo das informações de entrada (coesão aparente, sucção média) e saída do programa (fator de segurança e raio da superfície de ruptura) exibidas na Tabela 5.25 e Tabela 5.26

Tabela 5.25 – Resumo das análises de estabilidade para o cenário 01

Tempo (Horas)	Sucção Média (kPa)	Coesão Aparente (kPa)	Fator de Segurança	Raio (m)
1	52,33	32,0	1,414	162,73
24	89,05	44,6	1,691	167,47
48	92,15	45,5	1,759	167,31
72	93,21	45,8	1,824	166,14
96	94,32	46,2	1,841	165,91
120	94,06	46,1	1,848	165,50
144	95,24	46,4	1,857	166,39
168	95,28	46,4	1,861	166,39
192	95,71	46,6	1,866	165,02
216	95,62	46,5	1,867	165,56
240	93,7	46,0	1,862	166,0
264	94,74	46,3	1,864	165,96
288	93,72	46,0	1,859	165,22
312	92,62	45,6	1,850	165,64
336	91,35	45,3	1,840	165,84
360	89,53	44,7	1,826	165,94
361	88,58	44,4	1,822	166,34
362	87,9	44,2	1,813	165,99

Tabela 5.26 – Resumo das análises de estabilidade para o cenário 02

Tempo (Horas)	Sucção Média (kPa)	Coesão Aparente (kPa)	Fator de Segurança	Raio (m)
1	52,33	32,00	1,414	162,73
24	89,05	44,57	1,691	167,48
48	92,15	45,51	1,759	167,32
72	93,21	45,82	1,824	166,15
96	94,32	46,15	1,841	165,92
120	94,06	46,07	1,848	165,56
144	95,24	46,42	1,857	166,39
168	68,73	38,0	1,699	165,68
192	33,36	24,2	1,366	162,10
216	30,28	22,9	1,323	162,00
240	26,52	21,1	1,288	162,04
264	20,39	18,3	1,238	161,96
288	17,31	16,7	1,203	162,06
312	9,49	12,8	1,137	158,63
336	5,67	10,7	0,991	158,45
360	4,03	9,80	0,94	158,69
362	3,05	5,57	0,691	167,48

CAPÍTULO 06

6. INTERPRETAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são discutidos os resultados apresentados no capítulo 5. Apresenta-se uma proposta para avaliação expedita de escorregamentos, através de um coeficiente adimensional e ábaco. Por fim tenta-se baseado nas simulações computacionais e resultados experimentais, avaliar os agentes que levaram a ruptura da encosta do Alto do Bom Viver.

6.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS (ENSAIOS DE LABORATÓRIO E CAMPO) DAS ENCOSTAS ESTUDADAS

As cinco encostas analisadas são compostas em sua maior extensão por solos residuais de granulito gnaisse. Esses solos podem ser enquadrados como siltes argilosos, conforme a classificação textural apresenta pelas sondagens realizadas em cada encosta. Entretanto na camada superficial dessas encostas, cuja profundidade é inferior a um metro, a textura do solo se apresenta arenosa.

Na Figura 6.1 e Figura 6.2 são apresentados o resumo da análise granulométrica e a carta de plasticidade, respectivamente para cada uma das amostras retiradas nas respectivas encostas analisadas.

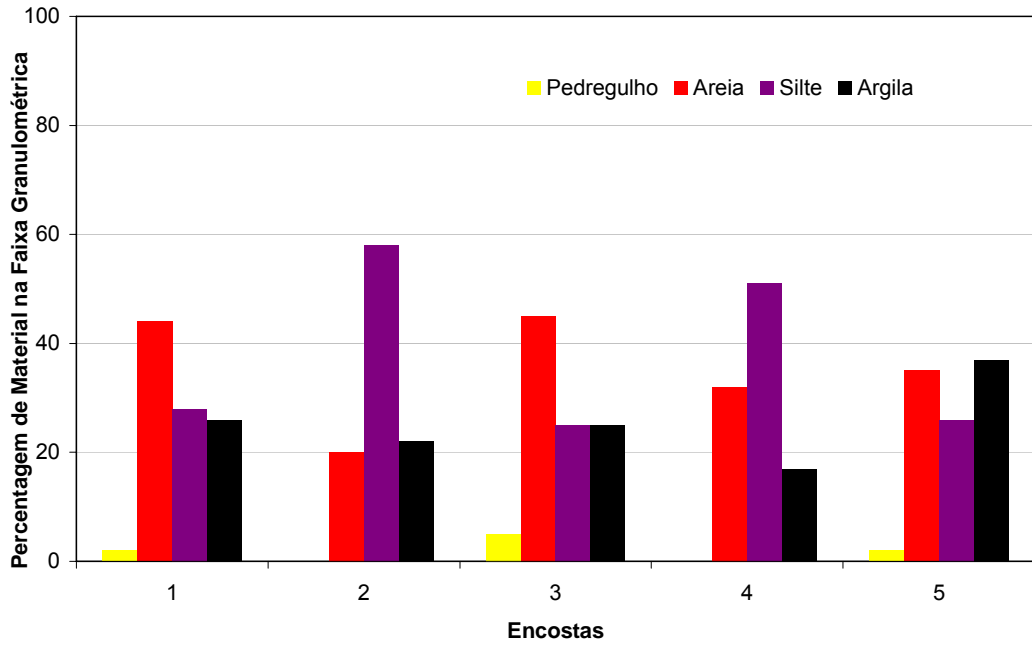


Figura 6.1 – Resumo da análise granulométrica

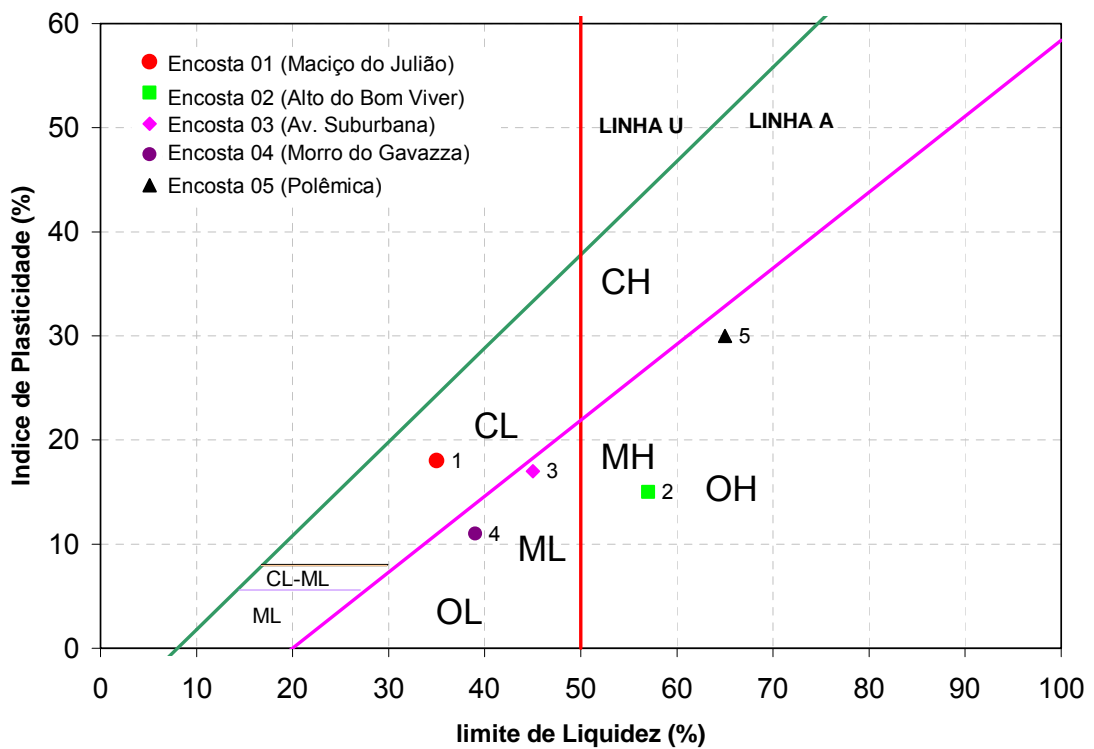


Figura 6.2 – Carta de Plasticidade

A Figura 6.1 revela que as amostras das encostas 02 e 04 exibem composição equivalente, com predominância de solos finos (silte e argila), e cerca de 30% de areia.

As amostras das encostas 01 e 03 apresentam valores superiores a 40 % de areia. Na encosta 05 tem-se percentagens de partículas de argila, silte e areia em torno de 30% cada fração.

Em geral o solo residual maduro apresenta uma porosidade com valor superior a 50%, que se reflete em seu baixo peso específico natural. Os índices de vazios variaram em parte, pela condição de que algumas amostras foram retiradas a profundidade inferior a dois metros, onde a presença de pequenas raízes modifica o do índice de vazio. Apesar dessa constatação, os valores obtidos por esse trabalho são bem próximos, aos obtidos por Magalhães (1990) e Jesus et al (2005) para solos residuais maduros do embasamento cristalino de Salvador.

Quanto a classificação do solo baseado nas características granulométricas e na carta de plasticidade apresentada anteriormente (Figura 6.1 e Figura 6.2), pode-se avaliar as amostras 03 e 04 no grupo ML (Silte de baixa plasticidade), as amostras 02 e 05 no grupo MH (silte de alta plasticidade) e amostra 01 no grupo CL (argila de baixa plasticidade) segundo a SUCS (Sistema Único de Classificação do Solo).

Analisando os limites de Atteberg de cada amostra retirada, constata-se que a pouca variação em relação ao índice de plasticidade, exceto a encosta 05, cujo valor é o dobro do valor médio obtido para as outras amostras. Com relação ao limite de liquidez e plasticidade, os mesmo apresentaram uma determinada variação em cada amostra, sugerindo uma heterogeneidade em relação a esses limites de Atteberg. A pesar disso pode-se avaliar que todas as amostras se encontram no estado semi-sólido.

Em relação aos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios, verifica-se que em termos de tensão efetiva a coesão apresentou valores da ordem de 9 a 13 kPa, com ângulo de atrito

efetivo médio de 29,9°. Para as condições de tensão total, a coesão apresenta-se na faixa de 12 a 15 kPa, com ângulo de atrito interno médio de 31°.

As curvas tensão-deformação, obtidas através dos ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial, apresentados em anexo e no capítulo 5, para o solo na condição de teor de umidade natural e na condição de grau de saturação de 100%, exibem um comportamento de solo normalmente adensado.

O adensamento isotrópico realizados em todos os corpos de prova analisados, apresentaram uma redução crescente da altura do corpo de prova proporcional ao aumento da tensão confinante, fato esse também encontrado por Magalhães (1990) e Silva (2005) para suas amostras de solo residual.

Esse comportamento pode ser explicado em parte pelo fato da condição da evolução pedogenética, onde a presença da cimentação provinda principalmente dos óxidos de ferro e alumínio é quase incipiente em virtude da drenagem dos mesmos para regiões mais profundas do corpo do talude (laterização). Ademais as amostras foram retiradas com saturação superior a 75%, que sugere valores baixos de sucção presentes nas amostras e amostras menos rígidas.

Analisando os valores de N-SPT disponíveis, a encosta 02 apresenta uma variação entre 3 golpes, nas porções mais superficiais, até 30 golpes na porção situada em maior profundidade. Por sua vez, a encosta 03 apresenta uma menor variação do N-SPT até a profundidade de 14 metros, com valor médio de 10 golpes. A partir dessa profundidade o N-SPT atinge 35 golpes com a profundidade de 18 metros.

A encosta 04 que apresenta um horizonte de solo residual maduro de espessura média de 15 metros, com textura silto-argilosa, exhibe até a profundidade de 2 metros, valor de N-SPT médio de 7. Na profundidade de 15 metros, o N-SPT médio é de 10 com pouca variação dentro do perfil. Após essa profundidade, já no horizonte de solo residual jovem, cuja textura

é silto-arenosa, o valor de N-SPT cresce atingindo o valor máximo de 31 golpes (N-SPT), para a profundidade de 26 metros.

A encosta 05 cujas sondagens só atingiram o manto de solo residual maduro de textura silte argilosa, apresentou valores de N-SPT crescente com a profundidade, variando de 5, na porção superficial, até 21 golpes na profundidade de 10 metros.

Nas porções atravessadas pela superfície de ruptura observa-se valores médios da ordem de 7 golpes, quando se consideram os valores situados entre 1m acima e 1m abaixo dessa superfície, exceto na encosta 05, onde o valor médio foi de 12 golpes. Outra característica das cinco encostas analisadas é a ausência do nível de freático, que não foi detectado até o limite das sondagens efetuadas.

A encosta 02 apresentou coeficientes de condutividade hidráulica saturada crescente com a profundidade, segundo os resultados de ensaios realizados *in situ*. Na prática esse fato pode ser interpretado como uma possível tendência a que as infiltrações de água de dêem na direção vertical. Isto, atrelado à continuidade hidráulica, em virtude do espesso manto de solo e ao nível de lençol freático profundo, corrobora para a provável ocorrência do avanço da frente de umedecimento como mecanismo de ruptura dessas encostas.

Os resultados dos coeficientes de permeabilidade saturada obtidos em laboratório apresentam valores compatíveis quando comparados aos determinados em campo. Outra constatação em relação aos ensaios de laboratório está no fato que os diferentes valores de tensões de confinamento não alteraram sensivelmente os resultados de coeficiente de condutividade hidráulica saturada. A curva de retenção obtida pelo ensaio, apresentou uma morfologia típica para solos siltosos, onde o valor da pressão de entrada de ar se encontra na faixa de 8 kPa. A capacidade de retenção específica ($C(\psi)$) média que representa a variação do teor de umidade em função da variação da sucção, presente no trecho de 20 a 500 kPa é de $4,17 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 / \text{cm}^3 \times \text{kPa}$.

Os tensiômetros convencionais instalados na camada superficial do solo da encosta, revelaram que dentro de um período de 4 meses de monitoramento, a variação da sucção foi de 17 kPa, obtidas no final do período chuvoso (maio), a 70 kPa obtido no mês de agosto, no período de baixa precipitação pluviométrica.

Entretanto esses valores não ocorreram de maneira homogênea e gradativa sendo afetados pelas as condições de variação climatológica. Assim, observa-se que as camadas superficiais de solo, apresentam-se susceptíveis as variações climáticas e de infiltração, não se sabendo como é esse comportamento em profundidade.

6.2 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DA RETROANÁLISE

Apresentam-se na Figura 6.3 as curvas de coesão em função do ângulo de atrito interno obtidas na primeira etapa da retroanálise realizada para cada escorregamento e os pares de valores de parâmetros de resistência para as condições saturadas e não saturadas obtidas através da realização de ensaios de resistência ao cisalhamento.

Notar que as curvas $c=f(\phi)$ se cruzam numa faixa de valores, correspondente a valores de ângulo de atrito interno de 25° a 37°. Os pares de resultados de ensaios de ensaios de resistência ao cisalhamento também se encontram localizados quase em sua totalidade nessa região.

Esse comportamento sobre determinado dos parâmetros de resistência, se deve ao fato da condição de ruptura em cada escorregamento ser diferente, principalmente em relação as condições de sucção operando no instante da ruptura.

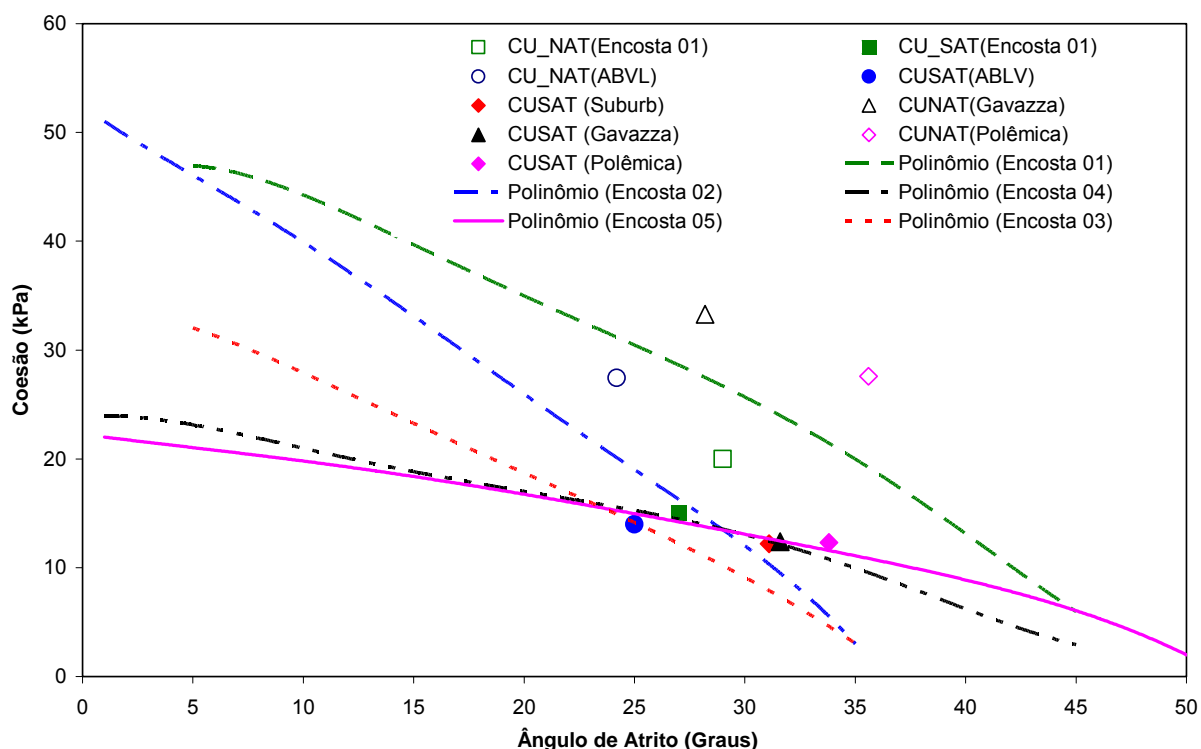


Figura 6.3 -Curva de coesão em função do ângulo de atrito e resultados de ensaios de resistência ao cisalhamento em termos de tensões totais.

Na Tabela 6.1 é apresentado um resumo com os valores médios dos parâmetros obtidos para cada escorregamento obtido através da técnica da retroanálise, o valor de N-SPT relacionado a cada encosta estudada na região da superfície de ruptura, assim como as características geométricas de cada escorregamento.

Tabela 6.1– Resumo dos parâmetros obtidos das retroanálises.

Encosta	Coesão Total (kPa)	Ângulo de Atrito (Graus)	Peso Específico (kN/m ³)	N_SPT na superfície de ruptura	Raio (m)	L (m)	H (m)
01	20	35	17,5	-	57,12	16,77	22,0
02	12	30	17,2	6	155,20	56,52	42,9
03	7	32	17,8	7	122,38	25,25	20,1
04	11,3	33	16,0	8	23,19	9,49	14,1
05	9,0	40	17,5	12	23,16	6,74	10,42

Ao avaliar os valores mais prováveis dos parâmetros de resistência obtidos da retroanálise, verifica-se que o solo mostra um comportamento resistente predominantemente arenoso, com

o ângulo de atrito aproximando-se dos 34° , nos cinco locais estudados. Este aspecto revela-se nas próprias superfícies de ruptura observadas, marcadamente rasas, como é comum em solos arenosos ou evoluídos pedologicamente, conforme assinalado por Wolle (1980). Interessante observar que valores desta ordem de grandeza para o ângulo de atrito podem ser obtidos indiretamente através da proposta de De Mello (1971), pois para SPT de 7 golpes e tensões médias de 100 kPa, resultam ângulos de atrito da ordem de 34° .

Um aspecto que confirma o valor do ângulo de atrito obtido pela retroanálise é de que as superfícies de escorregamentos das rupturas analisadas se encontram inseridas na camada de solo residual maduro, que segundo Magalhães (1990) e Silva (2005) exibem valor médio de ângulo de atrito de 31° .

As inclinações das encostas variam entre 40° e 70° , com altura da superfície de ruptura, variando entre 15 e 43m, raios do círculo de ruptura entre 23 e 156m.

6.3 ANÁLISE DAS RUPTURAS

Caso se considerasse para as encostas 01 e 02 e 05 os parâmetros de solo saturado, estas seriam instáveis, pois as análises mostradas nas análises convencionais (Figura 5.21, Figura 5.23 e Figura 5.28) para cada uma das encostas, mostram fatores de segurança inferiores à unidade para círculos próximos dos círculos reais de ruptura.

A exceção fica por conta da encosta 03 e 04, onde a análise mostrada na Figura 5.24 e Figura 5.26 demonstram que o fator de segurança obtido é superior a unidade, apesar da utilização de parâmetros de resistência obtidos para a condição saturada.

Avaliando a posição dos pontos (coesão e ângulo de atrito) para condição saturada e não saturada obtidas dos resultados de ensaios de resistência ao cisalhamento em relação às curvas de coesão em função do ângulo de atrito definido através da retroanálise, (Figura 5.6) pode-se avaliar que, para as encostas 01,02 e 05, os pontos relacionados à condição saturada se

encontram abaixo da curva $c=f(\phi)$, Isto sugere que a ruptura de ter ocorrido quando ainda operava alguma sucção, o que determinava resistência superior a medida para o solo saturado.

O papel da sucção na estabilidade e posterior ruptura dos taludes estudados podem ser apreciados, com maiores detalhes, através dos resultados da encosta 02, para a qual há maior quantidade de dados. Nota-se que os parâmetros dos ensaios não saturados situam-se acima da curva entre coesão e ângulo de atrito para a condição de $FS=1$ (Figura 5.49). Admitindo-se que as condições de ruptura que tenham operado em campo estejam corretamente representadas no tipo de ensaio realizado, observa-se uma condição estável para o par de parâmetros de resistência medidos em laboratório. Assim, para que a ruptura pudesse ser deflagrada, seria necessário que a coesão se reduzisse, por conta da redução de sucção. Nota-se da equação de previsão da resistência, em função da sucção (Equação 5.1), que para 12 kPa de coesão, resultante da retroanálise realizada, seria necessário uma sucção de cerca de 10 kPa, o que é um indicativo de que a ruptura ocorreu numa condição de solo não saturado.

Análise semelhante pode ser imaginada para as encostas 03 e 04, ainda que neste caso não tenham sido efetuados ensaios com o solo em sua condição de umidade natural para a encosta 03. É de se esperar que a envoltória para diferentes níveis de sucção situe-se acima da envoltória de solo não saturado, donde a necessidade de redução de resistência para que a ruptura pudesse ocorrer. Nestas encostas, cabe destacar o comportamento discrepante quando se consideram os resultados de ensaios com solo saturado, pois os parâmetros de resistência nesse caso fornecem fator de segurança superior à unidade. Razões para essa discrepância podem estar associadas à infiltrações localizadas, provenientes de ruptura de tubulações de água, associada a infiltração das águas pluviais. .

Com relação às encostas 01 e 05, observa-se que para o solo na condição de umidade natural na época de sua amostragem, os parâmetros de resistência são insuficientes para garantir a estabilidade. Isto sugere que nas condições de vida útil do talude, sucções mais

elevadas tenham prevalecido, tendo a ruptura ocorrida por redução destas e conseqüente redução da coesão. De qualquer forma, fica claro da análise das encostas 01, 02 e 05, que as rupturas só podem ter ocorrido para a condição de solo não saturado, já que é necessária uma resistência maior do que a medida para o solo saturado para ter-se uma condição de $FS=1$ e mesmo para o período em que o talude permaneceu estável.

Fica assim estabelecido de forma qualitativa o papel da sucção na estabilidade e posterior ruptura dos taludes estudados. Ressalva-se, contudo, que as análises efetuadas para a condição não saturada dependeram de resultados de ensaios adensados – não drenados, em que a forma de atuação da sucção pode não estar sendo convenientemente retratada.

Por fim, ressalte-se que os casos analisados envolvem mecanismos de infiltração e posterior redução de sucção não adequadamente caracterizada. À infiltração de água devido à chuva, soma-se o registro de infiltrações localizadas devidas ao despejo de águas servidas e à ruptura de canalizações, conforme registros da época das rupturas. Isto introduz dificuldades adicionais, tais como avaliação da taxa de infiltração devido às tubulações rompidas em campo e o efeito dos sulfatos das águas servidas na cimentação do solo.

6.4 ALTO DO BOM VIVER (ESTUDO DE CASO)

As simulações numéricas foram realizadas para os dois cenários possíveis relacionados ao escorregamento do Alto do Bom Viver, a fim de avaliar os possíveis perfis de pressão de água.

O primeiro comportamento está relacionado ao cenário 01, onde a taxa de infiltração de água é a soma da precipitação pluviométrica média e a infiltração antrópica. Essa taxa de infiltração foi inferior ao valor da condutividade hidráulica saturada e principalmente da taxa de evaporação da água no solo o que conduz a um balanço hídrico negativo para esse primeiro cenário, o que privilegia a ocorrência de evaporação. Ademais esse valor de infiltração

também é inferior a ao coeficiente de condutividade hidráulico não saturado correspondente a condição de sucção inicial.

Em virtude desse balanço hídrico negativo, observou-se preliminarmente um aumento da sucção do solo em 30% nas primeiras 72 horas de análise, o que levou a pressão de água média no perfil ao valor de -65 kPa (Figura 5.45).

Logo após esse período a taxa de crescimento da sucção ficou em torno de 5% ao dia atingindo valor de pico em torno de 75 kPa no sexto dia de análise. Notar que o valor manteve-se com pouca variação até décimo quarto dia. Isso se deve em parte, pelo equilíbrio da relação entre o valor de quanto está infiltrando e o valor do coeficiente de condutividade hidráulica não saturada correspondente ao nível de sucção para aquele instante.

Importante comentar que esse valor de sucção máxima obtido pela análise bi-dimensional é próximo ao valor médio determinado de maneira indireta, aferida a partir das amostras de solos que foram retiradas a trado para determinação do teor de umidade em laboratório e associadas às sucções correspondentes obtidas a partir da curva de retenção do solo. Essas amostras foram retiradas dois dias após a ruptura da encosta e apresentada na Tabela 5.8.

A partir do décimo quarto dia, a encosta é submetida a uma taxa de infiltração acrescida do valor de intensidade da chuva crítica por um período de 1 hora, calculado pela a equação (5.2) o que estabelece uma nova condição de contorno a análise. Esse aumento de infiltração de água levará a diminuição da sucção para níveis em torno de 60 kPa para os primeiros seis metros de profundidade.

A partir desse instante a evolução do perfil de sucção se torna gradativa, reflexo da redistribuição não homogênea do teor de umidade dentro do perfil, sem que contudo ocorra qualquer modificação do posicionamento do nível do lençol freático.

O segundo comportamento, relacionado ao segundo cenário, tenta retratar a condição da contribuição de uma tubulação rompida, sete dias antes do escorregamento da encosta. Esse

tempo foi estabelecido em virtude dos depoimentos transcritos dos moradores no relatório técnico(CEPED-1992). Nesse cenário, supôs-se as taxas de infiltração próximas ao valor do coeficiente de condutividade hidráulica saturada e superiores a taxa de evaporação da água no solo.

Através do perfil apresentado na Figura 5.43 e dos resultados exibidos na Figura 5.44, percebe-se que em virtude da taxa de infiltração de 40mm/h ocorreu uma convergência da sucção ao longo da profundidade no valor de sucção correspondente a essa infiltração. Inicialmente na superfície, o solo se apresenta saturado e logo abaixo dessa pequena camada saturada de espessura de alguns centímetros, ocorre a redistribuição do teor de umidade do solo.

Pode-se avaliar que em alguns pontos superficiais apresentados nos perfis, ocorreram valores positivos de pressão de água, apesar disso, no restante do perfil de sucção (camada não saturada), apresenta-se valores negativos de pressão de água.

Analisando a Figura 5.45 onde é representada graficamente a variação do valor médio de sucção até a profundidade de 6 metros com o tempo, percebe-se que a um decréscimo da sucção após a ruptura da tubulação com o passar do tempo, atingindo valores críticos de sucção em torno de 9 kPa no sétimo dia após a ruptura da tubulação. Notar que esse valor seria mais do que suficiente para deflagrar a ruptura da encosta, tendo em vista que pelos resultados obtidos pela retroanálise seria necessário um valor de sucção em torno de 12 kPa para a condição crítica da encosta.

Se analisarmos o tempo necessário de infiltração de água pluvial para o avanço da frente de umedecimento até a profundidade de 6 metros, baseado na proposta de Lumb(1975) e apresentado na Figura 5.45 percebe-se que para o cenário 01 seria necessário cerca de 12,3 horas de chuva com intensidade igual ao coeficiente de permeabilidade hidráulica saturado, o

que de fato não ocorreu. Esse fato endossa a condição de que o avanço da frente de umedecimento não foi determinado pela infiltração da água pluvial.

Quanto às análises de estabilidade realizadas com o acoplamento hidro-mecânico pode-se afirmar que o desenvolvimento de perfis de pressão de água tem reflexo direto sobre a estabilidade de encostas analisadas. Verificou-se que a taxa de redução do fator de segurança está diretamente ligada a velocidade do avanço da frente de umedecimento do solo.

A partir dos resultados obtidos para o cenário 01, apresentados na Tabela 5.25 foi possível avaliar que as taxas de precipitação ocorridas durante o período de análise não foram suficientemente altas para proporcionar a instabilidade da encosta. Se analisarmos os resultados ilustrados na Figura 6.4 percebe-se que o fator de segurança aumenta inicialmente em virtude do aumento da sucção do solo até o valor de 1,7, quando os perfis de pressão de água se estabilizam, apresentando valores na ordem de 75 kPa. A partir desse ponto as oscilações do fator de segurança se encontram na faixa de +/- 0,1 não representando qualquer nível de instabilidade para a encosta.

Se analisarmos o provável valor fator de segurança (Tabela 5.28) para superfície de ruptura real, veremos que os mesmos apresentam com valores superiores a 2, o que indica que essa superfície se encontra estável.

Agora considerando o segundo cenário, pode-se entender que a queda do fator de segurança ocorreu devido a variação do perfil de pressão de água em decorrência da infiltração da água provinda da ruptura da tubulação. Portanto a medida que a frente de umedecimento atingia profundidades maiores o fator de segurança tendia a valores próximos a unidade.

Nos resultados apresentados para análise do fator de segurança percebe-se que a superfície com fator de segurança mínimo, inicia-se profunda no talude (raio muito longo) e à medida que ocorre a infiltração, ela tende a torna-se mais rasa.

O fator de segurança na superfície de ruptura, tende a variar com o tempo da infiltração até valores inferiores a unidade. Pode-se avaliar com base nos resultados apresentados na Figura 6.4 que a ruptura ocorreria entre o décimo quarto ou décimo quinto dia de análise ou seja entre o dia 21 e 22 de março de 1992, como de fato ocorreram.

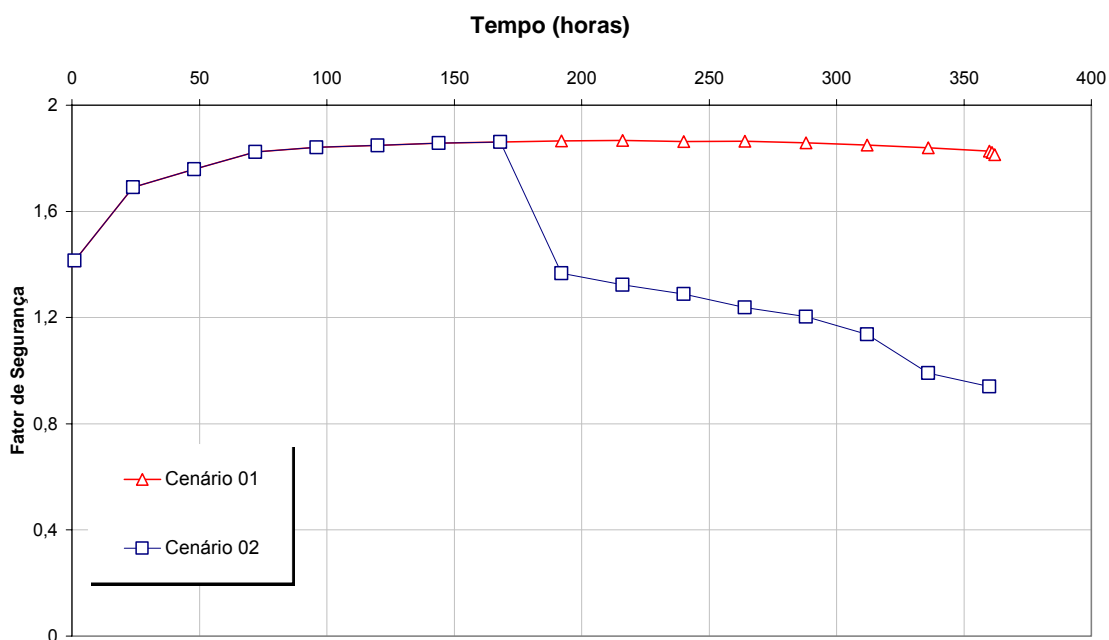


Figura 6.4 - Evolução do Fator de Segurança para Encosta do Alto do Viver para diferentes cenários.

CAPÍTULO 07

7. CONCLUSÕES

O estudo de cinco casos históricos de escorregamentos de solo ocorridos na cidade de Salvador-Bahia, com base na análise de dados preexistentes, em resultados de ensaios complementares realizados especificamente para este trabalho e nas retroanálises conduzidas para as cinco encostas além de simulações numéricas realizadas para a encosta do Alto do Bom Viver, onde se procurou esclarecer o efeito da redução de sucção na ruptura ocorrida, permite formular as seguintes conclusões.

7.1 CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS DOS ESCORREGAMENTOS ESTUDADOS

Os cinco escorregamentos envolveram solos residuais de granulito gnaisse que apresentam certas características comuns, como a composição granulométrica e valores de N-SPT de mesma magnitude junto às superfícies de ruptura. Estas caracterizam-se por serem rasas evidenciando o caráter arenoso dos solos envolvidos.

Com relação aos ensaios complementares realizados para a encosta do Alto do Bom Viver nota-se uma boa aproximação dos resultados obtidos em laboratório para determinação do coeficiente de condutividade hidráulica saturada e aos obtidos em campo. Os resultados dos tensiômetros mostraram-se sensíveis as variações climáticas ocorridas durante o período de monitoramento, como seria de se esperar, com valores mínimos de 20 kPa no auge do período chuvoso.

Os resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados para diferentes condições de drenagem e saturação, mostraram pequena variação do ângulo de atrito interno e variações apreciáveis para diferentes níveis de sucção.

7.2 RETROANÁLISES

A retroanálise efetuada dos cinco escorregamentos revelou valores de ângulo de atrito superiores a 30°, com valor médio de 34° e baixos valores de coesão. Essa característica se reflete na ocorrência de superfícies rasas de escorregamento cuja superfície de ruptura se assemelha a uma “colher rasa”, com o raio da superfície crítica longo.

A variação da coesão do solo, avaliada qualitativamente neste trabalho, sugere ser um fator importante na deflagração da ruptura das encostas estudadas, tendo em vista que o valor de ângulo de atrito pouco variou nos resultados obtidos pelo laboratório ou através de correlações em ensaios de campo, ou resultados obtidos na literatura, quando comparados com os valores obtidos pela retroanálise.

Os resultados da retroanálise e das análises convencionais indicaram que o mecanismo de ruptura possivelmente está atrelado à perda de sucção do solo devido a infiltração de água.

Esse mecanismo de ruptura parece ser comum na maioria dos casos de escorregamentos das encostas na cidade de Salvador, tendo em vista que as características de escorregamento apresentados nas encostas 01,02 e 05 são semelhantes a maioria dos escorregamentos das encostas da cidade de Salvador, principalmente no que concerne à forma e profundidade das superfícies de ruptura e a posição do lençol freático.

Apesar da maioria dos escorregamentos se apresentarem no manto do solo residual do embasamento cristalino é importante comentar que esse solo apresenta boas características geotécnicas, sobretudo em relação à resistência, conforme foi comprovado pelos resultados

dos ensaios realizados. Assim, a ação antrópica, impondo mudanças geométricas drásticas nas encostas, aliadas a perda de parte da sucção do solo parece ser um dos principais condicionantes que leva a ruptura.

Apesar do estudo se concentrar na região da falha geológica de Salvador pode-se afirmar que os condicionantes geológicos não apresentaram grande influência nos escorregamentos do solo. Isso se deve ao fato dos escorregamentos serem rasos, afetando tão somente a zona do solo residual maduro.

7.3 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

As simulações numéricas realizadas para a ruptura da encosta do Alto do Bom Viver, baseado nos dados de precipitação no período fevereiro a março de 1992 e na infiltração de águas residuais revelaram serem essas causas são insuficientes para provocar a ruptura da encosta.

Este panorama se altera quando se considera a influência de uma tubulação de água potável rompida. O padrão de fluxo na encosta se modifica, levando a diminuição da sucção do solo chegando a valores próximos a 12 kPa e a minoração da coesão aparente do solo e conseqüentemente o fator de segurança da encosta também diminui até atingir a ruptura. Estas constatações sugerem que o agente efetivo relacionado à ruptura dessa encosta, se trata da água proveniente da ruptura da tubulação de água potável.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHRENDT, A. (2005) **Movimentos de Massa Gravitacionais-Proposta de um sistema de previsão:Aplicação de uma Área Urbana de Campos de Jordão-SP-Tese de Doutorado em Geotecnia pela Escola de Engenharia de São Carlos -USP.São Carlos(2005).**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6459-**Determinação do Limite de Liquidez.** Rio de Janeiro, ABNT

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6508 - **Grãos de Sólido que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica.** Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7180.-**Determinação do Limite de Plasticidade.** Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7181.- **Análise Granulométrica.** Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 9604 –**Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas.** Rio de Janeiro,ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1995). NBR 13292 - **Determinação do coeficiente de permeabilidade saturada de solos granulares à carga constante.** Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2000). NBR 14545 - **Determinação do coeficiente de permeabilidade saturada em solos argilosos a carga variável.** Rio de Janeiro, ABNT.

ABRAMENTO, M. (1988). **Resistência ao cisalhamento dos solos não saturados: Considerações teóricas e estudo experimental sobre solo coluvionar das encostas da Serra do Mar.** 2.11-2.22p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.(1988).

ANDRADE, M.H.N; DE CAMPOS, T.M.P. e VARGAS JR. ,E.A. (1992). **Retroanálise do escorregamento da encosta do Cactáreo.** In: Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encosta. 1.(1992) Rio de Janeiro- Anais.v1.161 – 172p.

ASSUNÇÃO, D.M.S (2005) **Padrão Quali-Quantitativo do Descarte de Águas Residuárias em Áreas Carentes: Um estudo no Alto do Bom Viver em Salvador.** In: 4º Conferencia Brasileira sobre estabilidade de Encosta(COBRAE).Vol 2..pp 476 a 482. Salvador-BA.

AUGUSTO FILHO O., VIRGILI J.C (1998), **Estabilidade de Taludes.** In: Editor geral et al .Geologia de Engenharia .São Paulo ABGE. Cap 25 p. 260 ,São Paulo.

AVELAR A.S e LACERDA W.A (1997).**Causas Iniciais do movimento de massa da encosta de Soberpo, Rio de Janeiro.**In: Pan American Symposium on Landslides e II Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas. (1997)Rio de Janeiro.Anais: v1 03-12p.

BARATA, F.E (1969) **Landslides in the tropical region of Rio de Janeiro**. In: International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering 7. Mexico, Vol. 2, 507-516p.

BARATA, F.E (1981). **Elocubrações sobre aspectos geotécnicos interessantes, específicos e diferenciáveis dos solos tropicais, em geral, particularmente os do Brasil**. COPPE/UFRJ-CNPQ-ABMS.Vol.2 – 7-31. Rio de Janeiro.

BARBOSA, J.S.F e Dominguez J.L.M (1996) **Texto explicativo para o mapa geológico ao milionésimo**.SICM/ SGM. Salvador 400p.

BARBOSA, J.S.F. (2004) **Mapa geológico da cidade de Salvador**.Relatórios e Anexos, CNPQ/IG UFBA. 43p

BARDEN.L; MADEDOR, A.O e SIDES, G.R, (1969). **Volume change characteristics of unsaturated clay**. **Journal soil mechanics an Foudation Division**. Proceeding . American Society Civil Engineering. v95 SM1, 33-51p

BISHOP, A. W. (1955). **The Use of The Slipe Circle in The Stability Analipsis of Slopes**. Geotechnique Journal, v. 5, n. 1, p. 7-17.

BISHOP, A.W (1959). **The principle of effective stress**. Teknissk Ukebland n39 p 859-863

BISHOP, A.W e BLIGHT, G.E. (1963) **Same aspects of effective stress in saturated and partly soils**.Geotechnique Journal. v13 n3, p. 429-439.

BODMAN, G.B e COLEMAN, E.A (1944) **Moisture and energy conditions during downward entry of water into soils** . In: Soil Science Society.Am.Proceedings, v.8,pp. 116-122.

BRAND, E.W (1985) **Predicting the performance of residual soil slope**. In: International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering.11 São Francisco, Vol. 5, 2541-2578p.

CAMPBELL, D.A (1951) **Types of erosion prevalent in New Zealand**. Association Internationale d'hydrologie scientifique. Bruxelas vol 2 82-95p.

CALLE, J.A.C e VILAR O.M(2001). **Análise da ruptura de um talude em solo não saturado**. In: IV Simpósio Brasileiro De Solos Não Saturados. 2004, São Carlos. Anais.São Carlos: ABMS v1 p 249-254.

CAMPOS, L.E.P (1984) **Influência da sucção na estabilidade de taludes naturais em solos residuais**. 133-135p. Dissertação (Mestrado). Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro. (1984)

CAMPOS, L.E.P e MENEZES, M.S (1992). **A proposed procedure for slope stability analysis in tropical soil**. In: International Symposium Landslides.6,1992, Christchurch.Proceedings v2 p 1351-1355.

CAI, F. e UGAI, K, (2004). **Numerical analyses of rainfall effects on slope stability**. International Journal of Geomechanics .American Society Civil Engineering.v4,n2, p 69-74.

CARDOSO JR., C. R. e FUTAI, M. M. (2005). **Simulação do efeito de um fluxo transiente na estabilidade dos taludes**. In: Conferência Brasileira de Estabilidade de Encosta 2005,Salvador V2-p 453 – 463.

CARRILLO, D. C. W. (1993). **Resistência ao Cisalhamento dos Solos Coluvionares e Residuais Não Saturados da Vista Chinesa**, RJ. 47-2.67p. Dissertação (Mestrado). Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro.(1993)

CARRILLO, D. C. W.,(1997). **Desenvolvimento de um equipamento para o estudo da permeabilidade efetiva em meios multifásicos**, Tese (Doutorado) Pontifícia Universidade Católica.p15-34. Rio de Janeiro (1997)

CEPED (1992) **Relatório Técnico Final da Ruptura da encosta do Lobato. Texto Geral**. Vol 1. 1-79p. Centro de Pesquisa e Desenvolvimento. Salvador- Bahia

CEPED (1992) **Relatório Técnico Final da Ruptura da encosta do Lobato. Relatórios e boletins de sondagens**. Vol IV. 1-97p.Centro de Pesquisa e Desenvolvimento. Salvador- Bahia

CHAPUIS R.P e AUBERTIN. M (2001), **A simplified method to estimate saturated and unsaturated seepage through dikes under steady-state conditions**. Canadian Geotechnical Journal . v 38 (3). 1321 -1328p.

CHO, S.E e LEE, S.R(2001). **Instability of unsaturated soil slopes due to infiltration**. Computers and Geotechnics Journal. v28,p185-208.

CODESAL (1992). **Relatório Técnico do Escorregamento do Alto do Bom Viver – Lobato**. Coordenadoria de Defesa Civil de Salvador- Bahia.

CODESAL (1998) **Relatório Técnico do Escorregamento do Morro do Gavazza – Barra**. Coordenadoria de Defesa Civil de Salvador- Bahia.

CODESAL (2006) **Acidentes na cidade de Salvador – Bahia**. Disponível em : http://www.defesacivil.salvador.ba.gov.br/index.php?option=com_content&task=blogcategory&id=29&Itemid=82&limit=10&limitstart=240 . Coordenadoria de Defesa Civil de Salvador – Bahia.

COSTA NUNES, A.J.(1969) **Landslides in soils of decomposed rock due to intense rainstorms.** In: International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering . Mexico, 7,Vol. 2, 547-554p.

COREY, A.T.,(1957). **Measurement of Water and Air Permeability in Unsaturated Soil,** Soil Science Society American Journal, v 21,n1 , p.7-10.

CRONEY, D e COLEMAN,J.D (1960)-**Soil structure in Relation to Soil Suction.** Journal Soil Science.n 5;p75-84

CROZIER, M.J (1975) **Some Problems in the correlation of landslide movement and climate. In: International geography movement internationale .** V.1 90-93p.

CRUZ, S.A.S (2005).**Caracterização petrográfica e petroquímica e estrutural do embasamento cristalino da cidade de Salvador –Bahia;Porção leste.** Trabalho final de curso de geologia da Universidade Federal da Bahia. 64p

CUI Y J; DELAGE P (1996) **Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt.** Geotechnique Journal, V46 n2, p 291-311.

DE CAMPOS, T.M.P (1981) **Análise de estabilidade: Métodos, parâmetros e pressões neutras.** Anais da mesa redonda: Aspectos geotécnicos de encostas. Rio de Janeiro.

DE CAMPOS T.M.P (1997). **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. 2, 1997, Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: ABMS v2 p 399-417.**

DE CAMPOS et al (2006).**Evaluation of the failure mechanism of na unsaturated tropical soil slope.** In: International Conference Soil Unsaturated .4, 2006.Bowtmore:v1 p485-496

DEERE, D. U.; PATTON, F. D.(1971). **Slope Stability in Residual Soils from the proceedings**. In: Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,4, 1971, Rio de Janeiro.Anais. Rio de Janeiro: ISSMEG v2 p 399-417.

DUARTE, A.P.L; DE CAMPOS, T.M.P.; ROCHA-FILHO, P.; VARGAS, E.A.(2005). **Avaliação dos fatores de segurança e mecanismos de ruptura através de soluções analíticas**. In: Conferência Brasileira de Estabilidade de Encosta, 2005, Salvador V2-p 531 – 540.

ELBACHÁ, A.T, CAMPOS, L.E.P. e BAHIA, R.F.C(1992). **Tentativa de Correlação entre precipitação e deslizamento na cidade de Salvador**. In: 1º Conferencia Brasileira sobre estabilidade de Encosta(COBRAE). .Vol 3..pp 647 a 656. Rio de Janeiro-RJ.

EMBRAPA. (1973). **Mapa pedológico da cidade de Salvador** – Bahia. Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. Escala 1:100.000. Disponível em: <http://www.uep.cnps.embrapa.br/solos/index.php?link=ba>

ESCARIO, V e SAEZ J (1986). **The shear strenght of partly saturated soils**. Geotechnique Journal. V36 n3, p. 453-456.

ESCARIO, V e JUCÁ J.F.T (1989). **Strenght and deformation of partly saturated soils**. In: International Conference Soil Mechanics Engineering Foundations, Proceedings Rio de Janeiro 1 V1 43-46p.

FEUERHARMEL, C et al (2004) **Determinação das curvas características de solos coluvionares pelo uso combinado da placa de sucção e método de papel filtro**. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. 4, 2004, São Carlos.Anais.São Carlos: ABMS v1 p 243-248p.

FREDLUND, D.G; MORGENSTERN, N.R (1977). **Stress state variables for unsaturated soils**. Journal of the Geotechnical Engineering Divison.Proceedings of America Society of Civil Engineers,New York,(GT5) p447- 466.

FREDLUND, D.G; KRAHM, J (1977) **Comparison of Slope stability methods of analyses**.Canadian Geotechnical Journal. v14 n3, p. 429-439.

FREDLUND, D.G; MORGENSTERN, N.R e WIDGER, R.A (1978) **The Shear Strength of Unsaturated Soils**.Canadian Geotechnical Journal. v15 n3, p. 313-321.

FREDLUND, D.G (1987) **Slope stability analysis incorporating the effect of soil suction, In: Slope Stability**. Anderson & Richards eds. John Wiley & Sons.p113-144.

FREDLUND, D.G; RAHARDJO, H e GAN J.K.M (1987). **Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils**. In: International Conference On Expansive Soils 6 New Delhi proceedings v2 p 49-54.

FREDLUND, D.G; RAHARDJO, H (1993) **Soil Mechanics for Unsaturated Soil**. Wiley-Interscience publications.

FREDLUND, D.G., Xing, A. e Huang, S. et al., (1994). **Predicting the Permeability Function for Unsaturated Soils Using the Soil-Water Characteristic curve**. Canadian Geotechnical Journal. V 31, pp 533-546.

FREIRE, E.S .M (1965) **Movimentos coletivos de solos e de rochas e a sua moderna sistemática**.Revista Construção. Rio de Janeiro n 95 10-18p

FREEZE, R.A, (1969). The mechanism of material groundwater recharge and discharge - one dimensional, vertical, unsteady, unsaturated flow above a recharging or ischarging groundwater flow system., Water Resource Research, v. 5, n. 1, p. 153-171.

GAN, J.K e FREDLUND, D.G (1995) Shear strength behavior of two saprolitic soils. Proc. Of two saprolitic soils In: Proc.of first international conference on unsaturated soils. Paris.França

GARDNER, W.R(1958). Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. Soil Sci Journal, v85. p189-200.

GEOHIDRO (2005) Relatório Técnico preliminar do plano diretor de encosta da cidade de Salvador-Bahia. Vol 3 134p.

GETARES (1996). Relatório técnico preliminar sobre as áreas de riscos nas encosta de Salvador. Grupo de Estudos Técnicos de Áreas de Risco de Salvador

GEOTECNIQUE (1999). Relatório de Ensaios de caracterização da Encosta da Av. Suburbana. Laboratório da Geotecniq, RE 01/1999. Salvador - Bahia

GEOSTUDIO (2004). Seep/w for finite element seepage analysis.; Seepage modeling with Seep/w.An Engineering methodology. Geostudio.Calgary-Alberta

GEOSTUDIO (2004). Stability modeling with Slope/w.An Engineering methodology. Geostudio.Calgary-Alberta

GERSCOVICH, D. M. S., 1994, **Modelagem Numérica de Fluxo em Meios Porosos Saturados/Não Saturados com Aplicações ao Estudo de Encostas do Rio de Janeiro**. Tese (Doutorado)., PUC/RJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GERSCOVICH.D.M.S(2001). **Equações para a modelagem da curva característica aplicada a solos brasileiros**. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados.3,2001.Anais.Rio de Janeiro.ABMS V2. p87-91.

GERSCOVICH, D.M.S; GUEDES, M.N (2004) **Avaliação das relações de condutividade hidráulica em solos brasileiros não saturados** In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. 4, 2004, São Carlos.Anais.São Carlos: ABMS v1 p 249-254.

GERSCOVICH, D.M.S., VARGAS JR., E.A., DE CAMPOS, T.M.P. (1992) **Avaliação dos fatores que influenciam a modelagem numérica do regime de fluxo de uma encosta no Rio de Janeiro**. In: Conferencia Brasileira Sobre Estabilidade de Encosta. 1.(1992) Rio de Janeiro: ABMS - Anais.V1.p 657 - 673.

GERSCOVICH, D.M.S., VARGAS JR., E.A., DE CAMPOS, T.M.P. (1997) **Modelagem tridimensional do regime de fluxo em um talude na cidade do Rio de Janeiro, Brasil**. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. 2, (1997) Rio de Janeiro,Anais, V. I, p. 281 - 293.

GOMES, C.L.R. (2003) **Retroanálise em estabilidade de taludes em solo: metodologia para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento**. Dissertação (Mestrado).Universidade de Campinas – Campinas- SP

GREGERSEN, O (1981). **The quick clay landslide in Rissa, Norway**. In: International Conference Soil Mechanics Engineering Foundations, 11.Proceedings Stockholm V3 p 421-426.(1981)

GUIDICINI, E. e NIEBLE, C. M. (1976), **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**, Editora Edgard Blücher Ltda, São Paulo, 170p.

GULHATI, S.K e SATIJA, B.S (1981) **Sher strength of partially saturated soils**. In: International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering. 11 São Francisco, Vol.1, 604-612p.

HE, D.H (1996). **Back determination of the strenght parameters in failed slopes In: International Symposium the Landslides**. 7, 1996.Trento .Proceedings.v1p661-666.

HILF, J.W (1956). **An investigation of pore water pressure in compacted soils**. Bureau of Reclamation tech.menb., 1956

HILLEL. D.(1971). **Soil Water –Phisical principles and processes** .New York,Academic Press, 1971.Cap 1-5.

HO D.Y.F e FREDLUND D.G (1982).**A multistage triaxial test for unsaturated soils** .Geotechnical Testing Journal, v5 n 1 18-25p

HOEK, E. (1972), **Estimando a estabilidade de taludes escavados em minas a céu aberto**. Tradução n. 4, APGA, São Paulo, 58p.

HOYDAL, O.A e HEYERDAHL, H(2006). **Methodologia for calculation of rain induced slides**. In: International conference soil unsaturated.4, 2006.Prpceedings Bowtmore:v1 p 473-483

JANBU, N. (1954), **Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis**, In: Proceedings of the european conference on stability of earth slopes, Stockholm, v.3, p. 43-49.

JESUS, A.C , MIRANDA, S.B, DIAS, L.S.O, BRITO JUNIOR, J.A, BURGOS P.C, CAMPOS L.E.P (2005) **Contribuição para o zoneamento das áreas com características geotécnicas semelhantes da cidade de Salvador visando a aplicação em mapeamento de risco**. In: Conferencia brasileira de sobre estabilidade de encostas. 4 vol,1- 17 -25. Salvados Bahia

JESUS, A.C, MIRANDA S. B, CAMPOS, L. E. P E BURGOS P. C (2006). **Estudo da frente de umedecimento de um solo residual de Salvador-Ba**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.12.Curitiba .CD-Rom.

KANKARE L.E (1969). **Failures at Kimura floating canal in southen Filand**. In: International Conferece Soil Mechanics Engineering Foundation.7.Proceedings .Cidade do México.v2p609-617.

KLUTE, A(1986).**Water Ratation:Laboratory Methods**.In: Klute A, ed.Mefhods and Soil Analysis.2 ed Madison , Americam Society of Agronomy, inc,Soil Science Society of America, Inc, 1986, Cap. 26. p 635-656.

LABGEO (1999). **Relatório de Ensaios de caracterização e resistência para amostra retirada da encosta da Suburbana**. Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal da Bahia, RE 60/1999. Salvador – Bahia.

LABGEO (1997). – **Relatório de Ensaios de caracterização e resistência para amostra retirada da Encosta do Lobato**. Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal da Bahia, RE 79/97. Salvador – Bahia.

LABGEO (1998). – **Relatório de Ensaios de caracterização e resistência para amostra retirada do morro do Gavazza**. Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal da Bahia, RE 24/98. Salvador – Bahia.

LABGEO (2005). – **Relatório de Ensaios de caracterização e resistência para amostra retirada da Encosta da Polêmica**. Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal da Bahia, RE 37/05. Salvador – Bahia.

LEINZ, Viktor (1977). **Glossário Geológico**. 1977. 2ª ed.. São Paulo: Editora Nacional.

LEONG, L.C e Raharjo H.(1993).**Review of Soil-Water Characteristic curve equation**. Geotechnical and Geoveriometal Engineering ,v.1, n.1, p. 1106-1117.

LIBARDI et al (1980) **Simple field methods for estimanting soil hydraulic conductivity**. Soil e Sci.Soc.Am.Journal Vol.44n(3)-7p.

Little, A.L (1969) **Definition, Formation and Classification**. In: International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering.7 Mexico, General Report- Special session (Engineering proprieties of lateritic soils.

LUMB. P(1962) **Effect of rain storns on slope stability**. Symposium on Hong Kong Soils 73-87p.

LUMB, P (1975) **Slope failures in Hong Kong**. Journal Engineering Geological. v8 p 31-65.

MACHADO, S.L e VILAR, O.M (1998). **Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados: Ensaios de Laboratório e determinação Expedita**. Revista Solos e Rochas. V2 n1.2 p65-78.

MACHADO S.L e PRESA E.P (2001) Monitoração de um processo de creep em talude de massapé In: Conferência Brasileira sobre estabilidade de encostas 3. 125-132P Rio de Janeiro.

MACHADO S.L e Zuquette L.V(2004).**Transporte de Massa e Mecanismo de Retenção em Solos não Saturados.** In: Simpósio de Mecânica Dos Solos Não Saturados. 4, 2004, São Carlos.Anais.: ABMS v2 p 545-572. São Carlos – SP

MAGALHÃES, J.A.C (1990). **Escorregamento de base em um talude de solo residual de rocha metamórfica granítica.** Dissertação (mestrado). Pontificia Universidade Católica - Porto Alegre Rio Grande do Sul.

MAGALHÃES, J.A.C, DIAS R.D, PRESA E.P e CAMPOS, L.E.P (1992).**Deep seated landslide of granulite residual soil.** In: International Symposium Landslides.6,Christchurch.Proceedings v2 p 1351-1355.

MALONE, A.W. e SHELTON, J.C (1981) **Landslides in Hong Kong 1978 – 1980.** Engineering and Constrution in tropical and residual soils. Honolulu. Pp 425-442.

MARINHO F.A.M; PEREIRA J.H.F (1998) **Mini-Curso de Solos Não Saturados** In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 11, (1998).Apostila. Brasília :ABMS p 1-67.

MASSAD, F.(1984) **Escavações a céu aberto** In: Enc. Tec.Solos tropicais, v2, AECESP/ABMS/ABGE,31p. São Paulo.

MATOS M.M (1974). **Stability of slopes in residual soils.** Dissertação (Mestrado) – University of Alberta. Canadá

MELLO, V. F. B.(1972), **Thoughts on Soil Mechanics Applicable to Residual Soils**, In: Southeast Asian Conference On Soil Engineering, 3, Hong-Kong, Proceedings, p.5-34.

MENEZES M.S e CAMPOS L.E.P (1992). **Estabilização de taludes em solos residuais tropicais**. In: Conferência Brasileira sobre estabilidade de encostas 1. 101-109p Rio de Janeiro

MERIGGI R; MARCO, C.Di e PAVONI, R(2002).**A parametric analysis of colluvial slope stability during heavy rainfalls**. In: International Conference Unsaturated Soil Mechanics.3.Proceedings v1 741-747p.

MORGENSTERN, N.R; MATOS, M.M (1975). **Stability of slopes in residual soils**. In: Conference Panamericam On Soil Mechanics And Foudation Engineering, 5, (1975).Anais: Foz de Iguaçu:ISSMEF. V3, p 367-383.

MORGENSTERN, N. R. e PRICE, V. E. (1965), **The Analysis of the Stability of General Slip Surface**, Geotechnique, v.15, n.1, p. 79-93

MOREIRA, J.E.(1974) **Estabilidade de Taludes de solos residuais de granito e gnaisse**.Dissertação (mestrado). COPPE.Universidade Federal do Rio de Janeiro. – Rio de Janeiro

MOREIRA, B.D.M; VARGAS Jr; E.A; DE CAMPOS T.M.P e ANTUNES, F.S (1994). **Estudo de um método para a determinação da condutividade hidráulica saturada-não saturada de um solo de encosta do Rio de Janeiro**. In: Simpósio Brasileiro De Solos Não Saturados. 2,1994, Recife.Anais. Recife: ABMS v2 p581-591.

NG . W. W. E SHI . Q (1998) **A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seep-age.** Computers and Geotechnics. Vol. 22 (1)1-28p.

NGUYEN, N.G (1984). **Back calculations of slope failures by secant method.** Geotechnique Journal. V34(3) 423-427p.

ÖBERG, A.L. e SÄLLFORS, G. A (1995). **Rational approach to the determination of the shear strength parameters of unsaturated soils.**In: International Conference on Unsaturated Soils.1(1995). Paris- Proceedings. V1, 432-448p.

PASTORE, E.L.(1992) **Maciços de solos saprolíticos como fundação de barragens de concreto gravidade.**Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos- São Carlos.Universidade São Paulo. São Paulo

PMS (2001), **Salvador-Encostas (1542 – 2004).** Prefeitura Municipal de Salvador – Bahia. 1-65p.

POULOVASSILIS, A (1962) **Hysteresis of pore water in granular porous bodies.** Soil Science Journal,Baltimore.V109 p 5-12.

PRADEL, D., RAAD, G. (1993), “**Effect of Permeability on Superficial Stability of Homogeneous Slopes**”, Journal of Geotechnical Engineering, v. 119, n. 2 (February), pp. 315-322.

PRESA, E.P e SILVA J.C.F (1978).**Escorregamento do maciço do Julião.** In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. 2, 1978,São Paulo. Anais.ABGE v2 p 165-184.

QUEIROZ, R. C. (1986), **Aplicação do Método de Retroanálise no Estudo da Estabilidade de Taludes de Estradas Situadas em Solos Oriundos da Formação Adamantina, 06 -**

20p.Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos –Universidade de São Paulo. São Carlos (1986).

REIS, R.M (2004) **Comportamento tensão-deformação de dois horizontes de um solo residual de gmaisse**. Tese (Doutorado). São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos.Universidade São Paulo 196. São Paulo.

RODRIGUES,R.A (2007) **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade São Paulo 262p.São Carlos.

RÖHM, S.A (1992) **Resistência ao cisalhamento De um solo arenoso laterizado Saturado da Região de São Carlos – SP**. 57-98p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos –Universidade de São Paulo. São Carlos (1992).

RÖHM, S.A (1997), **Solos Não Saturados**.Monografia Geotécnica.n 4- Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

RUXTON, B.P e BERRY, L (1969). **Weathering of granite and associated erosional Featuresin Hong Kong**. Buul. Geol. Soc. Amer. Vol 68.

SANTOS L.A.O e ASSUNÇÃO, D.M.S (2005) **Vazões de águas residuárias descartadas nas cristas dos taludes de assentamentos urbanos carentes**. In: Conferencia Brasileira Sobre Estabilidade de Encosta. 4.(2005) Salvador- Anais.V2..p 797 - 809.

SANTOS.L.A.O e Guimarães R.B(1992).**Infiltração vertical de água em solos insaturados:Frente de saturação ou umedecimento?** In: Conferencia Brasileira sobre estabilidade de Encosta 1.Rio de Janeiro Anais v1,p 631 a 645.

SHARPE, C.F.S(1938) **Landslides and related phenomena**. Columbia university press. Pageant . New Jersey. 133p

SILVA, J.C.B.J (2002) **Encostas de Salvador: Um Estudo de Casos**. Monografia apresentada à Universidade Estadual de Feira de Santana para Progressão na Carreira de Magistério Superior de Professor Assistente para Adjunto. Feira de Santana / Ba. 45p.

SILVA, A.M (2004) **Banco de dados de curvas de retenção de água de solos brasileiros**. In: Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos 1, 2004, São Carlos.Cd-Rom.São Carlos.

SILVA, P.S (2006) **Comportamento mecânico e hidráulico de um solo residual do granulito-gnaiss de salvador e sua aplicação no estudo de mecanismos de instabilização de taludes**. Dissertação(mestrado). Mestrado de Engenharia Urbana e Ambiental – Universidade Federal da Bahia. Salvador. 179p.

SKEMPTON, A.W e HUTCHINSON J.N (1969). **Stability of natural slopes and embankment foudations. State of the art**. In: International Conference Soil Mechanics and Foundations Engineering.7 Mexico. 291 – 340.

SMITH, P.G.C., ADDENBROOKE, T.I., POTTS, D.M., (2002), **Coupled Finite Element Analysis of Infiltration Unsaturated Soils**, In: International Conference On Unsaturated Soils, 3 Proceedings:V.1, PP. 3-7, RECIFE.

SOARES, A.P.A.L. (1999). **Avaliação do Mecanismo de Ruptura da Encosta em Solo Residual Não-Saturado da Vista Chinesa**. Dissertação (mestrado). Pontifícia Universidade Católica. 204p. PUC-RIO.Rio de Janeiro

SOARES, A.P.A.L.; VARGAS JR. E.A, e DE CAMPOS,T.M.P (2003). **Avaliação do Mecanismo de Ruptura da Encosta em Solo Residual Não-Saturado da Vista Chinesa** In: Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encosta. 3.Rio de Janeiro. Anais 1 v.1 p 409-417.

SOARES, A B.(2006) **Fluxo de Água em Talude Arenoso:Modelagem Física e Numérica** 25-68p. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro –Rio de Janeiro (2006).

SOUZA, P.S (2006) **Comportamento hidráulico e mecânico de um solo residual de granulito-gnaiss de Salvador e sua aplicação no estudo de mecanismos de instabilização de taludes.**105-150p. Dissertação (Mestrado).Mestrado de Engenharia Urbana e Ambiental- Universidade Federal da Bahia. Salvador –Bahia

SOUZA, V.A.D (1995)-**Estudo dos mecanismos de ruptura da encosta do morro Santos Rodrigues (Querosene) Rio de Janeiro.** Dissertação (mestrado). Pontifícia Universidade Católica Rio de Janeiro(1995).

SOWERS, G.F (1963). **Engineerring properties of residual soils derived from Igneous and metamorphic rocks.** II Conference Panamerican Soils Mechanics an Foudations Engineering. Vol 1. Brasil.

TATIZANA, C.; OGURA, A. T.; CERRI, L. E. S (1987). **Análise de correlação entre chuvas e escorregamentos - Serra do Mar, Município de Cubatão.** In: Congresso Brasileiro De Geologia De Engenharia, 5, 1. 1987. p. 225-226. São Paulo.SP

TAYLOR, D.W (1948). **Fundamentals of soil mechanics,** John Wiley & Sons, 700p,

TEOMAN M.B; TOPAL, T e ISIK, N (2004).**Assessment of slope stability in Ankara clay:A case Study along E90 highway.**Environmental Geology.v45p963-977.

TERZAGHI, K.(1943) **Theoretical soil mechanics**. John Wiley & Sons, New York.

TERZAGHI, K (1950) **Mechanism of Landslides**. Traduzido por: Ernesto Pichler .Transcrito pela Revista politécnica .

VAN GENUTCHTEN, M.TH(1980).**A Closed-form equation for predicting the hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils**.Soil sci.Soc.Am .J -v 44. 892-898p

VANAPALLI,S.K e FREDLUND.D.G(1994).**Interpretation of undrained shear strength of unsaturated soil interns of strese state variable**.

VAN GENUTCHTEN, M.TH(1980).**A Closed-form equation for predicting the hydraulic- Conductivity of Unsaturated Soils**.Soil sci.Soc.Am .J -Vol 44.p 892-898

VARNES D.J (1950) **Relation of Landslides to sedimentary features in Applied sedimentation** .John Wiley e Sons pp 229-246.

VARGAS. M. (1953) **Some engineering properties of residual caly soils occurring in southern Brazil**. In: International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering .3 Suíça, Vol. 1, 67-71p.

VARGAS, M.; PICHLER, E. (1957) **Residual Soil and Rock Slides in Santos Brazil**, In:International Conference Soil Mechanics Engineering Foundations, 4, Proceedings. Londres v1 p 43-46.

VARGAS, M. (1977). **Introdução à Mecânica dos solos**. São Paulo: Editora McGraw-HILL do BRASIL, INC, 1977.

VARGAS, M. (1999) **Revisão Histórico – Conceitual dos Escorregamentos da Serra do Mar**. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v 22, n1 p 53-83,.

VARGAS JR. E.A, COSTA FILHO L.M E DE CAMPOS,T.M.P(1992). **Análise de Infiltração em solos de Encostas no Rio de Janeiro e sua consequência na estabilidade**. In: Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encosta. 3.Rio de Janeiro. Anais 1 v.3 p759-769.

VARNES, D.J (1957) **Landslide types and processes**. In: Landslides and Engineering practice. Highway research board special report 29. NAS-NRC Publication 544 20-47p.

VAUGHAN, P. R. (1985), **Poro Pressures Due to Infiltration into Partly Saturated Slopes**,In: International Conference On Geomechanics In Tropical Lateritic And Saprolitic Soils.1, Brasília .v. 2, pp. 61-71.

WARD, W.H (1945). **The stability of natural slopes**. Geographical Journal (105) 170 -197.

WESLEY L.D e LEELARATNAM V. (2001) **Shear strength parameters from back-analysis of single slips**. Geotechnique Journal v(51) N 04. 373 – 374.

VILAR, O.M, (2006). **A Simplified procedure to Estimate the Shear Strength Envelope of Unsaturated Soils**. Canadian Geotechnical Journal. V.43, N(4), p 1088-1095.

WOLLE, C. M. (1980). **Taludes Naturais – Mecanismos de Instabilização e Critérios de Segurança**, 2.11-2.22p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.(1980)

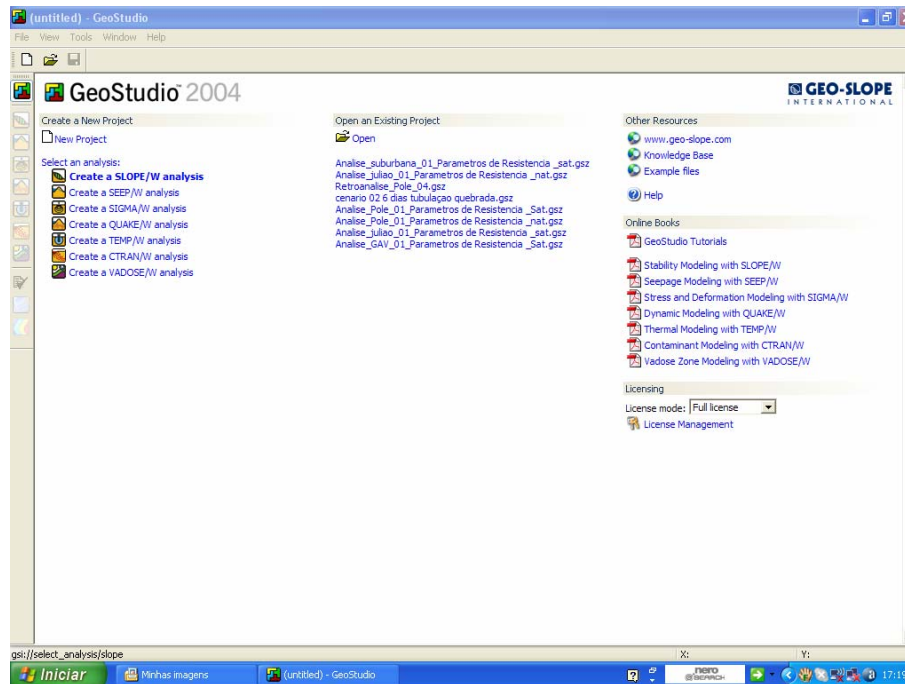
WOLLE, C. M. (1988) **Análise dos escorregamentos translacionais numa região da Serra do Mar no contexto de uma classificação de mecanismo de instabilização de encostas.** Tese (Doutorado) Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo. 406p.

WOOD, D.M.(1979). **The behaviour of partly saturated soils:** a review. Cambridge University Engineering Department Technical report. CUED/D – Soils/TR69. 71P
Este panorama se altera quando se considera a influência de uma tubulação de água potável rompida. O padrão de fluxo na encosta se modifica, levando a diminuição da sucção do solo chegando a valores próximos a 12 kPa e a minoração da coesão aparente do solo e conseqüentemente o fator de segurança da encosta também diminui até atingir a ruptura. Estas constatações sugerem que o agente efetivo relacionado à ruptura dessa encosta, se trata da água proveniente da ruptura da tubulação de água potável.

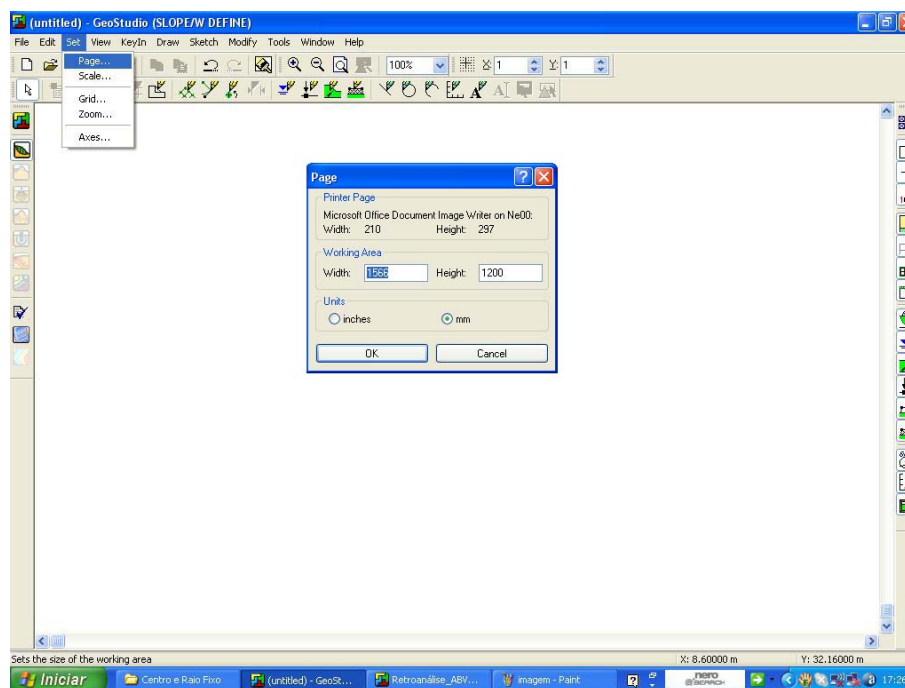
**APÊNDICE A -TUTORIAL PARA RETROANÁLISE UTILIZANDO-SE DA
FERRAMENTA COMPUTACIONAL GEOSLOPE**

1. ETAPA 01 – DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA E PROPRIEDADES DA ENCOSTA ROMPIDA

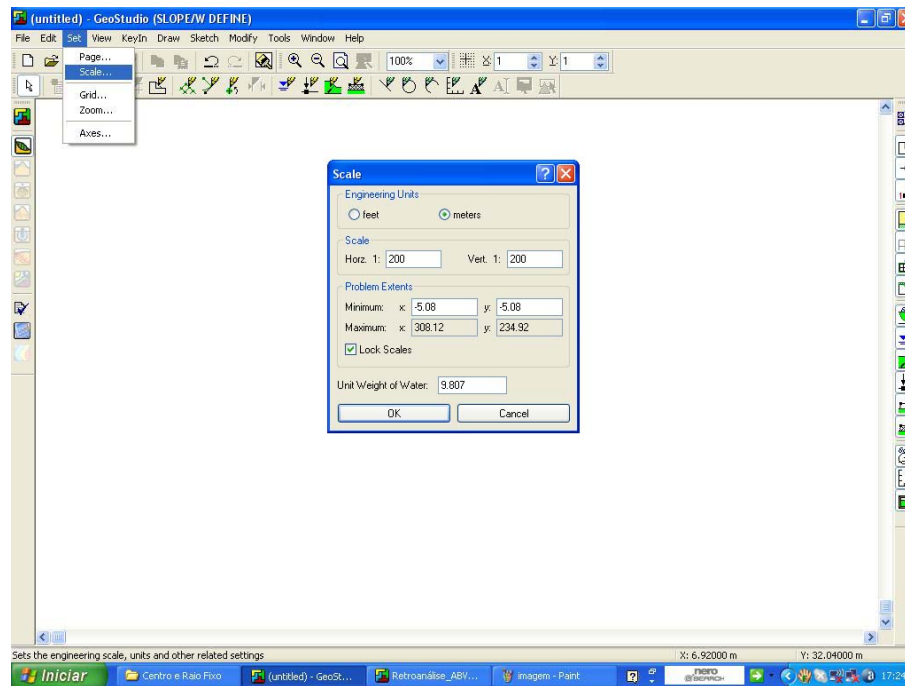
1.1. Inicie o software GeoSTUDIO e selecione **Create a Slope/w analysis**.



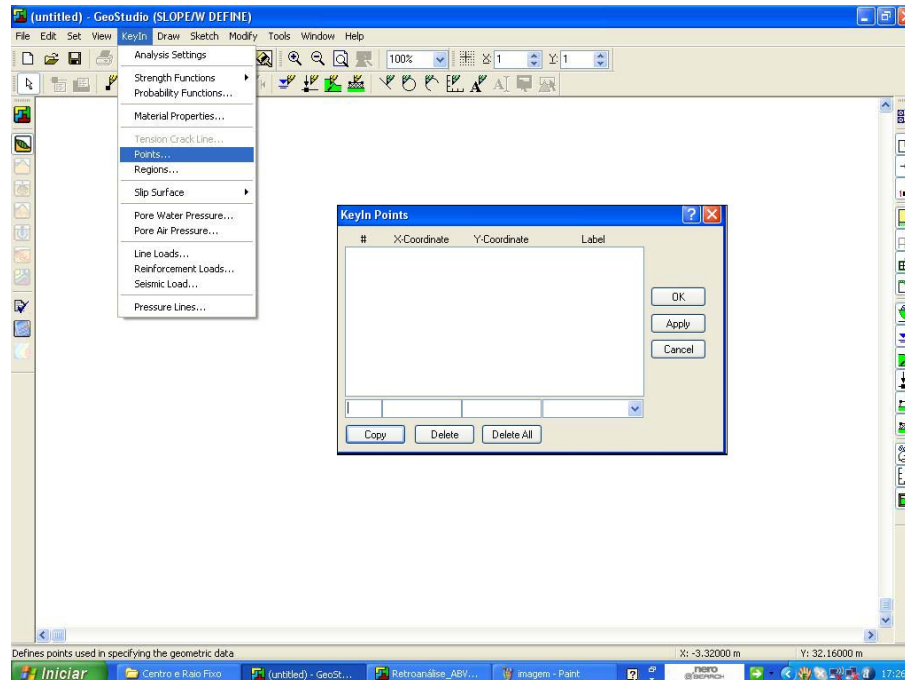
1.2. Ajuste o tamanho do papel (SET →Page)



1.3. Ajuste a Escala do Desenho (SET →Scale)

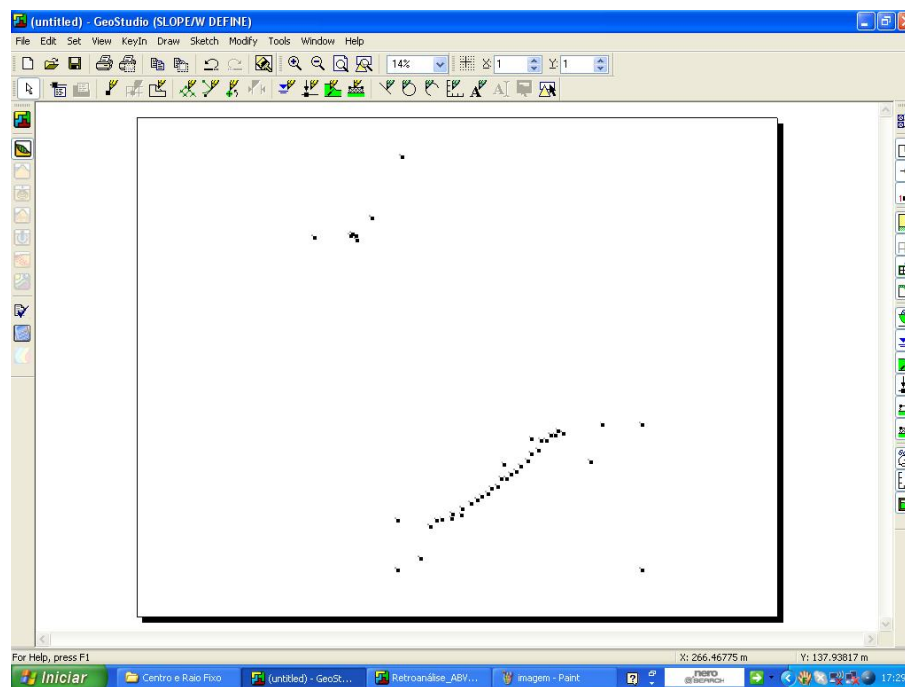
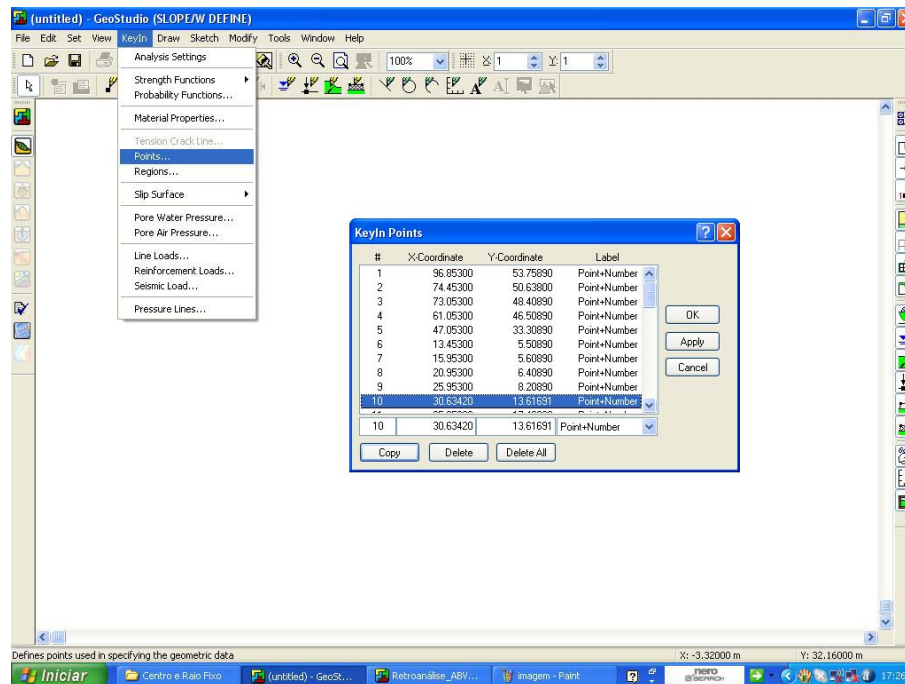


1.4. Insira as coordenadas do desenho (KeyIn→ Points)

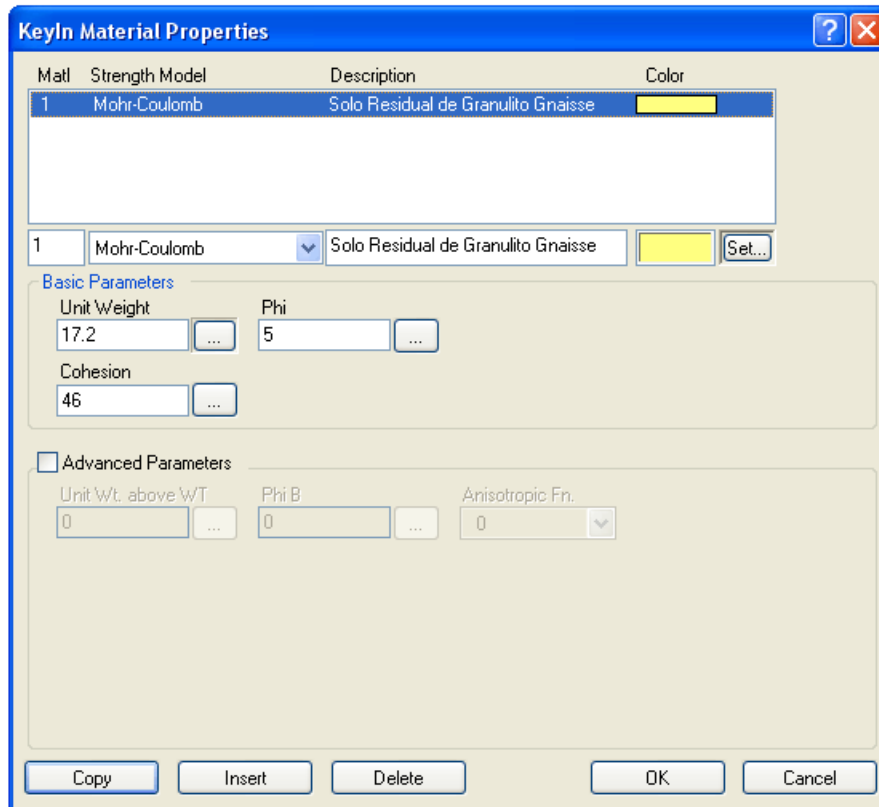


Obs:

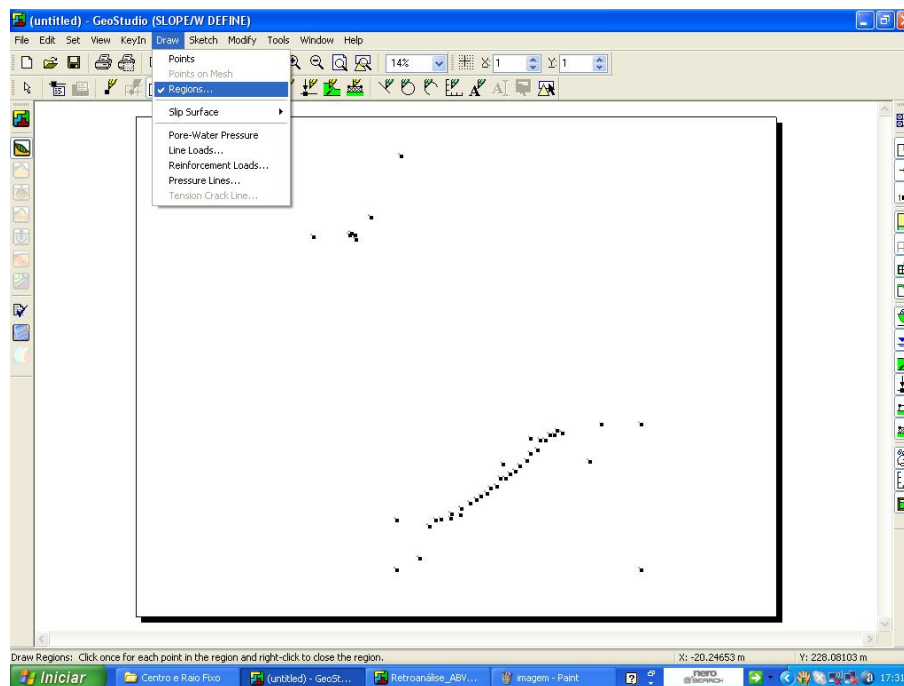
- i) Essas coordenadas podem ser obtidas através do levantamento planialtimétrico e baseado nos itens 4.21
- ii) Caso necessite realiza-se uma adequação da escala do desenho

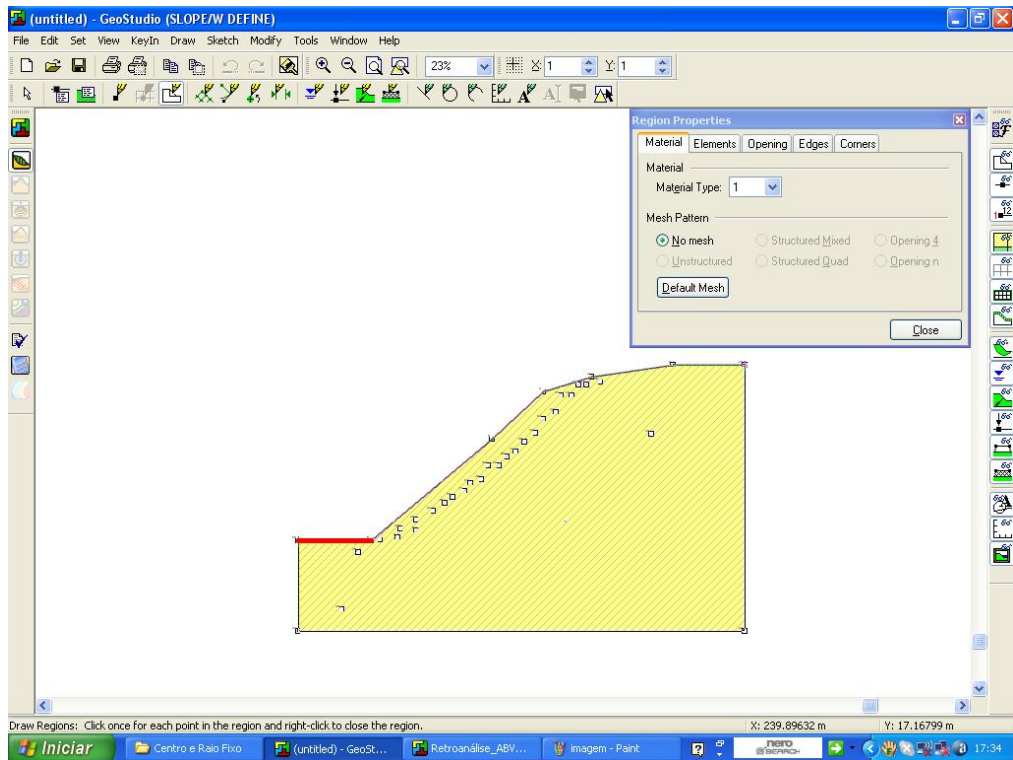
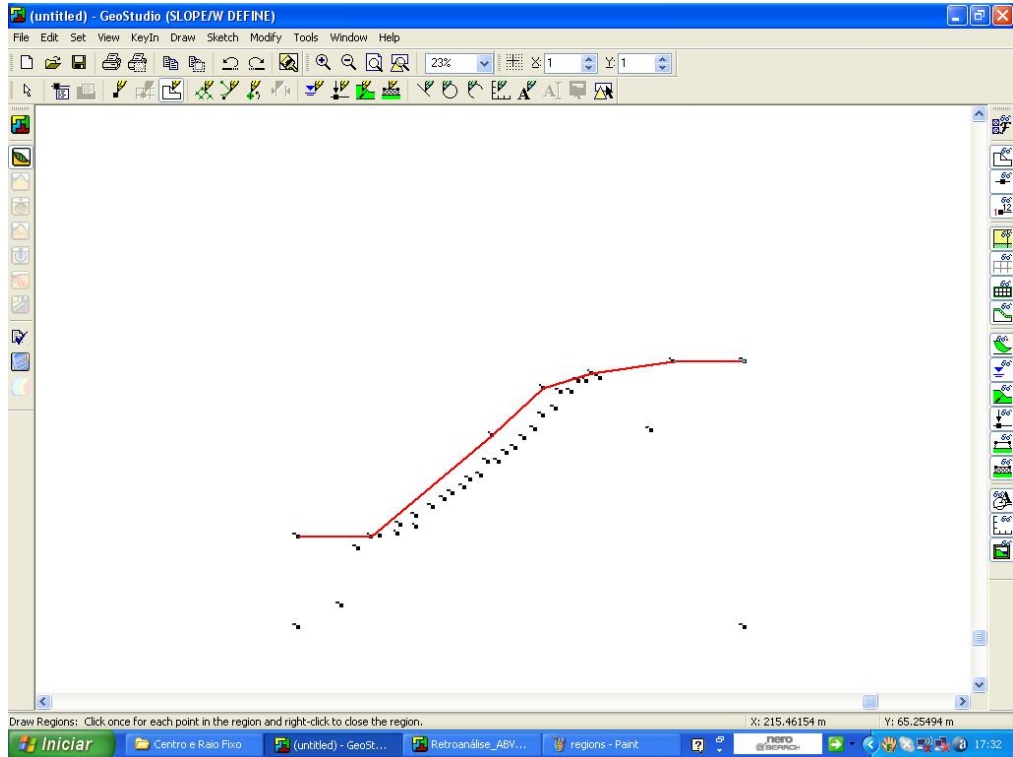


1.5. Define as características (coesão, ângulo de atrito, peso específico) do talude : KeyIn → Material Properties



1.6. Reconstitui-se a geometria inicial do talude ligando os pontos do desenho através do comando Regions e define as propriedade do solo definido no item anterior (Draw → Regions)

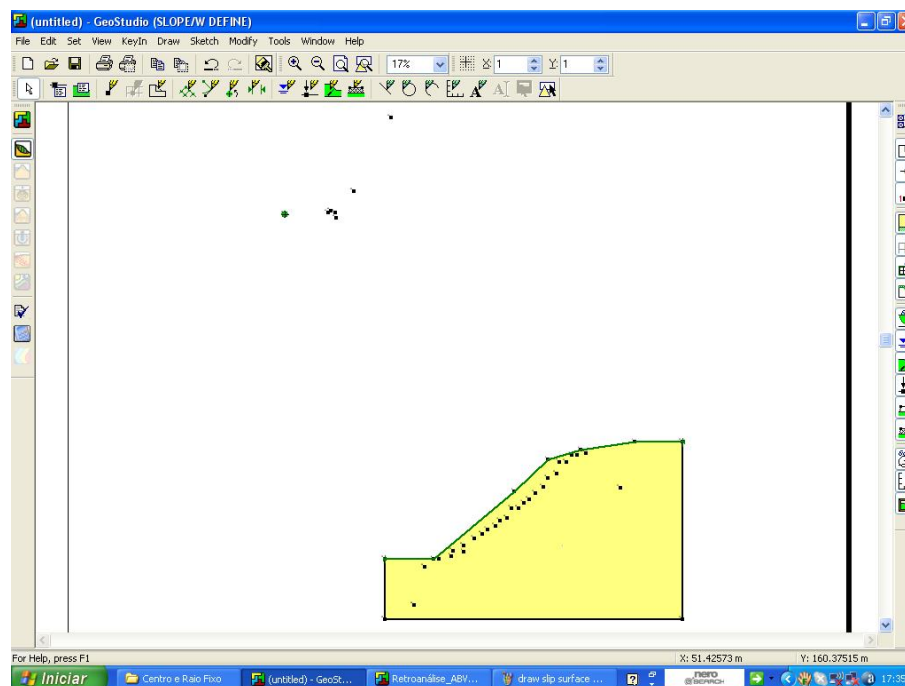
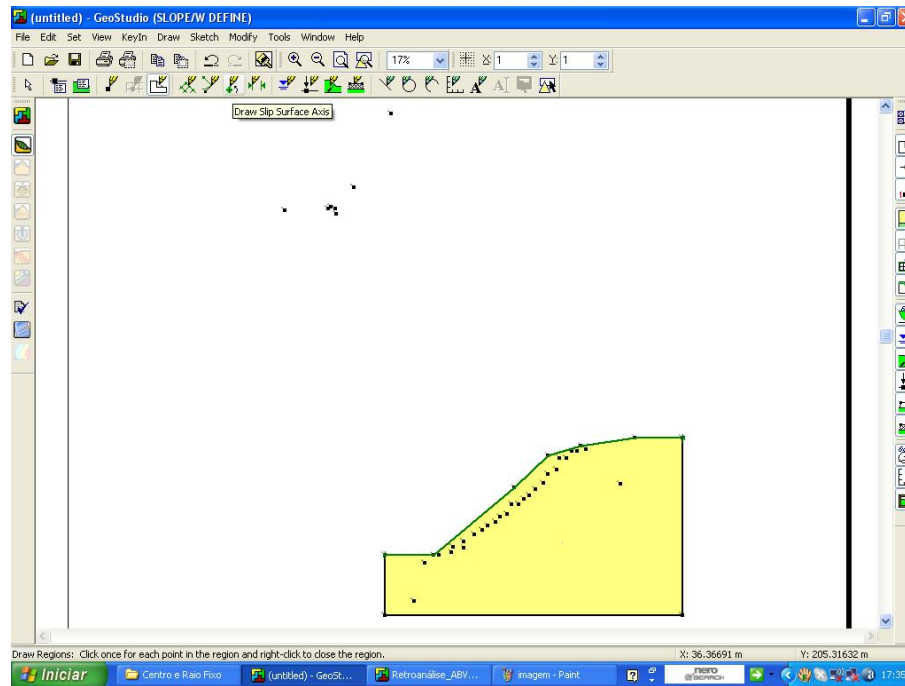




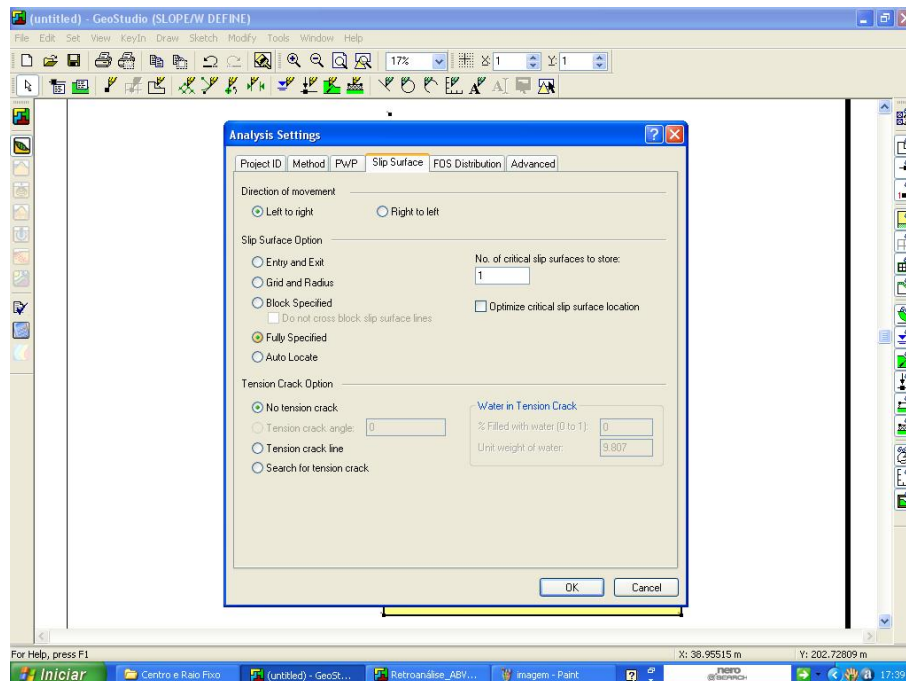
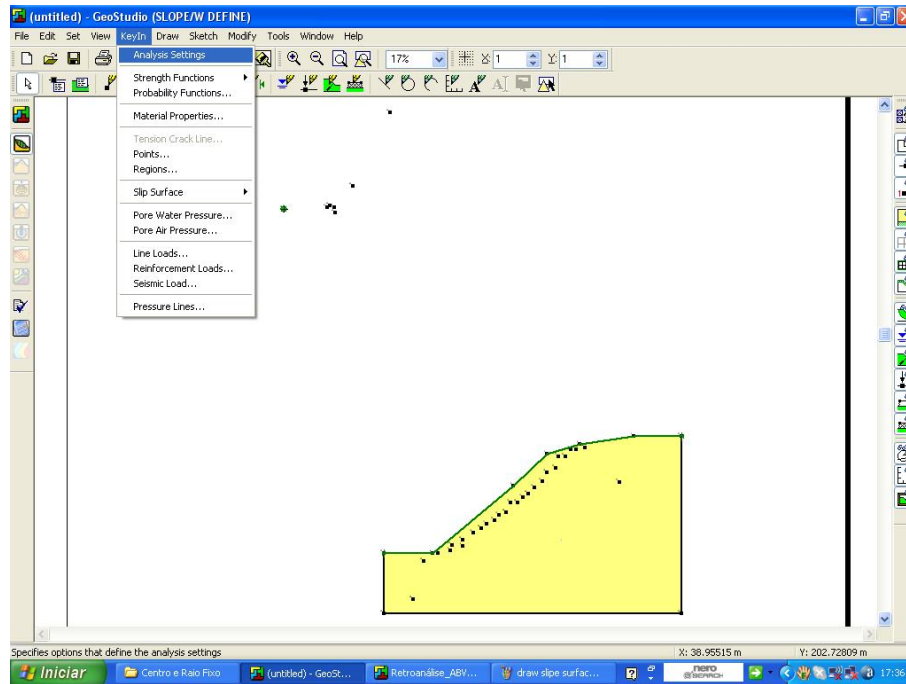
2. ETAPA 02 – DEFINIÇÃO DA CURVA $c=f(\Phi)$

2.1 Defina o eixo de rotação para as análises (Draw →Slip surface →Axis)

Obs: O ponto referente o eixo de rotação para análise é definida através do método de Fredlund e apresentado no item 4.21

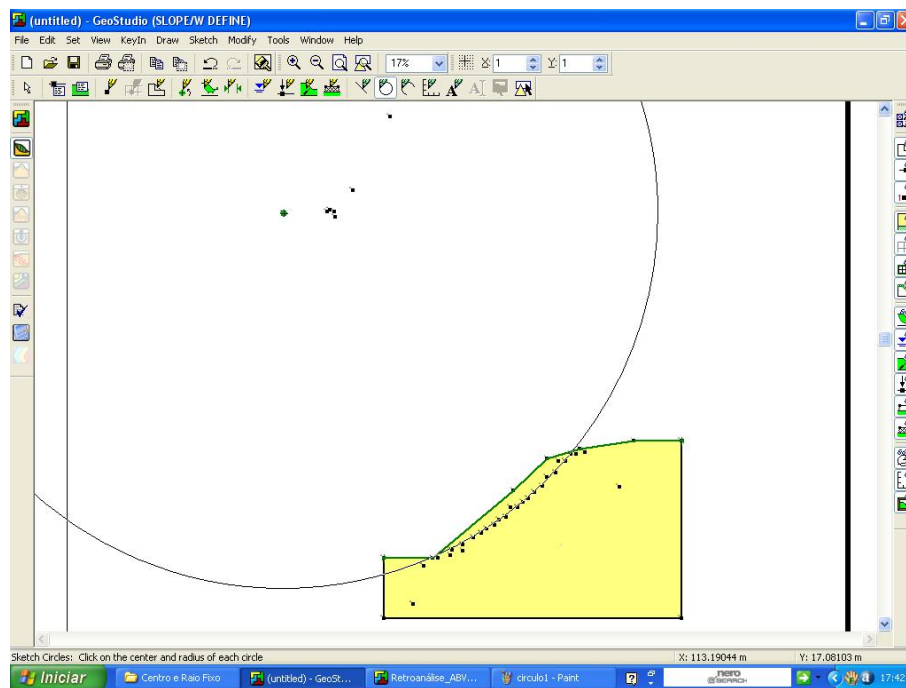
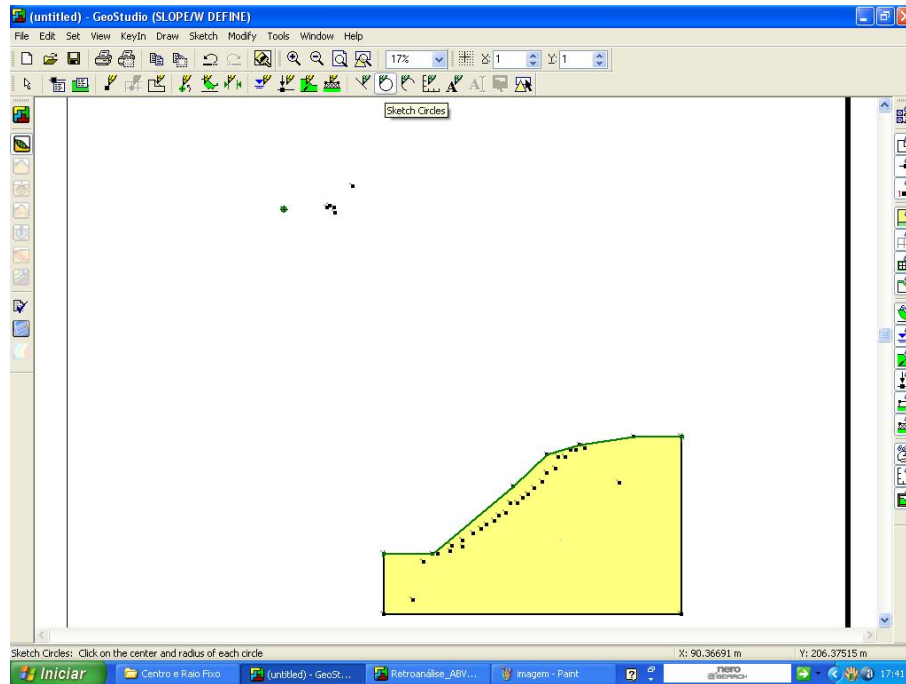


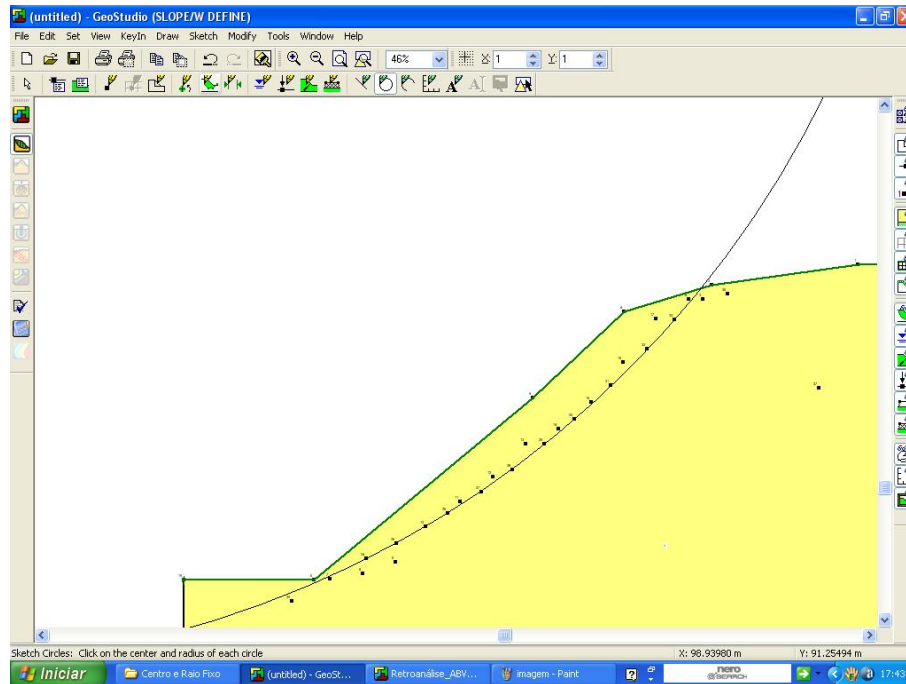
2.2 Definição das características da análise (KeyIn → Analysis settings).Escolher a análise → Fully Specified (Superfície crítica específica)



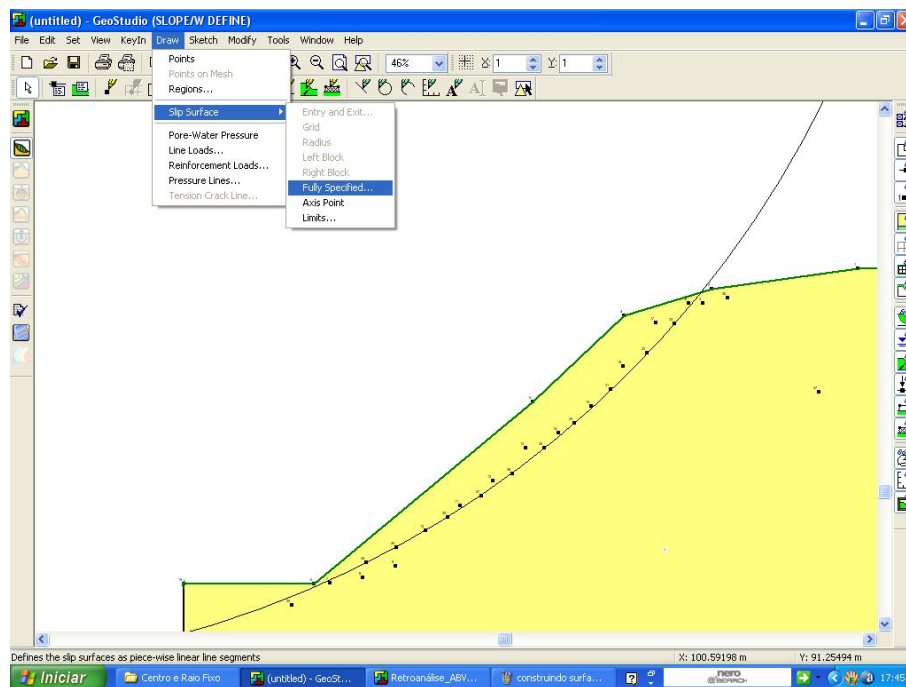
2.3 Defini-se a superfície de ruptura através das seguintes passos

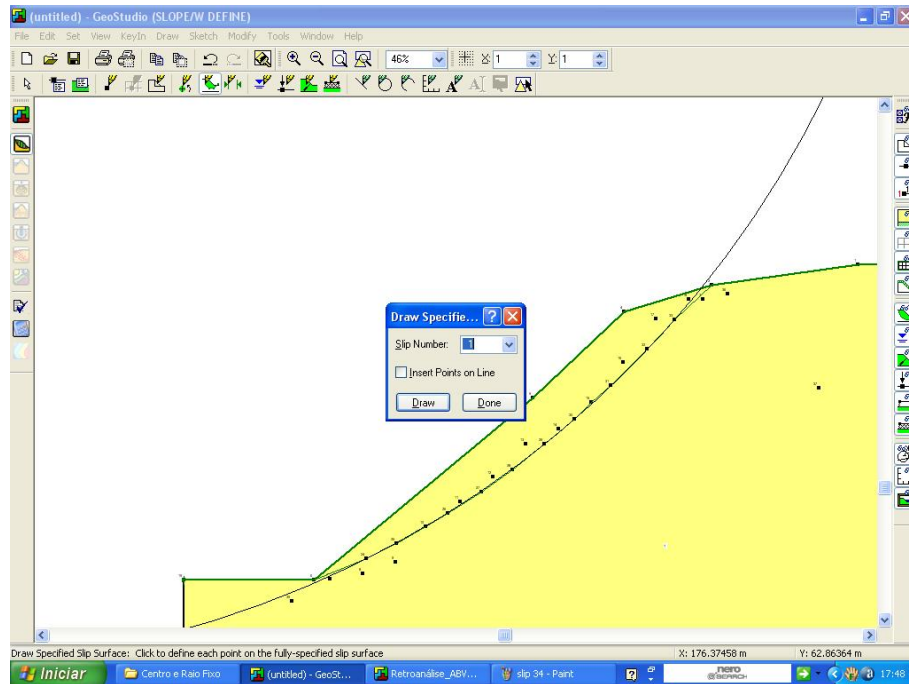
- i) Constrói uma circunferência com centro no eixo de rotação e raio tangenciando os pontos da superfície de ruptura (Sketch Circle)



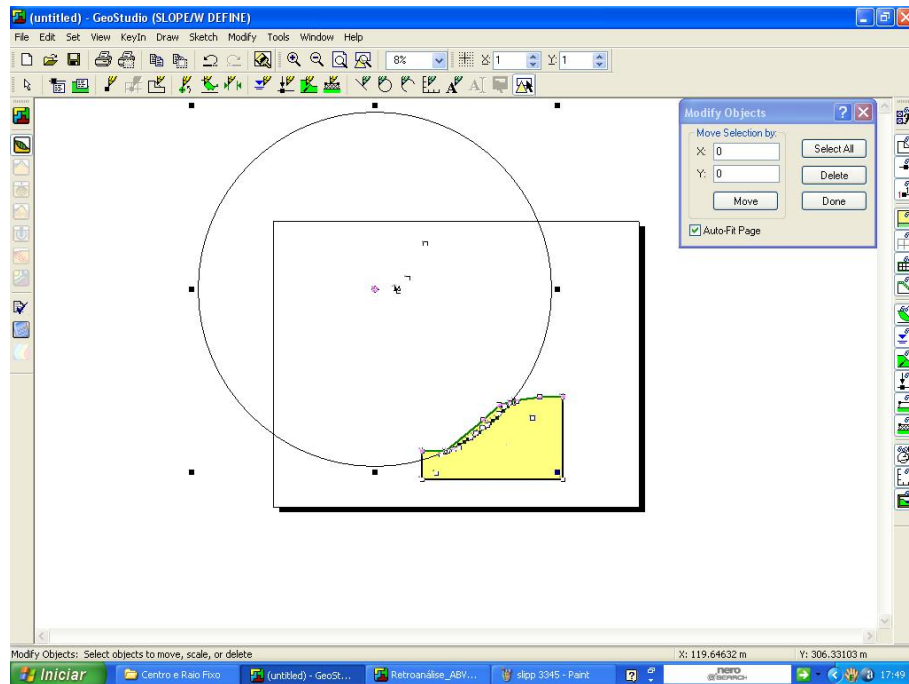


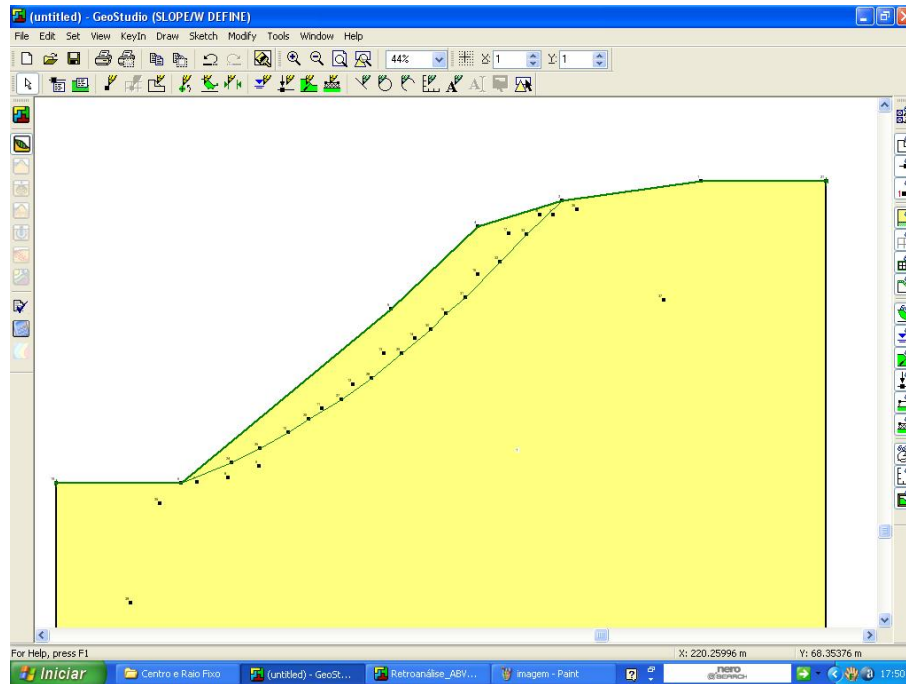
iii) Limita-se a superfície de ruptura tomando como base a linha do círculo (Slip Surface → Fully Specified).



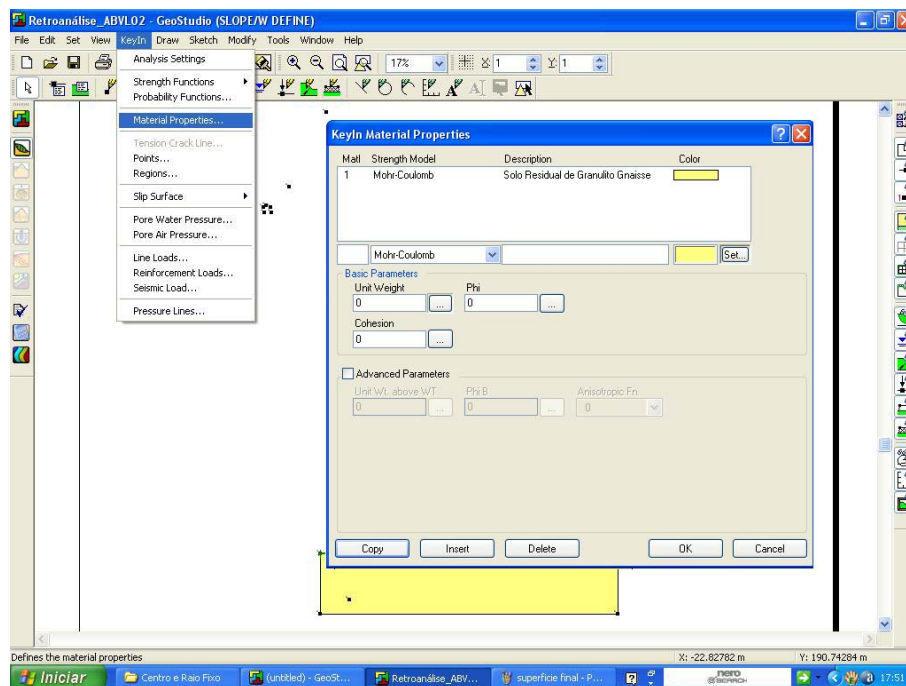


iv) Apaga-se o círculo (Modify Objects → Delete)



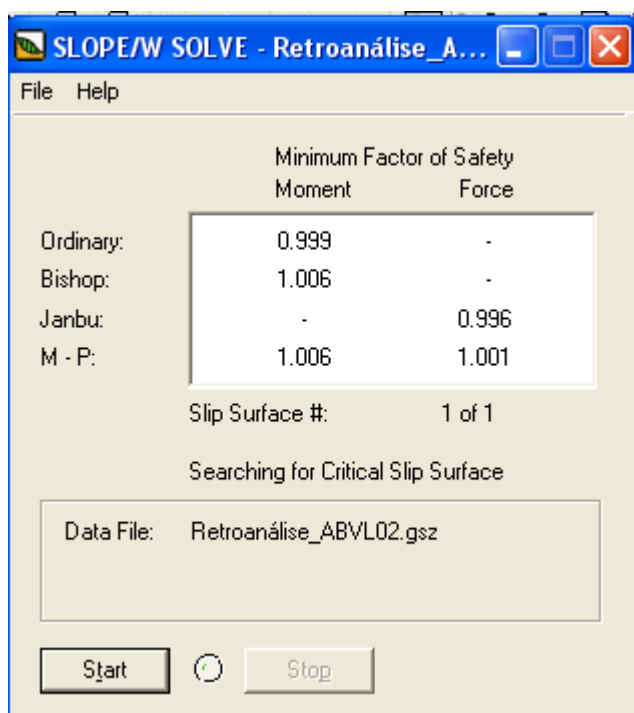
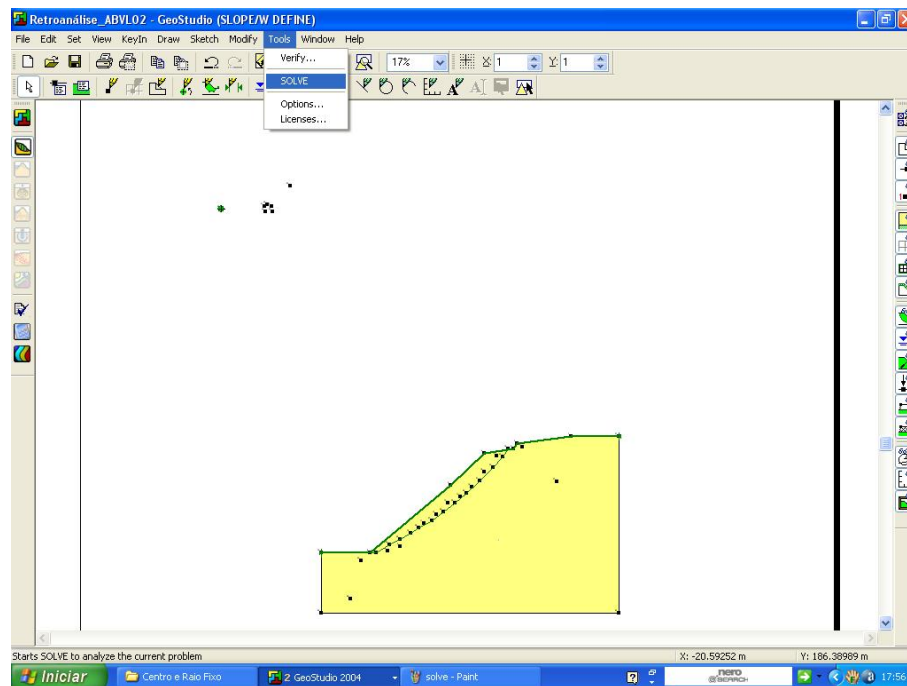


2.4 Baseado no item 4.22 determina-se os valores de coesão e ângulo de atrito e peso específico (KeyIn → Material Properties)



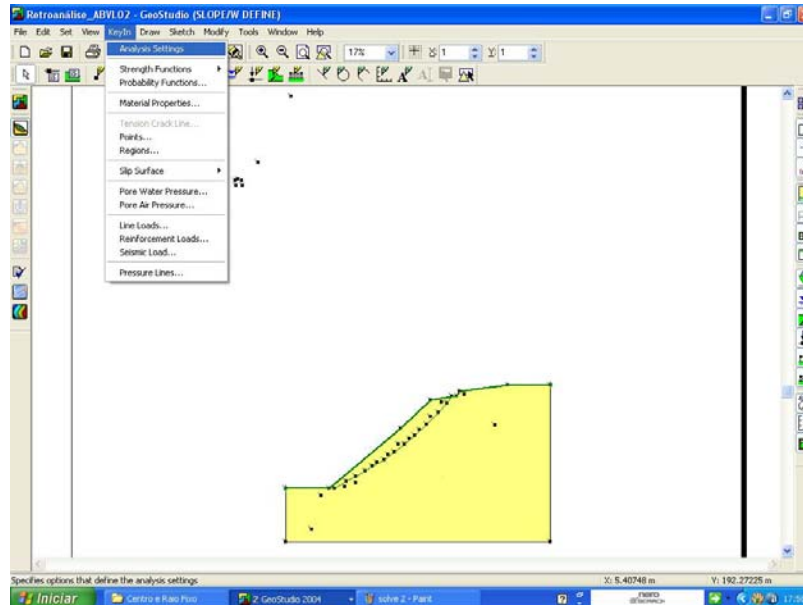
2.5 Define o valor de coesão e verifica-se o fator de segurança através do comando (Tools → Solve)

- Caso fator de segurança for superior a unidade, defini-se um valor menor de coesão,
- Caso o fator de segurança inferior, defini-se um valor maior de coesão



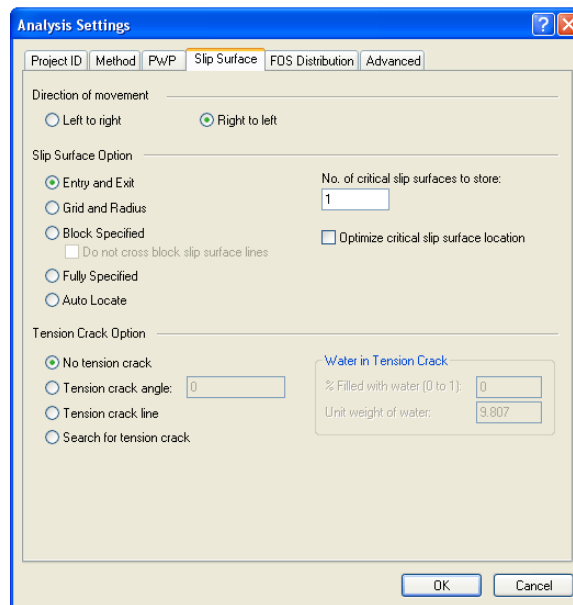
Obs:

- Definido o par de valores (coesão e ângulo de atrito) que satisfaçam a condição de fator de segurança unitário, aumenta-se o valor de ângulo de atrito em 5 graus e realiza-se novamente o item 2.5
- Após definição da curva de $c=f(\phi)$ parte-se para terceira etapa.

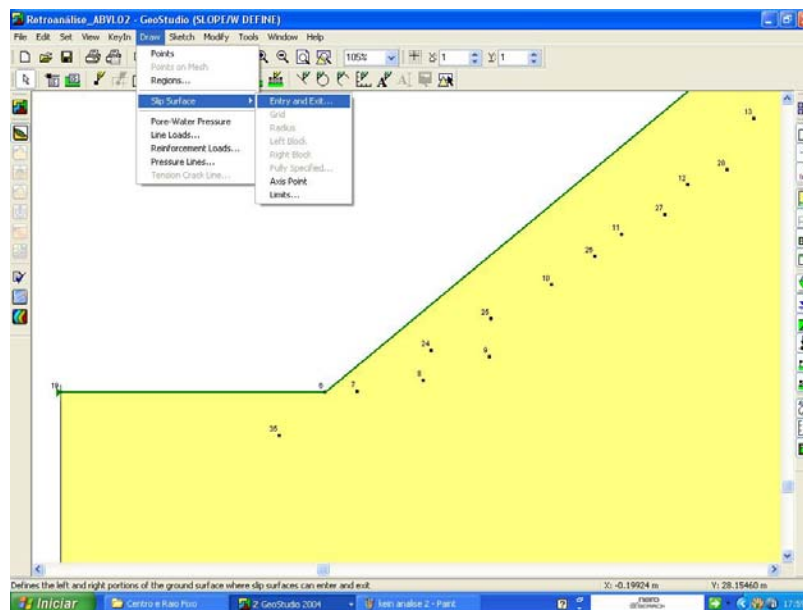


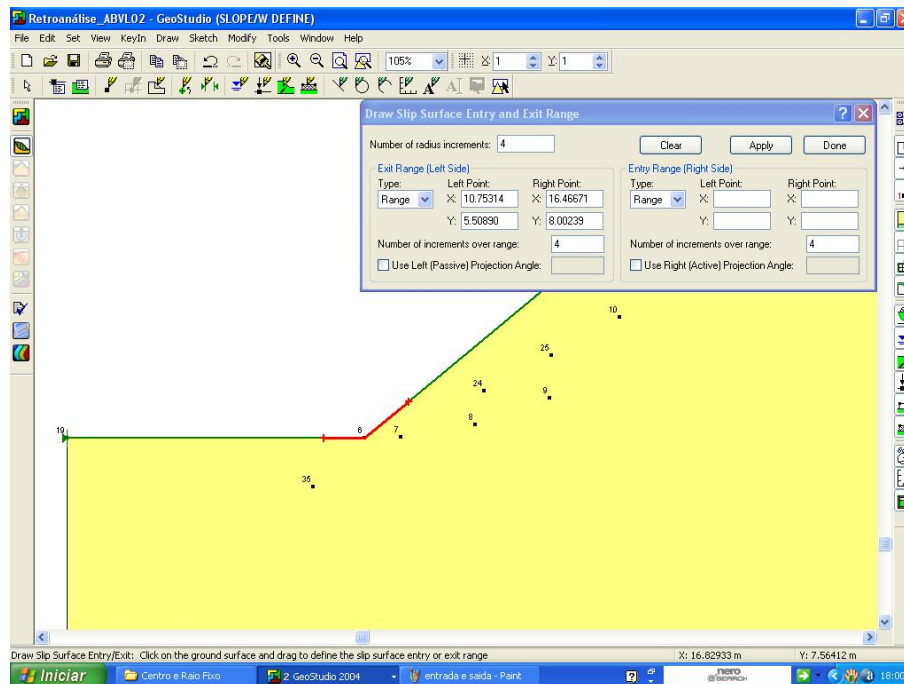
3. ETAPA 03 – DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTENCIA DE CISCALHAMENTO NA SUPERFÍCIE DE RUPTURA

3.1 Defini-se em Analysis settings a análise tipo entrada e saída (Analysis settings → Entry and Exit)

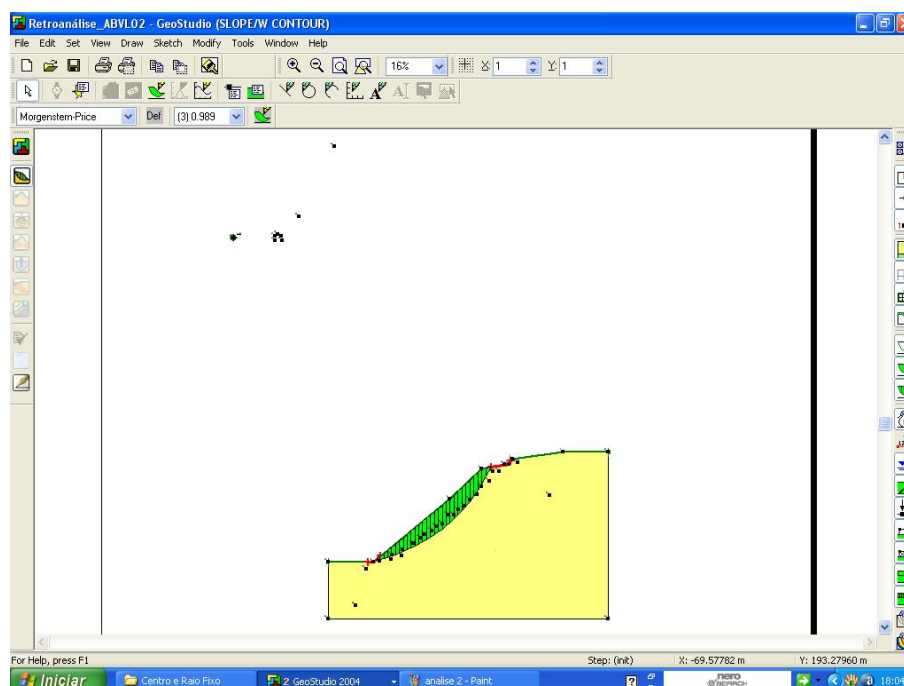


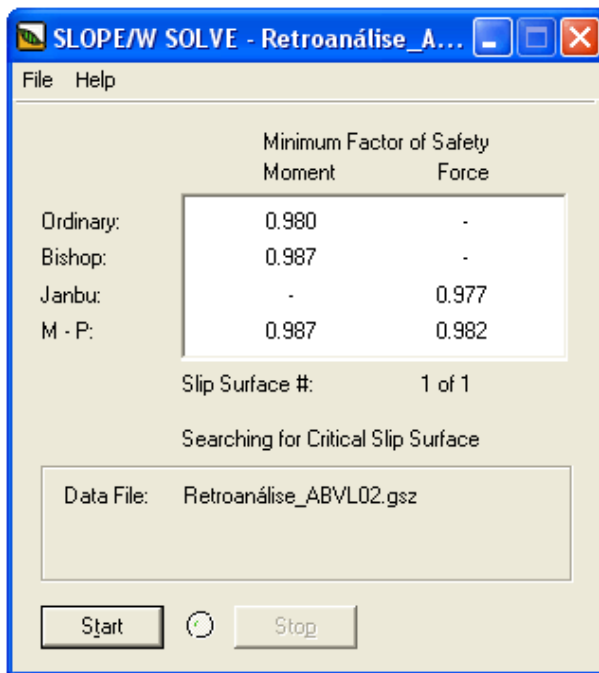
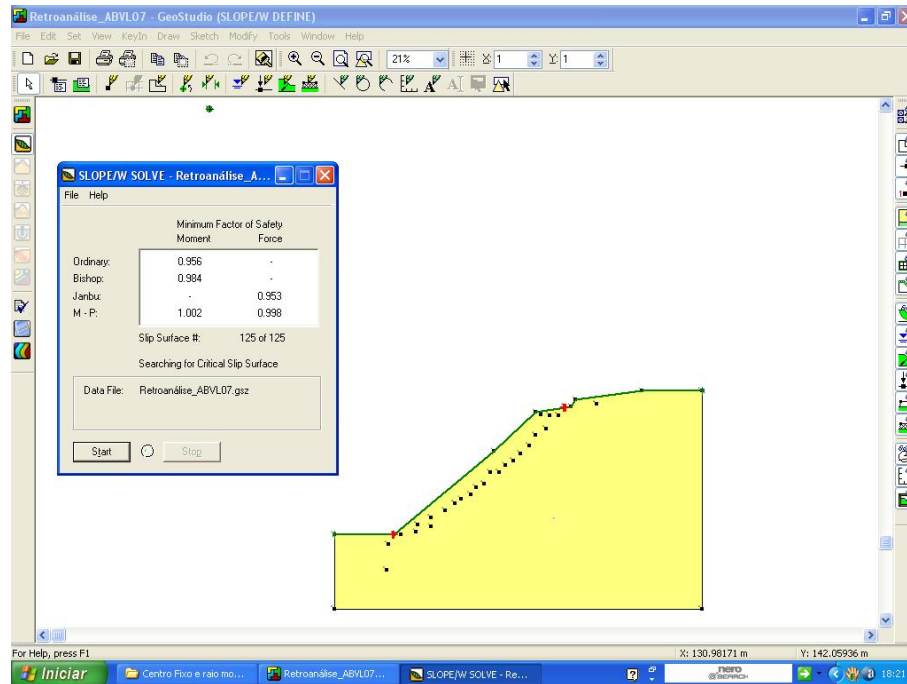
3.2 Defini-se as zonas de entrada e saída (Draw →Slip Surface →Entry and Exit)





3.3 Realiza-se a análise de estabilidade com cada par de parâmetros definidos para a curva $c = f(\phi)$ (Tools → Solver)

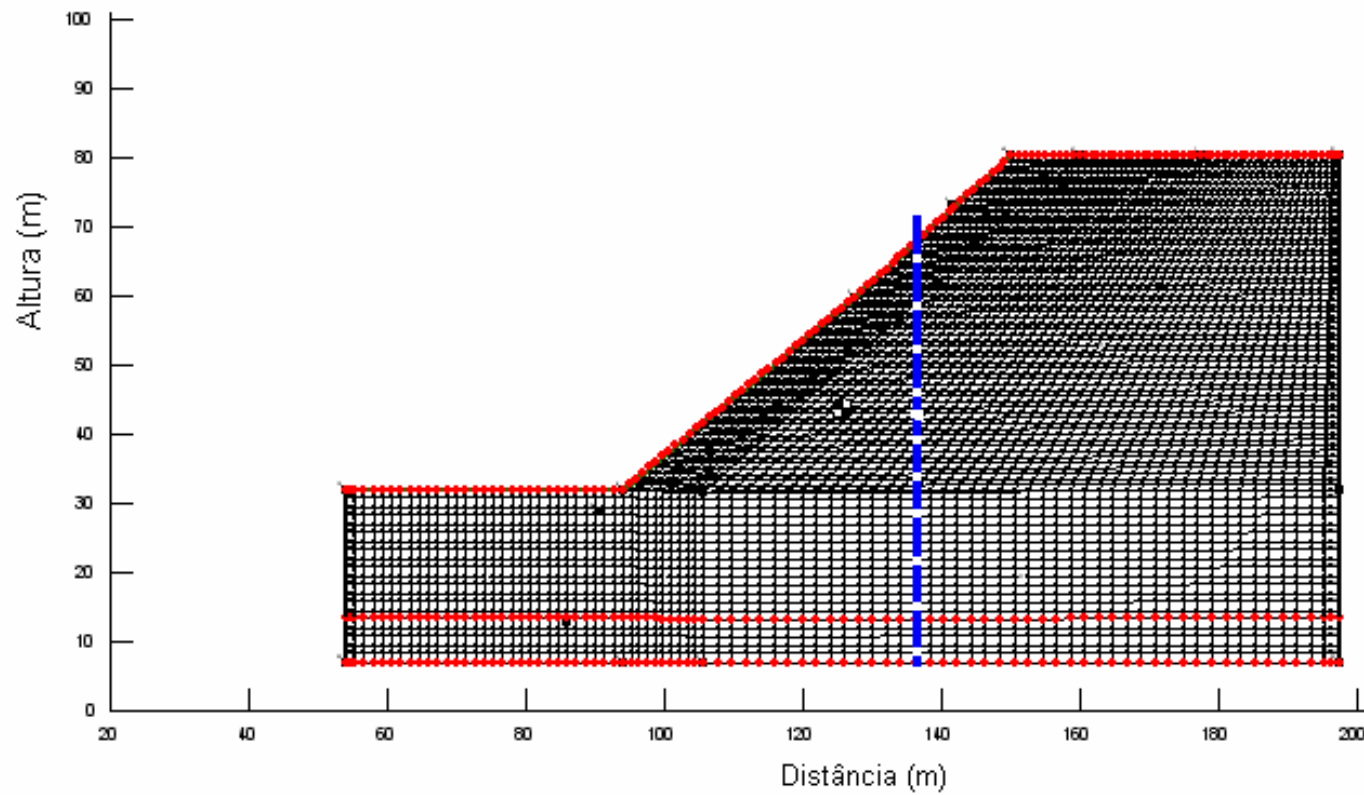




Obs:

A partir dos resultados obtidos é possível determinar os parâmetros médios da superfície de ruptura através do valor do fator de segurança igual ou próximo a unidade.


**APÊNDICE B – MALHA DE ELEMENTOS FINITOS PARA A MODELAGEM
DA ENCOSTA DO ATO DO BOM VIVER**



- Número de nós 5472 com dimensões (0,95 x 0,82 m).até a profundidade de 5 metros, uma malha de dimensões 1,46 x 1,98 m , na região de profundidade superior a 10 metros
- Número de elementos 5000


**ANEXO A – BOLETINS DE SONDAJENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO
COM MEDIDA DE N-SPT**

1.SONDAGENS DO ALTO DO BOM VIVER

EMPRESA: CERED		LOCAL: BOA VISTA DO LOBATO			
PROJETO Nº: 01	DATA: 29/03/92	PROJETO Nº: 01	DATA: 04/09/92	TRABALHO Nº: 03	D. REVESTIMENTO: Ø 67 mm
MATERIAL CONVENCIONADO		COMPRIMENTO DO FURO: 59,23	ESCALA VERTICAL: 1:100	VISTO RESPONSÁVEL: <i>[assinatura]</i>	
GRÁFICO (DESCRIÇÃO DE PERFIL)		NÍVEL: 59,23		DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS	
PROFUNDIDADE (m)	DIÂMETRO (cm)	NÃO ENCONTRADO		DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS	
0,80	3	NÃO ENCONTRADO		1	SILTE ARENOSO AMARELO (ATERRO)
2,00	6			2	ARGILA SILTOSA COM PEDREGULHO VERMELHA, MOLE
4,00	10			3	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO VERMELHO, MED. COMPACTO
4,00	19			4	IDEM, COMPACTO
7,90	9			5	SILTE ARGILOSO COM PEDREGULHO VARIEGADO, MÉDIO
8,50	3			6	IDEM, MOLE
8,50	8			7	IDEM, MÉDIO
8,50	8			8	
8,50	10			9	
10,75	8			10	ARGILA SILTOSA VERMELHA, MÉDIA
10,75	11			11	
10,75	11			12	IDEM VERMELHA ESCURA, RIJA
15,55	6			13	
15,55	7			14	IDEM, MÉDIA
15,55	10			15	IDEM, RIJA
15,55	18			16	SILTE ARGILOSO COM PEDREGULHO VARIEGADO, RIJO
15,55	15			17	
15,55	8			18	IDEM, MÉDIO
15,55	9			19	IDEM, RIJO
15,55	18	20			

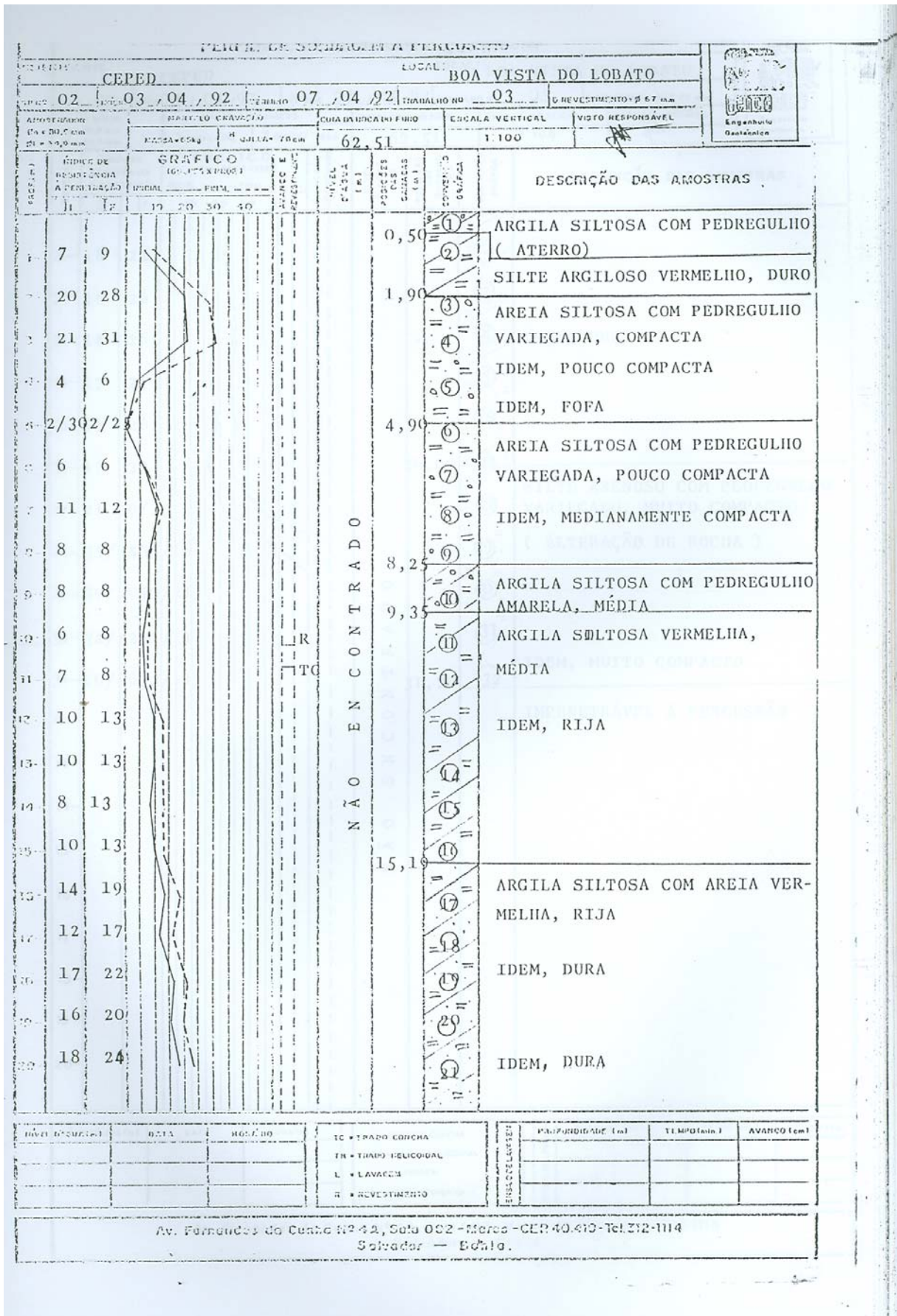
TIPO DE SONDA: ()	DATA:	HORARIO:	TC = TRADO CONCHA	PROFUNDIDADE (m) TEMPO (min.) AVANÇO (cm)
			TH = TRADO HELICOIDAL	
			L = LAVAREM	
			R = REVESTIMENTO	


Av. Fernandes da Cunha Nº 4 A, Sala 002 - Mares - CEP 40.410 - Tel. 312-1114
 Sondador - Bêta.

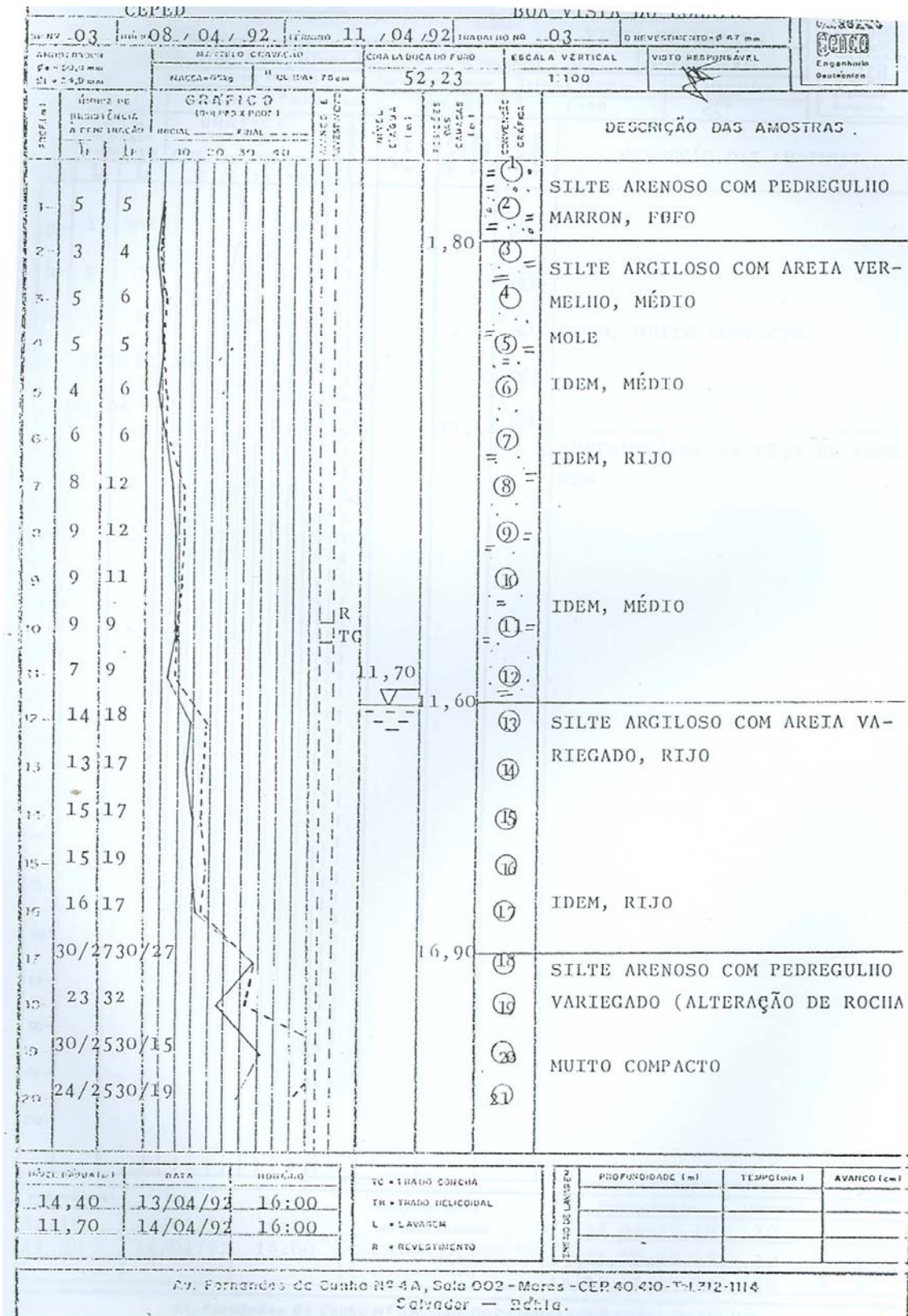
CLIENTE: CEPED				LOCAL: BOA VISTA DO LORATO									
SP NO 01	INÍCIO 29/03/92	TÉRMINO 01/04/92	TRABALHO Nº 03	D REVESTIMENTO = 6,67 mm		VISTO RESPONSÁVEL							
ANOTADOR D ₀ = 80,8 mm D ₁ = 14,9 mm		MAITELO CRAVAÇÃO NASSA = 65 kg H QUEDA = 70 cm		COTA DA BOCA DO FURO 50,23		ESCALA VERTICAL 1:100							
PROF. (m)	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		GRÁFICO (GOLPES X PROF.)				NÍVEL D'ÁGUA (m)	POSICÕES DAS CAMADAS (m)	CONVENÇÃO GRÁFICA	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS			
	I _i	I _f	INICIAL	FINAL	10	20					30	40	AVANÇO E REVESTIMENTO
21	10	18								21,65	21	0	IDEM, RIJO
22	20	22								22,50	22	1	AREIA SILTOSA C/ PEDREGULHO CINZA (ALT. ROCHA), COMPACTA
23	24	40/20									23	2	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO VARIEGADO (ALTERAÇÃO DE ROCHA)
24	17	31									24	3	MUITO COMPACTO
25	20	45/20									25	4	
26	50/15										26	5	
27	50/10										27,15	6	IMPENETRÁVEL NA PEÇA DE LAVAGEM
8													
9													
10													
11													
12													
13													
14													
15													
16													
17													
18													
19													
20													


NÍVEL D'ÁGUA (m)	DATA	HORÁRIO	TC = TRADO CONCHA	ENSAIO DE LAVAGEM PROFUNDIDADE (m) TEMPO (min.) AVANÇO (cm) 27,10 a 27,13 10 3 27,13 a 27,15 10 2 27,15 a 27,15 10 0
			TR = TRADO HELICOIDAL	
			L = LAVAGEM	
			R = REVESTIMENTO	

Av. Fernandes da Cunha Nº 4 A, Sala 002 - Mares - CEP 40.410 - Tel. 312-1114
 Salvador - Bahia.



CLIENTE: CEPED		LOCAL: BOA VISTA DO LOBATO								
SP NO 02	INÍCIO 03/04/92	TÉRMINO 07/04/92	TRABALHO Nº 03	D. REVESTIMENTO = Ø 67 mm						
AMOSTRADOR Øs = 50,8 mm Øi = 34,9 mm	MARTELO CRAVAÇÃO		COTA DA BOCA DO FURO	ESCALA VERTICAL	VISTO RESPONSÁVEL					
	MASSA = 85 kg	N. QUEDA = 75 cm	62,51	1:100						
PROF. (m)	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		GRÁFICO (GOLPES X PROF.)		NÍVEL D'ÁGUA (m)	POSICÕES DAS CARGAS (m)	CONVENÇÃO GRÁFICA	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS		
	I	F	INICIAL	FINAL					AVANÇO E REVESTIMENTO	
			10 20 30 40							
21	18	22					(2)			
22	16	26					(23)			
23	18	26					(24)	IDEM, DURA		
24	17	24					(25)			
25	19	26					(26)			
26	17	23				26,00	(27)			
27	21	29/25					(28)	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO VARIEGADO, MUITO COMPACTO		
28	35/25	35/18					(29)	(ALTERAÇÃO DE ROCHA)		
29	39/20	40/21					(30)			
30	34/12	31/11					(31)			
31	40/16	33/11				31,20	(32)	IDEM, MUITO COMPACTO		
12								IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO		
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
NÍVEL D'ÁGUA (m)			DATA	HORÁRIO	TC = TRADO CONCHA TH = TRADO HELICOIDAL L = LAVAGEM R = REVESTIMENTO		ENSAYO DE LAVAGEM	PROFUNDIDADE (m)	TEMPO (min.)	AVANÇO (cm)
Av. Fernandes da Cunha Nº 4 A, Sala 002 - Mares - CEP. 40.410 - Tel. 312-1114 Salvador - Bahia.										




CLIENTE: CEPED				LOCAL: BOA VISTA DO LOBATO				
SP. Nº 03		INIC: 08/04/92		TÉRMINO: 11/04/92		TRABALHO Nº 03		
ANOSTRADOR Øe = 50,8 mm Øi = 34,9 mm		MARTELO CRAVAÇÃO MASSA = 65kg H QUEDA = 70 cm		COTA DA BOCA DO FURO 52,23		ESCALA VERTICAL 1:100		
						VISTO RESPONSÁVEL		

PROF. (m)	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		GRÁFICO (GOLPES X PROF.)				AVANÇO E REVESTIMENTO	NÍVEL D'ÁGUA (m)	POSICÕES DAS CARGAS (m)	CONVENÇÃO GRÁFICA	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
	Ii	If	INICIAL ----- FINAL -----								
	10	20	30	40	50						
21	25	30/25									
22	21	30									
23	15	28									IDEM, MUITO COMPACTO
24	30/27	32/20									
25	15/06							25,14			IMPENETRÁVEL NA PEÇA DE LAVAGEM
26											
27											
28											
29											
30											
31											
32											
33											
34											
35											
36											
37											
38											
39											
40											

NÍVEL D'ÁGUA (m)	DATA	HORÁRIO	TC * TRADO CONCHA	TH * TRADO HELICOIDAL	PROFUNDIDADE (m)	TEMPO (min.)	AVANÇO (cm)
14,10	13/04/92	16:00			25,06a25,10	10	4
11,70	14/04/92	16:00			25,10a25,13	10	3
			L * LAVAGEM		25,13a25,14	10	1
			R * REVESTIMENTO				


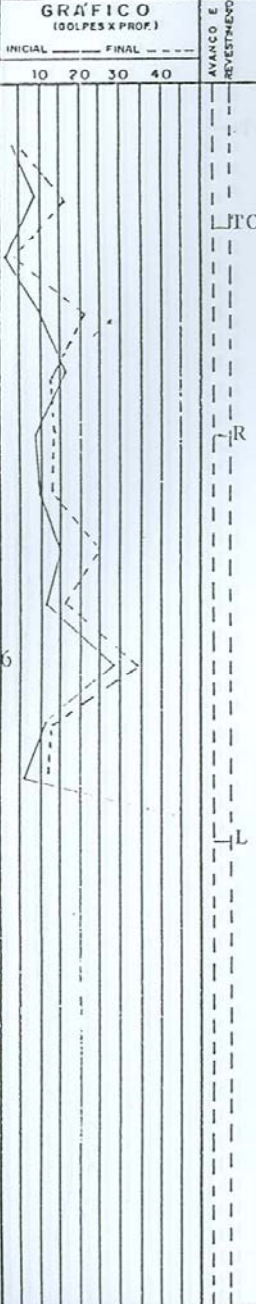
Av. Fernandes da Cunha Nº 4A, Sala 002 - Mares - CEP. 40.410 - Tel. 312-1114
Salvador - Bahia.

CLIENTE: CEPED		LOCAL: BOA VISTA DO LOBATO			
№ Nº 04	INÍCIO 12/04/92	TÉRMINO 13/04/92	TRABALHO Nº 03	D REVESTIMENTO = 6,7 mm	
MANTELO CRAVAÇÃO		COTA DA BOCA DO FURO	ESCALA VERTICAL	VISTO RESPONSÁVEL	
MASSA = 6,5 kg H QUEDA = 76 cm		50,50	1:100		

PROF. (m)	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		GRÁFICO (GOLPES X PROF.)				AVANÇO E REVESTIMENTO	NÍVEL D'ÁGUA (m)	POSICÕES NAS CAMADAS (n)	CONVENÇÃO GRÁFICA	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
	I	F	INICIAL	FINAL	10	20					
1	3	3							0,80	①	AREIA MÉDIA SILTOSA COM PEDREGULHO PRETA (PROVAVEL ATERRO)
2	3	4								②	SILTE ARGILOSO COM PEDREGULHO AMARELO, MOLE
3	6	8							2,30	③	ARGILA SILTOSA COM PEDREGULHO VERMELHA ESCURO, MÉDIA
4	3	4								④	
5	9	10								⑤	IDEM, MOLE
6	7	9								⑥	IDEM, MÉDIA
7	6	8							6,80	⑦	
8	4	4								⑧	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO VARIEGADO (ALTERAÇÃO DE ROCHA)
9	2/3	2/3								⑨	POUCO COMPACTA
10	16	20								⑩	IDEM, FOFO
11	16	26/27								⑪	IDEM, COMPACTO
12									11,5	⑫	IMPENETRÁVEL NA PEÇA DE LAVAGEM.
13											
14											
15											
16											
17											
18											
19											
20											


NÍVEL D'ÁGUA (m)	DATA	HORÁRIO	TC = TRADO CONCHA	SINAL DE LAVAGEM	PROFUNDIDADE (m)	TEMPO (min.)	AVANÇO (cm)
			TH = TRADO HELICOIDAL		1,42 a 11,48	10	6
			L = LAVAGEM		1,48 a 11,51	10	3
			R = REVESTIMENTO		1,51 a 11,52	10	1

Av. Fernandes da Cunha Nº 4A, Sala 002 - Mares - CEP. 40.410 - Tel. 312-1114
Salvador - Bahia.

CLIENTE: CEPED		LOCAL: BOA VISTA DO LOBATO										
1º Nº 05	INÍCIO 21, 04, 92	TERMINO 22, 04, 92	TRABALHO Nº 03	D REVESTIMENTO ± 67 mm								
AMOSTRADOR # = 50,8 mm Ø = 34,8 mm		MARTELO CRAVAÇÃO NABSA = 65kg H QUEDA = 70cm		COTA DA BOCA DO FURO 36,12	ESCALA VERTICAL 1:100	VISTO RESPONSÁVEL						
PROF. (m)	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		GRÁFICO (GOLPES X PROF.)				DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS					
	II	IF	INICIAL	FINAL	AVANÇO E REVESTIMENTO	NÍVEL D'ÁGUA (m)						
			10	20	30	40						
1	3	5					0,80	1	SILTE ARENOSO MARRON ESCURO (PROVAVEL ATERRO)			
2	8	11					2	3	4	4,15	2	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO MARRON, MED. COMPACTO
3	2	4					5	6	7	5,55	3	IDEM, FOFO
4	10	21					8	9	10	7,65	4	IDEM, COMPACTO
5	16	13					11	12	13	3,10	5	AREIA SILTOSA COM PEDREGULHO CINZA, MEDIANAMENTE COMPACTO
6	9	14					14	15	16		7,65	6
7	10	13					17	18	19	3,10	7	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO CINZA (ALTERAÇÃO DE ROCHA), MEDIANAMENTE COMPACTA
8	15	25					20	21	22		7,65	8
9	11	16					23	24	25	3,10	9	
10	28	30/26					26	27	28		7,65	10
11	11	13					29	30	31	3,10	11	
12	6	12					32	33	34		7,65	12
13	21/07						35	36	37	3,10	13	IDEM, MUITO COMPACTA
14			38	39	40	7,65	14	IMPENETRÁVEL NA PEÇA DE LAVAGEM.				
15												
16												
17												
18												
19												
20												

NÍVEL D'ÁGUA (m)	DATA	HORÁRIO	TC = TRADO CONCHA	ENSAYO DE LAVAGEM	PROFUNDIDADE (m)	TEMPO (min.)	AVANÇO (cm)
			TH = TRADO HELICOIDAL		13,07 a 13,09	10	02
			L = LAVAGEM		13,09 a 13,10	10	01
			R = REVESTIMENTO		13,10 a 13,10	10	00

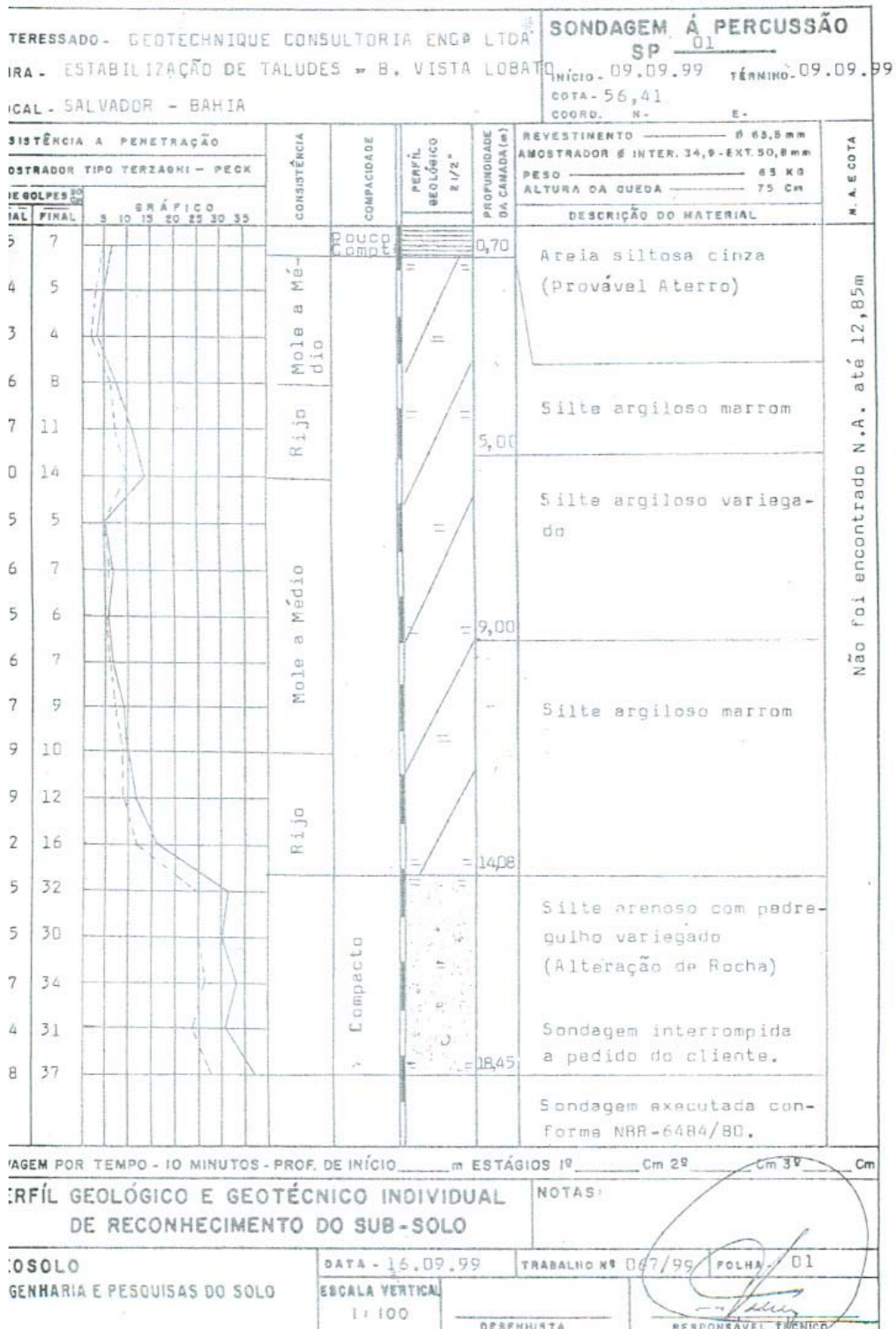
Av. Fernandes da Cunha Nº 4 A, Sala 002 - Mares - CEP. 40.410 - Tel. 312-1114
Salvador - Bahia.

CLIENTE				LOCAL						
CEPED				BOA VISTA DO LOBATO						
SP NO	INÍCIO	TÉRMINO	TRABALHO NO	D REVESTIMENTO = 8,67 mm						
06	23/04/92	24/04/92	03							
ANOTADOR		MARTELO CRAVAÇÃO		COTA DA BOCA DO FURO		ESCALA VERTICAL		VISTO RESPONSÁVEL		
Pa = 90,8 mm ϕi = 34,9 mm		NASSA = 80 kg H QUERIM = 70 cm		55,42		1:100				
PROF. (m)	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		GRÁFICO (GOLPES X PROF.)				NÍVEL D'ÁGUA (m)	POSICÕES DAS CAMADAS (m)	CONVENÇÃO GRÁFICA	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
	I	F	10	20	30	40				
1	3	4						①	SILTE ARGILOSO COM AREIA MAR- RON, MOLE	
2	2	3						②	IDEM, MOLE	
3	2/32	3						③	IDEM, MOLE	
4	4	6						④	ARGILA SILTOSA COM AREIA VER- MELHA, MOLE	
5	3	4						⑤	IDEM, MOLE	
6	2	3						⑥	IDEM, MOLE	
7	3	3						⑦	IDEM, MOLE	
8	3	4						⑧	IDEM, MOLE	
9	3	6						⑨	IDEM, MOLE	
10	3	4						⑩	IDEM, MOLE	
11	3	5						⑪	IDEM, MOLE	
12	8	7						⑫	SILTE ARGILOSO AMARELO, MÉDIO	
13	7	7						⑬	IDEM, MÉDIO	
14	7	10						⑭	ARGILA SILTOSA COM PEDREGULHO VERMELHA, MÉDIA	
15	7	9						⑮	IDEM, DURA	
16	8	12						⑯	SILTE ARENOSO MICÁCEO CINZA (ALTER. DE ROCHA), MEDIANAMENTE COMPACTO	
17	8	10						⑰		
18	16	22						⑱		
19	16	20						⑲		
20	12	19						⑳		

NÍVEL D'ÁGUA (m)	DATA	HORÁRIO	TC = TRADO CONCHA TH = TRADO HELICOIDAL L = LAVAGEM R = REVESTIMENTO	ENSIO DE LAVAGEM	PROFUNDIDADE (m)	TEMPO (min.)	AVANÇO (cm)

Av. Fernandes da Cunha Nº 4A, Sala 002 - Mares - CEP 40.410 - Tel. 312-1114
Salvador - Bahia.

2. SONDAGENS DA AVENIDA SUBURBANA



INTERESSADO - GEOTECHNICAL CONSULT. ENG ^º LTDA		SONDAGEM À PERCUSSÃO				
PROJETO - ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES-BOA V. DO LOBATO		SP 03				
LOCAL - SALVADOR - BAHIA		INÍCIO - 07.08.99 TÉRMINO - 07.08.99				
SISTEMA A PENETRAÇÃO		REVESTIMENTO _____ 63,5 mm				
MOSTRADOR TIPO TERZAGHI - PECK		AMOSTRADOR # INTER. 34,9 - EXT 50,8 mm				
DE QUILPES		PESO _____ 65 KG				
INICIAL FINAL		ALTURA DA QUEDA _____ 75 CM				
GRÁFICO		DESCRIÇÃO DO MATERIAL				
3 10 15 20 25 30 35		M. A. E. COTA				
2	2	Muito Mo- le a Mole	II	5,45	Silte argiloso amarela- do	SECO
2	3					
2	3	Médio	II	5,45	Sondagem interrompida a pedido do cliente.	SECO
4	6					
5	7	Médio	II	5,45	Sondagem executada con- forme NBR-6484/80.	SECO
6	9					
VAGEM POR TEMPO - 10 MINUTOS - PROF DE INÍCIO _____ m ESTÁGIOS 19 _____ Cm 29 _____ Cm 39 _____ Cm						
SERVIÇO - PERFIL GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO INDIVIDUAL DE RECONHECIMENTO DO SUB-SOLO					NOTAS:	
E.O.S.O.L.O.		DATA - 12.08.99		TRABALHO Nº 008/99		FOLHA 05
ENGENHARIA E PESQUISAS DO SOLO		ESCALA VERTICAL 1:100		DEFINISTA		RESPONSÁVEL TÉCNICO

INTERESSADO - GEOTECHNIQUE CONSULT. ENGR LTDA		SONDAGEM À PERCUSSÃO	
OBRA - ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES-BOA V. DO LOBATO		SP	
LOCAL - SALVADOR - BAHIA		INÍCIO 08.08.99 TÉRMINO 08.08.	
RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		REVESTIMENTO 6-63,5mm	
AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI - PECK		AMOSTRADOR E INTER. 34,9-EXT.50,8mm	
Nº DE GOLPES		PESO 63 KG	
INICIAL FINAL		ALTURA DA QUEDA 75 CM	
GRÁFICO		DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
3 4 5 6 7 9 15 22 27		5 BCO	
4 6 9 22 4325*		Silte arenoso amarelado	
		2,00	
		3,00	
		4,57	
		Silte arenoso com lente de mica variegado	
		Silte arenoso variegado (Alteração de Rocha)	
		Impenetrável a percussão na lavagem por tempo.	
		Sondagem executada conforme NBR-6484/80.	
VAGEM POR TEMPO - 10 MINUTOS - PROF. DE INÍCIO 4,55 m ESTÁGIOS 19 1 Cm 29 1 Cm 39 0 Cm			
PERFIL GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO INDIVIDUAL DE RECONHECIMENTO DO SUB-SOLO		NOTAS: *penetração dos 19 30 cm do amostrador no solo.	
SOSLO		DATA - 12.08.99 TRABALHO Nº 050/99 FOLHA 04	
ENGENHARIA E PESQUISAS DO SOLO		ESCALA VERTICAL 1:100	
		DEFINISTA	

INTERESSADO - GEOTECHNIQUE CONSULT. ENGR LTDA		SONDAGEM À PERCUSSÃO	
OBRA - ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES-BOA V. DO LOBATO		SP 05	
LOCAL - SALVADOR - BAHIA		INÍCIO - 07.08.99 TÉRMINO - 07.08.99	
EXISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		REVESTIMENTO _____ Ø 53,8 mm	
MOSTRADOR TIPO TERZAGHI - PECK		AMOSTRADOR # INTER. 34,9 - EXT. 50,8 mm	
N.º DE BOLSAS		PESO _____ 55 KG	
GRÁFICO		ALTURA DA QUEDA _____ 75 Cm	
INICIAL	FINAL	CONSISTÊNCIA	COMPECIDADE
4	4	Mole	
4	5	Méio	
5	6	Méio	
5	7	Méio	
7	9	Méio	
8	10	Méio	
PERFIL GEOLOGICO 2 1/2"		PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	
		3,65 5,45	
DESCRIÇÃO DO MATERIAL		N.º A ESCOTA	
Silte argiloso amarelado		Seco	
Silte arenoso variegado (Alteração de Rocha)			
Sondagem interrompida a pedido do cliente.			
Sondagem executada conforme NBR-6484/80.			
SONDAGEM POR TEMPO - 10 MINUTOS - PROF. DE INÍCIO _____ m ESTÁGIOS 1º _____ Cm 2º _____ Cm 3º _____ Cm			
PERFIL GEOLOGICO E GEOTÉCNICO INDIVIDUAL DE RECONHECIMENTO DO SUB-SOLO		NOTAS:	
SÓLO		DATA - 12.08.99	
ENHARIA E PESQUISAS DO SOLO		TRABALHO Nº 058/99	
ESCALA VERTICAL		FOLHA 05	
1:100			

INTERESSADO - GEOTECHNIQUE CONSULTORIA ENG ^o LTDA		SONDAGEM À PERCUSSÃO						
OBRA - ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES-B. VISTA LOBATO		SP 06						
LOCAL - SALVADOR - BAHIA		INÍCIO - 11.09.99 TÉRMINO - 11.09.99						
		COTA - 52,86						
		COORD. N - E -						
RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		CONSISTÊNCIA	COMPACTAÇÃO	PERFIL GEOLÓGICO 2 1/2"	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	REVESTIMENTO _____ Ø 83,5mm	M. A. E. COTA	
MOSTRADOR TIPO TERZAGHI - PECK						AMOSTRADOR Ø INTER. 34,9 - EXT. 30,8mm		
DE SOLPES 20						PESO _____ 65 kg		
ICIAL	FINAL	GRÁFICO		DESCRIÇÃO DO MATERIAL		ALTURA DA QUEDA _____ 75 cm		
		5	10	15	20	25	30	35
6	6	Médio		1,00		Silte argiloso marrom (provável Aterro)		
4	4	fofo a pouco Compacto		5,00		Silte arenoso variegado		
3	4					Silte argiloso variegado		
4	5	Médio		8,10		Silte argiloso com pedregulho vermelho		
5	6					Silte arenoso com pedregulho variegado (Alteração da Rocha)		
5	7					Sondagem interrompida a pedido do cliente.		
6	7	Compacto		13,80		Sondagem executada conforme NBR-6484/80.		
6	7					Sondagem executada conforme NBR-6484/80.		
8	9							
7	7							
22	31							
25	32							
28	35							
25	34							
29	38							
AVAGEM POR TEMPO - 10 MINUTOS - PROF. DE INÍCIO _____ m ESTÁGIOS 1 ^o _____ Cm 2 ^o _____ Cm 3 ^o _____ Cm								
PERFIL GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO INDIVIDUAL DE RECONHECIMENTO DO SUB-SOLO						NOTAS:		

3.0 SONDAGENS DO MORRO DO GAVAZZA

Cliente:										
Local: AV. MARQUES DE CARAVELAS, BARRA, SALVADOR/BA										
Sondagem: SP-01					Cota: 34.61 m			Ref.n° GE-1273/98		
Revestimento $\phi = 76.2\text{mm}$					Escala: 1:100		Data: ABR/98	Pag.n°1	Resp.	
Amostrador $\phi_s = 50.8\text{mm}$ $\phi_i = 35.0\text{mm}$					Massa do martelo = 65 Kg			Altura de queda = 75cm		
PENETRAÇÃO						Cota em relação ao R.N.	Profundidade da camada (m)	Perfil	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS	
ÍNDICE DE RESISTÊNCIA		GRÁFICO		Anotações	Nível d'água					
I	F	Gráfico (Golpes x 1/100)				10	20	30	40	
1a.e.2a.	2a.e.3a.									
2	3			TC				① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩ ⑪ ⑫	Silte argiloso, com areia fina e média e pedregulhos marrom, mole (Provavel aterro) Silte argiloso, c/areia fina e média vermelha, rija Idem , variegado (vermelho)	
4	5									1.92
8	14									30
9	15									3
12	16									4
12	18									5
8	15									5.68
10	16									7
8	13									8
7	12									25
9	12									10
7	11									11.86
Continua....										
FUNDAMENTO DO NÍVEL D'ÁGUA (m)	INICIAL		FINAL		SIMBOLÓGIA	AMOSTRA NÃO RECUPERADA			ENSAIO DE LAVAGEM(cm)	
	21.10		21.01			AMOSTRA INDEFORMADA	1a. 10min	23.47 A 23.48	1	
	8:00		8:00			AMOSTRA INDEFORMADA NÃO RECUPERADA	2a. 10min	23.48 A 23.48	0	
	03/04/98		06/04/98			AMOSTRADOR PENETROU NEM SOB O PESO DAS HASTES+BATENTE	3a. 10min	23.48 A 23.48	0	

Cliente:												
Local: AV. MARQUÊS DE CARAVELAS, BARRA, SALVADOR/BA												
Sondagem: SP-01					Cota: 34.61 m			Ref.n° GE-1273/98				
Revestimento $\phi = 76.2\text{mm}$					Escala: 1:100		Data: ABR/98	Pag.n° 2	Resp.			
Amostrador $\phi_1 = 50.8\text{mm}$ $\phi_2 = 35.0\text{mm}$					Massa do martelo = 65 Kg			Altura de queda = 75cm				
PENETRAÇÃO				Avanço e Revestimento	Cota em relação ao R.N.	Profundidade da camada (m)	Perfil	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS				
ÍNDICE DE RESISTÊNCIA		Gráfico (Sólido e Prof.)										
INICIAL	FINAL	10	20							30	40	
1a.e2a.	2a.e3a.					Nível d'água						
7	11											
6	9					-13						
8	11					-14	20					
9	13					-15						
8	12					-16						
9	14					-17						
10	15					-18						
12	16					-19	15					
12	16					-20						
14	17					-21						
17	20	-22			22.00			Idem, compacto (Solo residual)				
21	23	-23			23.48			IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO NA FERRAMENTA DE LAVAGEM				
		-24										
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)	INICIAL		FINAL		SÍMBOLOGIA	AMOSTRA NÃO RECUPERADA		ENSAIO DE LAVAGEM (cm)				
	21.10		21.01			AMOSTRA INDEFORMADA		1a. 10min	23.47 A 23.48			
	8:00		8:00			AMOSTRA INDEFORMADA NÃO RECUPERADA		2a. 10min	23.48 A 23.48			
	03/04/98		06/04/98			O AMOSTRADOR PENETROU NEM SOB O PESO DAS HASTES+BALENTE		3a. 10min	23.48 A 23.48			

Cliente:												
Local: AV. MARQUES DE CARAVELAS, BARRA, SALVADOR/BA												
Sondagem: SP-02				Cota: 38.62 m			Ref.n° GE-1278/98					
Revestimento $\phi = 76.2\text{mm}$				Escala: 1:100		Data: ABR/98		Pag.n° 1	Resp.			
Amostrador $\phi_a = 50.8\text{mm}$ $\phi_b = 35.0\text{mm}$				Massa do martelo = 65 Kg			Altura de queda = 75cm					
PENETRAÇÃO					Cota em relação ao R.N.	Profundidade da camada (m)	Perfil	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS				
ÍNDICE DE RESISTÊNCIA		Gráfico (Dobras e Prof.)										
I	F				Nível d'água							
1a.e.2a.	2a.e.3a.	10	20	30	40							
5	9						1.00	① =	Silte argiloso, com areia fina e média e pedregulhos vermelho, médio			
7	12							② =	Idem, rijo			
8	13							③ =				
10	13					35		④ =				
10	13							⑤ =				
6	10						4.96	⑥ =	Silte argiloso, c/areia fina e média variegado (vermelho), médio			
7	10							⑦ =				
8	11						7.00	⑧ =	Idem, rijo			
9	12							⑨ =				
10	13					30		⑩ =				
11	14							⑪ =				
4	7						11.00	⑫ =	Idem, médio			
5	7							⑬ =				
6	9							⑭ =				
7	10					25		⑮ =				
7	10							⑯ =				
7	10							⑰ =				
7	10						16.00	⑱ =				
Continua...												
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (cm)	INICIAL		FINAL			SIMBOLOGIA	AMOSTRA NÃO RECUPERADA			ENSAIO DE LAVAGEM (cm)		
	23.84		23.80				AMOSTRA INDEFORMADA			1a. 10min	25.84 A 25.85	1
	7:50		7:50				AMOSTRA INDEFORMADA NÃO RECUPERADA			2a. 10min	25.85 A 25.86	1
	07/04/98		08/04/98				AMOSTRADOR PENETROU NEM SOB O PÉ DO DAS HASTES+BATENTE			3a. 10min	25.86 A 25.86	0

Cliente:										
Local: AV. MARQUES DE CARAVELAS, BARRA, SALVADOR/BA										
Sondagem: SP-03			Cota: 38.81 m			Ref.n° GE-1273/98				
Revestimento $\phi = 76.2\text{mm}$			Escala: 1:100		Data: ABR/98	Pag.n°1	Resp.			
Amostrador $\phi_s = 50.8\text{mm}$ $\phi_i = 35.0\text{mm}$			Massa do martelo = 65 Kg			Altura de queda = 75cm				
PENETRAÇÃO					Cota em relação ao R.N.	Profundidade da camada (m)	Perfil	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS		
INÍCIO DE RESISTÊNCIA		FINAL		Nível d'água						
I	F	Gráfico (Clique + Prof)			AVANÇO REVESTIMENTO					
1a.e.2a.	2a.e.3a.	10	20 30 40							
2	3			TC			①	Silte argiloso, c/areia fina e média marrom, mole a médio		
5	8			R		2.00			②	
5	9							③	Silte arenoso, com pedregulhos marrom, medianamente compacto	
12	13					35		④		
16	16							⑤		
13	14							⑥	Idem, pouco compacto	
7	8					5.86		⑦		
6	7							⑧		
8	10							⑨	Idem, medianamente compacto	
7	9					30		⑩		
7	10							⑪		
8	11							⑫	Silte arenoso, com argila variegada (vermelha), medianamente compacto	
10	14					11.98		⑬		
8	12					25		⑭		
10	15							⑮	Idem, com pedregulhos	
8	13							⑯		
9	15							⑰		
10	16							⑱		
11	17							⑲		
									Continua...	
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)	INICIAL	FINAL		SIMBOLOGIA	AMOSTRA NÃO RECUPERADA			ENSAIO DE LAVAGEM(cm)		
	24.30	24.15			⊕	AMOSTRA INDEFORMADA			1a. 10min	26.80 A 26.82
	10:11	10:00			⊖	AMOSTRA INDEFORMADA NÃO RECUPERADA			2a. 10min	26.82 A 26.82
	08/04/98	13/04/98			⊗	O AMOSTRADOR PENETROU NUM SUDO O PESO DAS HASTES+BATENTE			3a. 10min	26.82 A 26.82

Cliente:																																																		
Local: AV. MARQUES DE CARAVELAS, BARRA, SALVADOR/BA																																																		
Sondagem: SP-03					Cota: 38.81 m			Ref.n° GE-1273/98																																										
Revestimento $\phi = 76.2\text{mm}$					Escala: 1:100		Data: ABR/98	Pag.n° 2	Resp.																																									
Amostrador $\phi_a = 50.8\text{mm}$ $\phi_i = 35.0\text{mm}$					Massa do martelo = 65 Kg			Altura de queda = 75cm																																										
<p style="text-align: center;">PENETRAÇÃO</p> <p style="text-align: center;">INÍCIO DE RESISTÊNCIA MEDIAL FINAL</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Índice de Resistência</th> <th colspan="4">Gráfico (Diâmetro x Prof.)</th> <th rowspan="2">Avanço x Revestimento</th> </tr> <tr> <th>1a. e 2a.</th> <th>3a. e 4a.</th> <th>10</th> <th>20</th> <th>30</th> <th>40</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10</td> <td>17</td> <td colspan="4" rowspan="8"></td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>12</td> <td>19</td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>11</td> <td>18</td> <td>21</td> </tr> <tr> <td>13</td> <td>20</td> <td>22</td> </tr> <tr> <td>14</td> <td>21</td> <td>23</td> </tr> <tr> <td>17</td> <td>21</td> <td>24</td> </tr> <tr> <td>17</td> <td>23</td> <td>25</td> </tr> <tr> <td>18</td> <td>25</td> <td>26</td> </tr> </tbody> </table>					Índice de Resistência		Gráfico (Diâmetro x Prof.)				Avanço x Revestimento	1a. e 2a.	3a. e 4a.	10	20	30	40	10	17					20	12	19	20	11	18	21	13	20	22	14	21	23	17	21	24	17	23	25	18	25	26	Cota em relação ao R.N.	Profundidade da camada (m)	Perfil	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS	
Índice de Resistência		Gráfico (Diâmetro x Prof.)				Avanço x Revestimento																																												
1a. e 2a.	3a. e 4a.	10	20	30	40																																													
10	17					20																																												
12	19					20																																												
11	18					21																																												
13	20					22																																												
14	21					23																																												
17	21					24																																												
17	23					25																																												
18	25					26																																												
					Nível d'água	20																																												
						21.86		Silte argiloso, c/areia fina e media variegado (vermelho), rijo																																										
						26.82		Idem, duro																																										
								IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO NA FERRAMENTA DE LAVAGEM																																										
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)	INICIAL		FINAL		SÍMBOLOGIA	AMOSTRA NÃO RECUPERADA			ENSAIO DE LAVAGEM (cm)																																									
	24.30		24.15			AMOSTRA INDEFORMADA	1a. 10min	26.80 A 26.82	2																																									
	10:11		10:00			AMOSTRA INDEFORMADA NÃO RECUPERADA	2a. 10min	26.82 A 26.82	0																																									
	08/04/98		13/04/98			AMOSTRADOR PENETROU SEM SOB O PESO DAS HASTES+BATENTE	3a. 10min	26.82 A 26.82	0																																									

Cliente:											
Local: AV. MARQUES DE CARAVELAS, BARRA, SALVADOR/BA											
Sondagem: SP-04					Cota: 40.61 m			Ref.n° GE-1273/98			
Revestimento $\phi = 76.2\text{mm}$					Escala: 1:100		Data: ABR/98	Pag.n°1	Resp.		
Amostrador $\phi_s = 50.8\text{mm}$ $\phi_a = 35.0\text{mm}$					Massa do martelo = 65 Kg			Altura de queda = 75cm			
PENETRAÇÃO				Avanço Revestimento	Cota em relação ao R.N.	Profundi- dade da camada (m)	Perfil	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS			
ÍNDICE DE RESISTÊNCIA		Gráfico (Clique + Print)									
1 1a.e.2a.	F 2a.e.3a.	10	20 30 40								
2	2			TC R 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19		1.00	1 2 3	Silte argiloso, com areia fina e média e pedregulhos marrom, muito mole (Provavel aterro) Idem, mole (Provavel aterro)			
4	5					2.67	4 5	Silte arenoso pouco argiloso c/pedregulhos marrom, pouco compacto			
3	5							6	Idem, medianamente compacto		
4	6							7	Idem, pouco compacto		
5	8							8			
4	9				35			9			
4	6							10			
4	7							11			
3	7							12			
4	7							13			
5	7							14			
4	7							15			
5	7							16	Idem, rijo		
10	15				25		15.00	17			
11	17							18			
12	17							19	Silte arenoso, com argila variegado (marrom), medianamente compacto		
13	16						17.86				
							19.00				
Continua....											
PRESENCIA DE NÍVEL D'ÁGUA (%)	INICIAL		FINAL		SIMBIOLOGIA P N	AMOSTRA NÃO RECUPERADA			ENSAIO DE LAVAGEM (cm)		
	25.00		24.85			AMOSTRA INDEFORMADA			1a. 10min	25.67 A 25.68	1
	8:10		8:00			AMOSTRA INDEFORMADA NÃO RECUPERADA			2a. 10min	25.68 A 25.68	0
	14/04/98		15/04/98			O AMOSTRADOR PENETROU NAZM SOB O PESO DAS HASTES+BATENTE			3a. 10min	25.68 A 25.68	0

Cliente: U F C ENGENHARIA LTDA																																																																																																																					
Local: AV. MARQUES DE CARAVELAS, BARRA, SALVADOR/BA																																																																																																																					
Sondagem: SP-04					Cota: 40.61 m			Ref.n° GE-1273/98																																																																																																													
Revestimento $\phi = 76.2\text{mm}$					Escala: 1:100		Data: ABR/98	Pag.n° 2	Resp.																																																																																																												
Amostrador $\phi_e = 50.8\text{mm}$ $\phi_i = 35.0\text{mm}$					Massa do martelo = 65 Kg			Altura de queda = 75cm																																																																																																													
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="5">PENETRAÇÃO</th> <th rowspan="3">Avanço Revestimento</th> <th rowspan="3">Cota em relação ao R.N.</th> <th rowspan="3">Profundi- dade da camada (m)</th> <th rowspan="3">Perfil</th> <th rowspan="3">DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS</th> </tr> <tr> <th colspan="2">ÍNDICE DE TENDÊNCIA</th> <th colspan="3">Gráfico (Cabeça + Perfil)</th> <th rowspan="2">Nível d'água</th> </tr> <tr> <th>I</th> <th>F</th> <th>10</th> <th>20</th> <th>30</th> <th>40</th> </tr> <tr> <th>1a.e2a.</th> <th>2a.e3a.</th> <th colspan="3"></th> <th></th> <th></th> <th></th> <th></th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>14</td> <td>19</td> <td colspan="3" rowspan="3"></td> <td rowspan="3">-</td> <td rowspan="3">20</td> <td rowspan="3">20.00</td> <td rowspan="3">/20/</td> <td rowspan="3">Idem, variegada (marron) compacto (Solo residual)</td> </tr> <tr> <td>16</td> <td>21</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>/21/</td> <td></td> </tr> <tr> <td>17</td> <td>23</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>/22/</td> <td></td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>9</td> <td colspan="3"></td> <td></td> <td>22.00</td> <td>22.00</td> <td>/23/</td> <td>Idem, medianamente compacto (Solo residual)</td> </tr> <tr> <td>19</td> <td>27</td> <td colspan="3"></td> <td></td> <td>23.00</td> <td>23.00</td> <td>/24/</td> <td>Idem, compacto (Solo residual)</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>29</td> <td colspan="3"></td> <td></td> <td>24</td> <td></td> <td>/25/</td> <td></td> </tr> <tr> <td>21</td> <td>30</td> <td colspan="3"></td> <td></td> <td>25</td> <td></td> <td>/26/</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="5"></td> <td></td> <td>25.68</td> <td>25.68</td> <td></td> <td>IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO NA FERRAMENTA DE LAVAGEM</td> </tr> </tbody> </table>										PENETRAÇÃO					Avanço Revestimento	Cota em relação ao R.N.	Profundi- dade da camada (m)	Perfil	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS	ÍNDICE DE TENDÊNCIA		Gráfico (Cabeça + Perfil)			Nível d'água	I	F	10	20	30	40	1a.e2a.	2a.e3a.									14	19				-	20	20.00	/20/	Idem, variegada (marron) compacto (Solo residual)	16	21					/21/		17	23					/22/		4	9					22.00	22.00	/23/	Idem, medianamente compacto (Solo residual)	19	27					23.00	23.00	/24/	Idem, compacto (Solo residual)	20	29					24		/25/		21	30					25		/26/								25.68	25.68		IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO NA FERRAMENTA DE LAVAGEM
PENETRAÇÃO					Avanço Revestimento	Cota em relação ao R.N.	Profundi- dade da camada (m)	Perfil	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS																																																																																																												
ÍNDICE DE TENDÊNCIA		Gráfico (Cabeça + Perfil)								Nível d'água																																																																																																											
I	F	10	20	30							40																																																																																																										
1a.e2a.	2a.e3a.																																																																																																																				
14	19				-	20	20.00	/20/	Idem, variegada (marron) compacto (Solo residual)																																																																																																												
16	21													/21/																																																																																																							
17	23													/22/																																																																																																							
4	9					22.00	22.00	/23/	Idem, medianamente compacto (Solo residual)																																																																																																												
19	27					23.00	23.00	/24/	Idem, compacto (Solo residual)																																																																																																												
20	29					24		/25/																																																																																																													
21	30					25		/26/																																																																																																													
						25.68	25.68		IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO NA FERRAMENTA DE LAVAGEM																																																																																																												
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)	INICIAL		FINAL		SIMBOLOGIA	<input checked="" type="checkbox"/> AMOSTRA NÃO RECUPERADA <input type="checkbox"/> AMOSTRA INDEFORMADA <input type="checkbox"/> AMOSTRA INDEFORMADA NÃO RECUPERADA <input type="checkbox"/> O AMOSTRADOR PENETROU NEM SOB O PESO DAS HASTES+BATENTE			ENSAIO DE LAVAGEM (cm)																																																																																																												
	25.00		24.85			1a. 10min	25.67 A 25.68		1																																																																																																												
	8:10		8:00			2a. 10min	25.68 A 25.68		0																																																																																																												
	14/04/98		15/04/98			3a. 10min	25.68 A 25.68		0																																																																																																												

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DE SOLOS												
INTERESSADO: GEOTECHNIQUE ENGENHARIA E CONSULTORIA LTDA.					N.º DE REFERÊNCIA: 018/00							
OBJETO: CONTENÇÃO DE ENCOSTAS												
LOCAL: CAMPINAS DE BROTAS												
PESO DE BATER		TORQUE		REVESTIMENTO		COTA DO INÍCIO DO FURO		SONDAGEM	DATA	RESPONSÁVEL		
Massa = 65 kg	Altura de queda = 75 cm	kefm		D = 76,2 mm		NÃO FOI FORNECIDA		SP-03	25/04/00			
1.1	NP	Gráfico		Nível de	Operação	Profund.	Mudança	Perfil	Identificação tátil visual do material			
---	---	10	20	30	40	TR	TM				Água (m)	(m)
1	1/25							1.00	TC	1.00		SILTE ARGILOSO COM AREIA, COM PEDREGULHO, COM POUCA MATERIA ORGANICA E COM ENTULHO, MARROM. (PROVAVEL ATERRO).
5	7							2.00	R	2.00		SILTE ARGILOSO COM AREIA, COM PEDREGULHO, COM POUCA MATERIA ORGANICA E COM ENTULHO, MUITO MOLE, MARROM. (PROVAVEL ATERRO).
6	8							3.00	TH	3.00		IDEM, MEDIO.
10.45	1/25							4.00		4.00	3.25	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO E COM POUCA ARGILA, POUCO COMPACTO, MARROM.
14	6							5.00		5.00	5.00	SILTE ARENOSO COM MUITO PEDREGULHO, POUCO COMPACTO, MARROM. (ALTERAÇÃO DE ROCHA).
15	9							6.00		6.00	6.76	IDEM, MEDIANAMENTE COMPACTO.
15	8							7.00		7.00	6.76	SILTE ARGILOSO COM AREIA E COM PEDREGULHO, MEDIO, VARIEGADO. (ALTERAÇÃO DE ROCHA).
16	8							8.00		8.00	8.00	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO E COM POUCA ARGILA, POUCO COMPACTO, VARIEGADO. (ALTERAÇÃO DE ROCHA).
17	10							9.00		9.00	9.00	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO, MEDIANAMENTE COMPACTO, VARIEGADO. (ALTERAÇÃO DE ROCHA).
18	22							10.00	CA	10.00	10.45	IDEM, COMPACTO.
								11.00		11.00		LIMITE DE SONDAGEM ESTABELECIDO PELO CLIENTE.
								12.00		12.00		DE ACORDO COM O CONTRATO, A PLANTA DE SITUAÇÃO E NIVELAMENTO DOS FUROS DE SONDAGEM SÃO DE RESPONSABILIDADE DO CLIENTE E ATÉ A DATA DE EMISSÃO DESTE RELATÓRIO NÃO NOS FOI FORNECIDA.
								13.00		13.00		
								14.00		14.00		
								15.00		15.00		
								16.00		16.00		

NÍVEL DE ÁGUA (m)	DATA	HORÁRIO	ENSAIO DE LAVAGEM			FURO	OPERAÇÃO	
			PROFUND. (m)	TEMPO (min.)	AVANÇO (cm)	Início	TC = TRADO CONCHA:	1,00 m
9.30	04/04/00	7:27		10		31/03/00	TH = TRADO HELICOIDAL:	3,00 m
				10		Término	R = REVESTIMENTO:	2,00 m
				10		03/04/00	CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA:	10,00 m

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DE SOLOS													
INTERESSADO: GEOTECHNIQUE ENGENHARIA E CONSULTORIA LTDA.					N.º DE REFERÊNCIA: 018/00								
OBRA: CONTENÇÃO DE ENCOSTAS													
LOCAL: CAMPINAS DE BROTAS													
PESO DE BATER		TORQUE		REVESTIMENTO		COTA DO INÍCIO DO FURO		SONDAGEM	DATA	RESPONSÁVEL			
Massa = 65 kg		Altura de queda = 75 cm		D = 76,2 mm		NÃO FOI FORNECIDA		SP-04	25/04/00				
L	NF	Gráfico				TR	TM	Nível de Água (m)	Operação (m)	Profund. (m)	Mudança de camada (m)	Perfil	Identificação tátil visual do material
		10	20	30	40								
2	3							V					SILTE ARGILOSO COM AREIA, COM PEDREGULHO E COM ENTULHO, MARROM. (PROVAVEL ATERRO)
								I	1,00	1,00			
								D	TC			1,80	SILTE ARGILOSO COM AREIA, COM PEDREGULHO E COM ENTULHO, MOLE, MARROM. (PROVAVEL ATERRO)
4	5							E		2,00			SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO, COM POUCA ARGILA E COM POUCA MICA, POUCO COMPACTO, VARIEGADO. (ALTERAÇÃO DE ROCHA)
9	13							O		3,00			IDEM, MEDIANAMENTE COMPACTO.
10	13							B					
								S		4,00			SILTE ARENOSO COM ARGILA, COM PEDREGULHO E COM POUCA MICA, MEDIANAMENTE COMPACTO, VARIEGADO. (ALTERAÇÃO DE ROCHA)
8	12							R		5,00		5,00	SILTE ARGILOSO COM AREIA, COM PEDREGULHO E COM POUCA MICA, RIJO, VARIEGADO (ALTERAÇÃO DE ROCHA)
15	18							A		6,00			SILTE ARGILOSO COM AREIA, COM PEDREGULHO E COM POUCA MICA, RIJO, VARIEGADO (ALTERAÇÃO DE ROCHA)
10	17							C		7,00			SILTE ARGILOSO COM AREIA E COM PEDREGULHO, RIJO, VARIEGADO. (ALTERAÇÃO DE ROCHA)
17	19							Á		8,00			SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO, COM POUCA ARGILA E COM VESTIGIOS DE MICA, COMPACTO, VARIEGADO. (ALTERAÇÃO DE ROCHA)
10	20							O		9,00			SILTE ARGILOSO COM AREIA E COM PEDREGULHO, DURO, VARIEGADO. (ALTERAÇÃO DE ROCHA)
18	20									10,00		10,00	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO E COM POUCA MICA, COMPACTO, VARIEGADO
									TH	10,00		10,45	LIMITE DE SONDAGEM ESTABELECIDO PELO CLIENTE.
										11,00			
										12,00			
										13,00			
										14,00			
										15,00			
										16,00			

OBS.: FOI DETECTADA A PRESENÇA DE AGUA EM 6,00 m DE PROFUNDIDADE, ENTRETANTO NÃO HOUE CONFIRMAÇÃO DO NIVEL DE AGUA FREATICO DO TERRENO.

DE ACORDO COM O CONTRATO, A PLANTA DE SITUAÇÃO E NIVELAMENTO DOS FUIOS DE SONDAGEM SÃO DE RESPONSABILIDADE DO CLIENTE, E ATÉ A DATA DE EMISSAO DESTA RELATORIO NÃO NOS FOI FORNECIDA.

NÍVEL DE ÁGUA (m)	DATA	HORÁRIO	ENSAIO DE LAVAGEM			FURO	OPERAÇÃO	
			PROFUND. (m)	TEMPO (min.)	AVANÇO (cm)		Início	
				10		04/04/00	TC = TRADO CONCHA:	1,00 m
				10			TH = TRADO HELICOIDAL:	10,00 m
VIDE OBSERVAÇÃO				10		Término	R = REVESTIMENTO:	
				10		05/04/00	CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA:	

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DE SOLOS													
INTERESSADO: GEOTECNIQUE ENGENHARIA E CONSULTORIA LTDA.					N.º DE REFERÊNCIA: 018/00								
OBRA: CONTENÇÃO DE ENCOSTAS													
LOCAL: CAMPINAS DE BROTAS													
PESO DE BATER				TORQUE	REVESTIMENTO		COTA DO INÍCIO DO FURO		SONDAGEM	DATA	RESPONSÁVEL		
Massa = 65 kg		Altura de queda = 75 cm		kafin	D = 76,2 mm		NÃO FOI FORNECIDA		SP-05	25/04/00			
N.º	NI	Gráfico				TR	TM	Nível de Água (m)	Operação (m)	Profund. (m)	Mudança de camada (m)	Perfil	Identificação tátil visual do material
		10	20	30	40								
3	3									1.00		0.60	SILTE ARGILOSO COM AREIA E COM PEDREGULHO, MARRON. (PROVAVEL ATERRO).
2	3							2.00	TC	2.00			SILTE ARGILOSO COM AREIA E COM PEDREGULHO, MOLE, MARRON.
1	4									3.00			SILTE ARGILOSO COM MUITA AREIA E COM PEDREGULHO, MOLE, MARRON.
1	4									4.00		4.00	SILTE ARGILOSO COM MUITA AREIA E COM PEDREGULHO, MOLE, MARRON. VARIEGADO. (ALTERAÇÃO DE ROCHA).
5	7									5.00			IDEM, MEDIO.
11	15									6.00		6.00	SILTE PEDREGULHOSO COM AREIA, MEDIANAMENTE COMPACTO VARIEGADO. (ALTERAÇÃO DE ROCHA).
7	8							7.20		7.00		7.00	SILTE ARENOSO COM MUITO PEDREGULHO E COM MICA, POUCO COMPACTO, VARIEGADO. (ALTERAÇÃO DE ROCHA).
12	15							06/03/00		8.00			IDEM, MEDIANAMENTE COMPACTO.
13	16									9.00		9.00	SILTE ARENOSO COM ARGILA, COM MUITO PEDREGULHO E COM MICA, MEDIANAMENTE COMPACTO, VARIEGADO. (ALTERAÇÃO DE ROCHA).
14	20/20									10.00		10.00	SILTE ARENOSO COM MUITO PEDREGULHO E COM MUITO MICA, COMPACTO, VARIEGADO. (ALTERAÇÃO DE ROCHA).
										10.45		10.45	LIMITE DE SONDAGEM ESTABELECIDO PELO CLIENTE.
<p>DE ACORDO COM O CONTRATO, A PLANTA DE SITUAÇÃO E NIVELAMENTO DOS FUROS DE SONDAGEM SAO DE RESPONSABILIDADE DO CLIENTE E ATÉ A DATA DE EMISSÃO DESTES RELATÓRIO NÃO NOS FOI FORNECIDA.</p>													

NÍVEL DE ÁGUA (m)	DATA	HORÁRIO	ENSAIO DE LAVAGEM			FURO	OPERAÇÃO	
			PROFUND. (m)	TEMPO (min.)	AVANÇO (cm)	Início	TC = TRADO CONCHA:	2.00 m
7.10	04/03/00	8:20		10		03/04/00	TH = TRADO HELICOIDAL:	10,00 m
7.20	05/03/00	9:15		10		Término	R = REVESTIMENTO:	
7.20	06/03/00	9:20		10		03/04/00	CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA:	

**ANEXO B – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL E
CISALHAMENTO DIRETO**

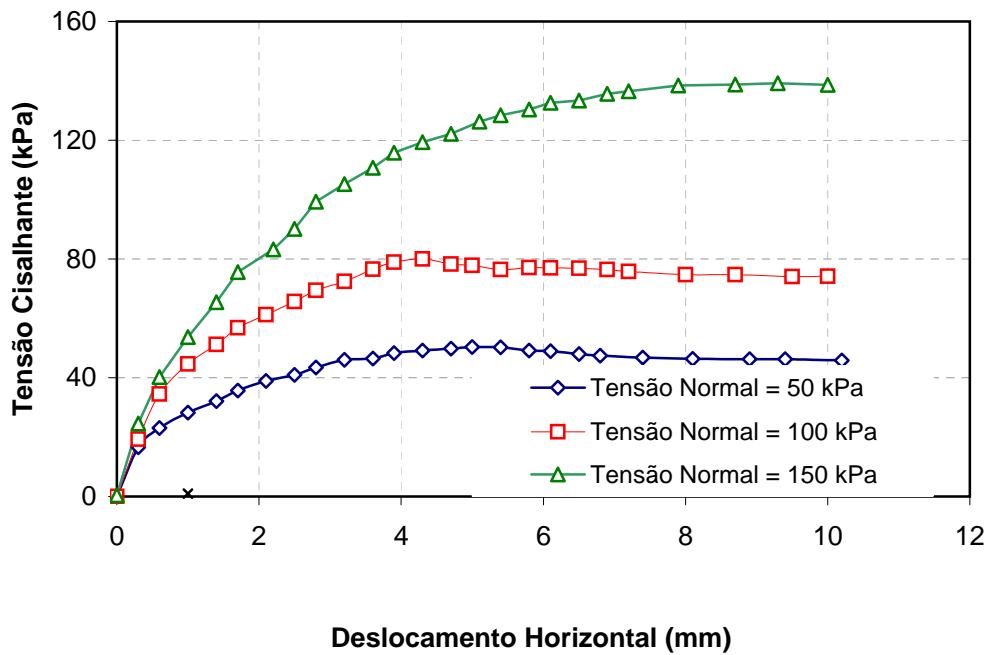
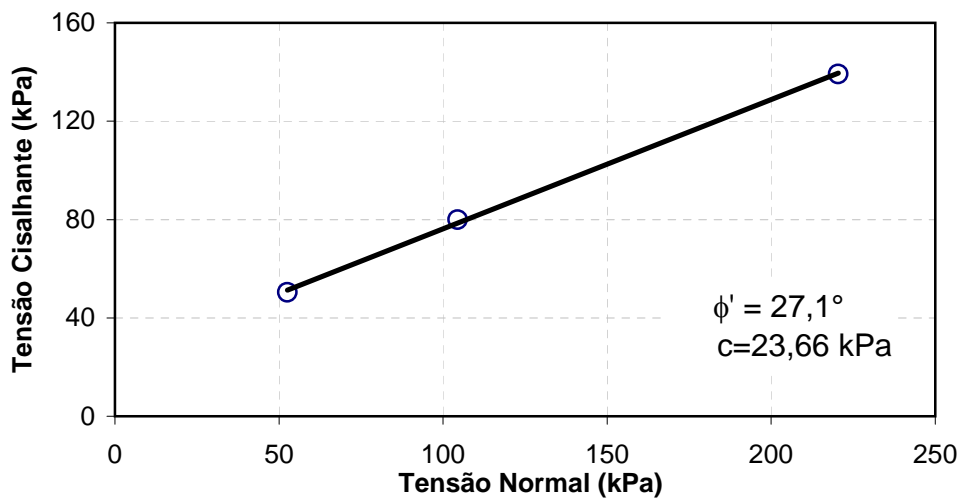
1. ALTO DO BOM VIVER

Local : Alto do Bom Viver
 Amostra: 1
 Data do Ensaio

Ensaio de Cisalhamento Direto Tipo Consolidado Drenado_Natural

Índices Físicos

w nat (%)	Sr (%)	e	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
33,86	82,42	1,14	12,97	17,37

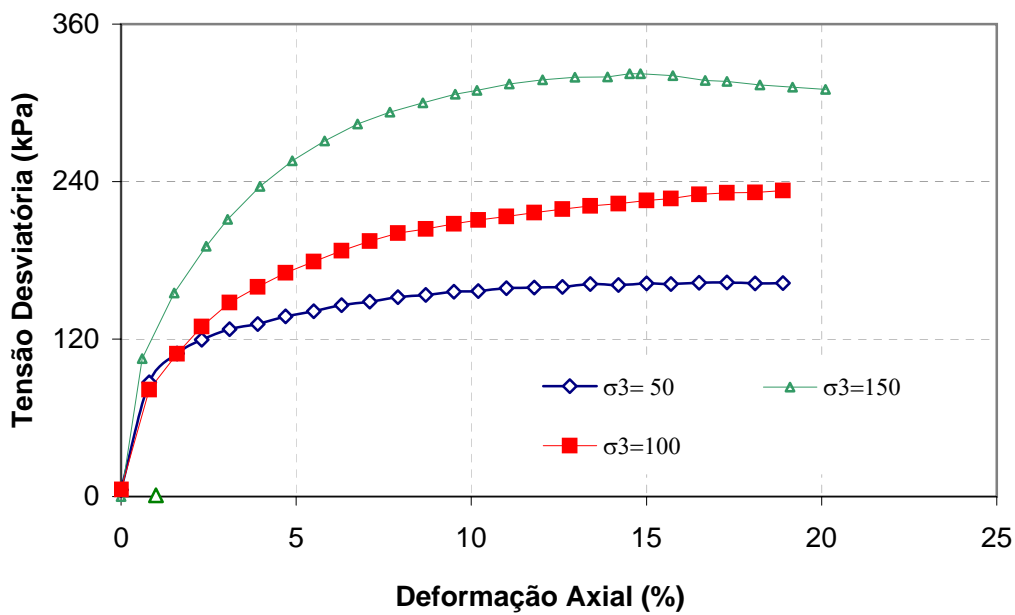
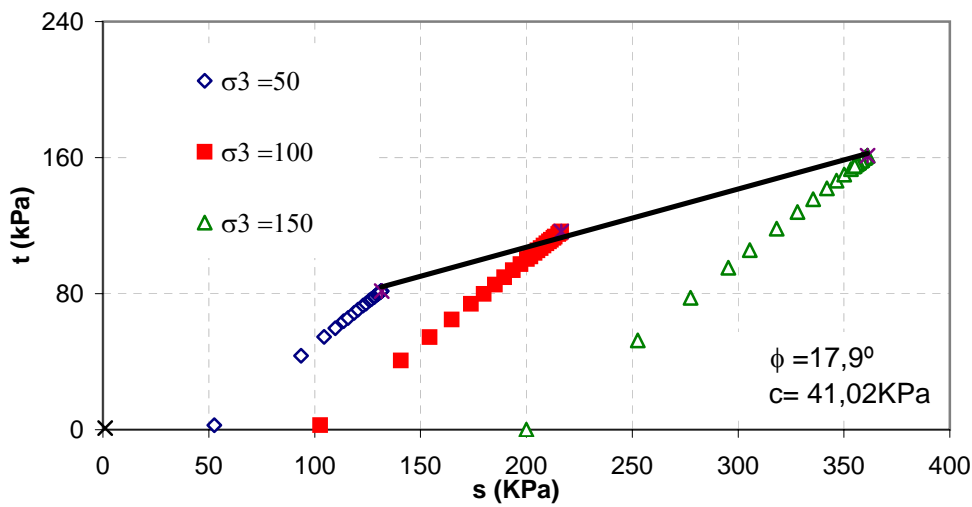


Local : Alto do Bom Viver
 Amostra: 1
 Data do Ensaio

Ensaio de Cisalhamento Direto Tipo Consolidado Não Drenado_Natural

Índices Físicos					
w nat (%)	Sr* (%)	e	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	
5,47	20,00	0,73	16,22	15,35	

Obs: Sr* - Grau de Saturação médio da amostra antes do Inundamento

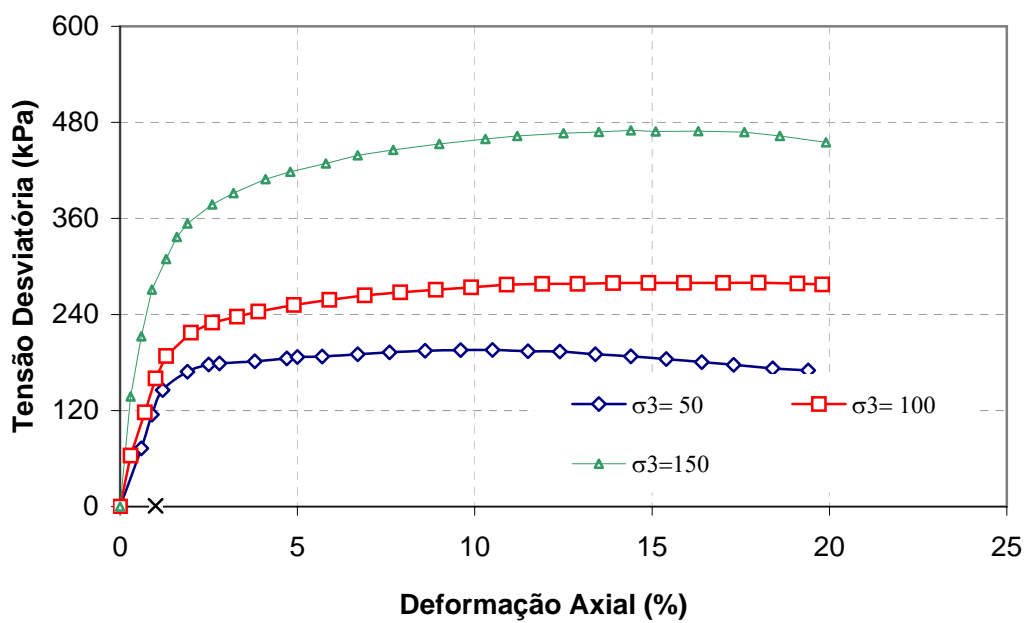
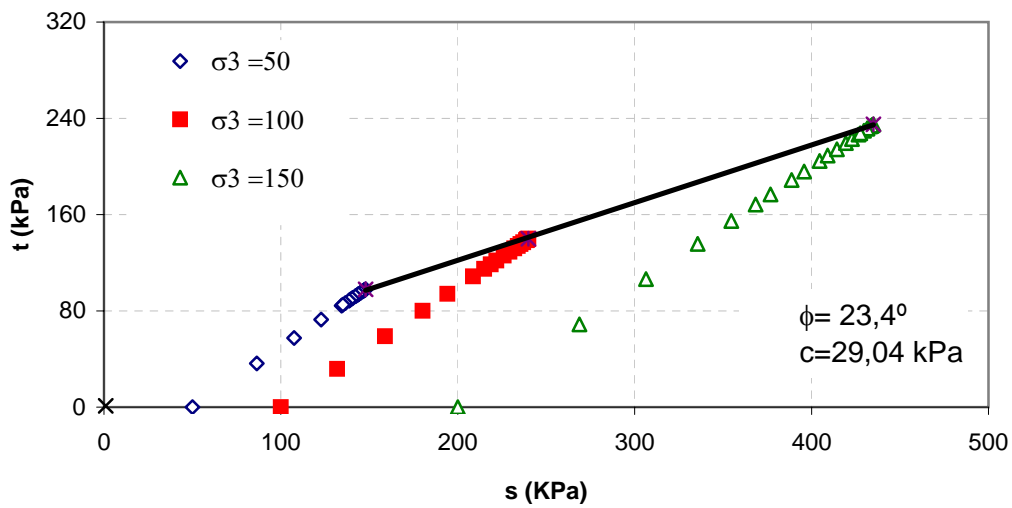


Local : Alto do Bom Viver
 Amostra: 1
 Data do Ensaio

Ensaio de Cisalhamento Direto Tipo Consolidado Não Drenado_Saturado

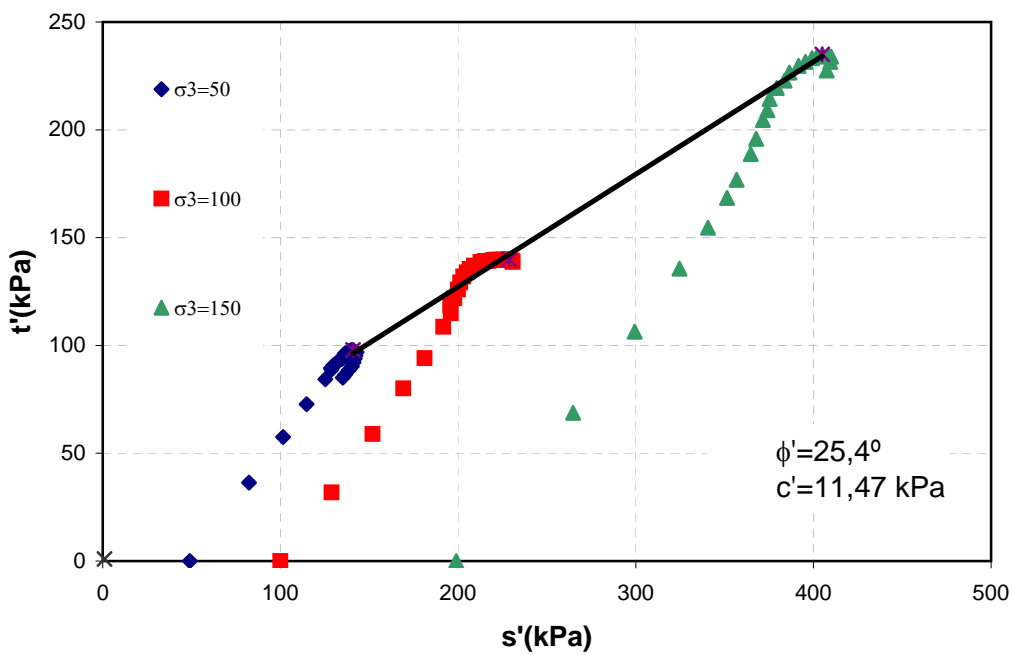
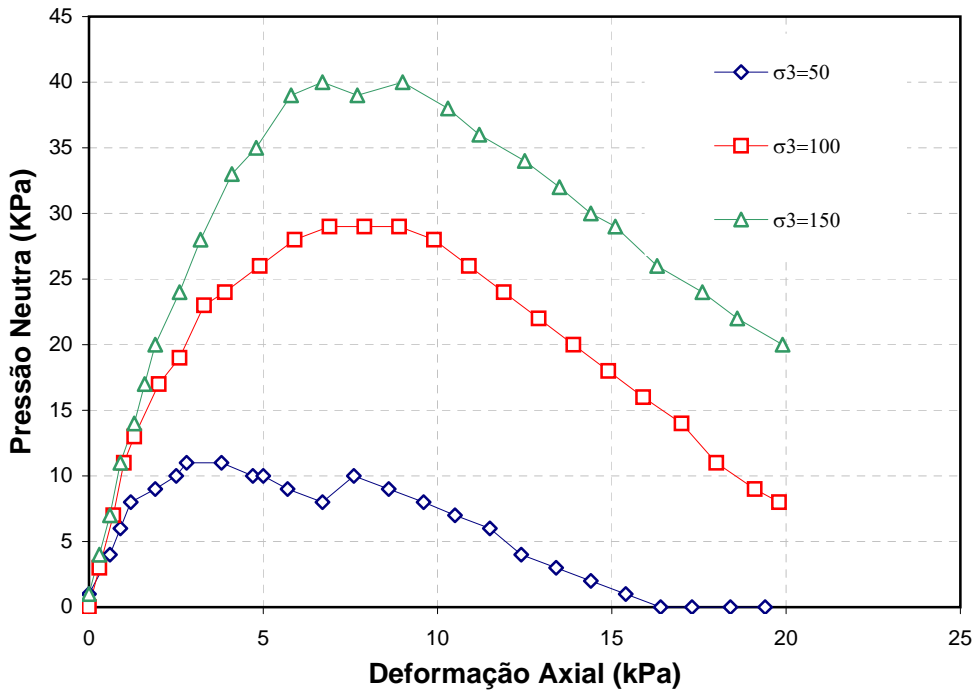
Índices Físicos				
w nat (%)	Sr* (%)	e	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
34,86	88,39	1,10	17,88	15,65

Obs: Sr* - Grau de Saturação médio da amostra antes do Inundamento



Local : Alto do Bom Viver
 Amostra: 1
 Data do Ensaio

Ensaio de Cisalhamento Direto Tipo Consolidado Não Drenado_Saturado

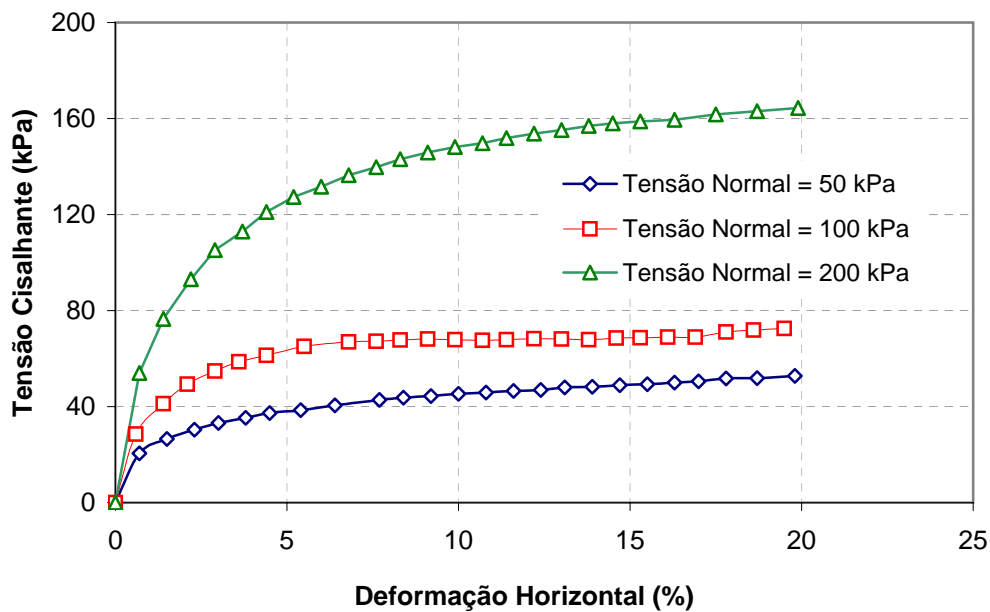
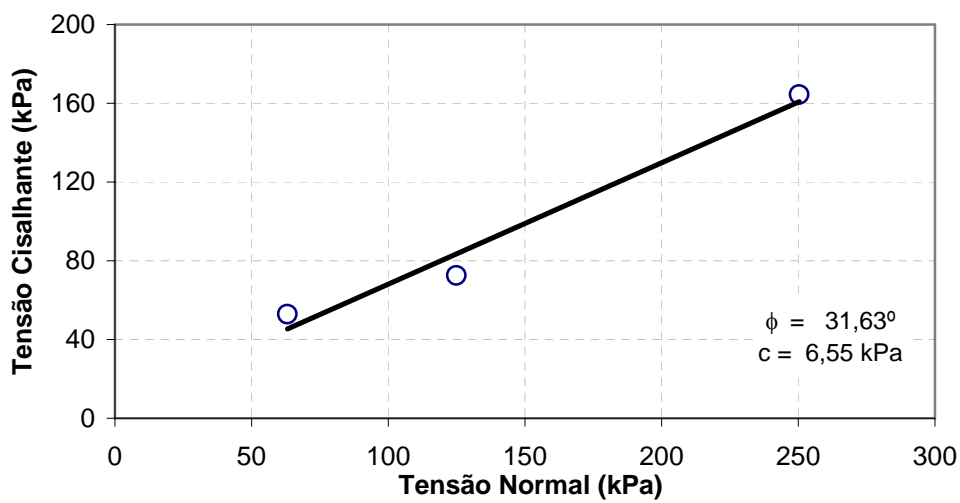


2. AVENIDA SUBURBANA

Local : Av. Suburbana
 Amostra: 1
 Data do Ensaio mai/05

Ensaio de Cisalhamento Direto Tipo Consolidado Não Drenado_Inunda

Índices Físicos				
w nat (%)	Sr (%)	e	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
19,78	58,58	0,90	13,95	16,79



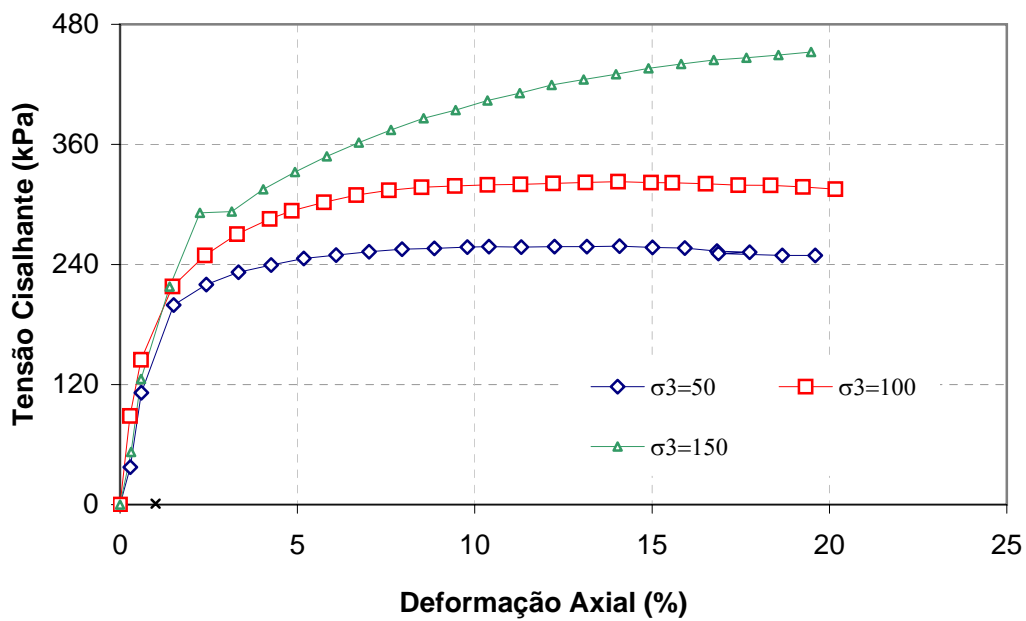
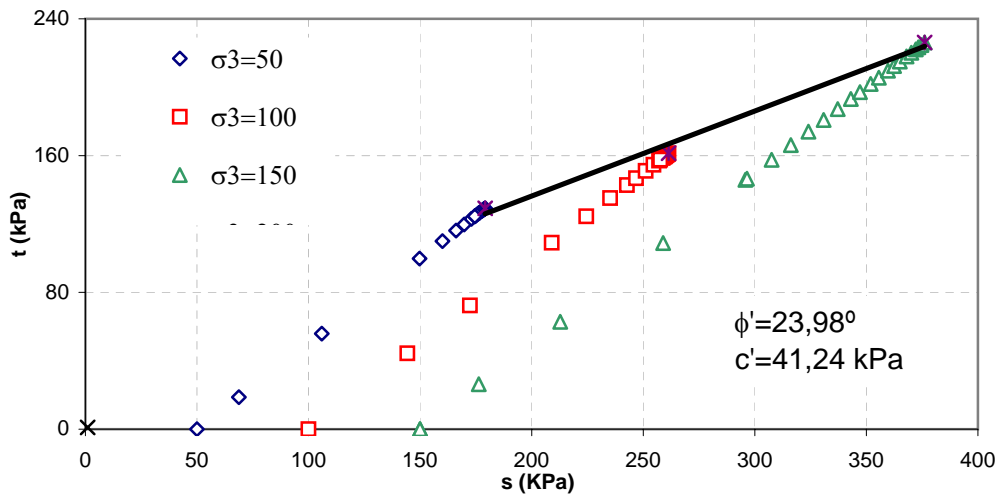
3. MORRO DO GAVAZZA

Local : Morro do Gavazza
 Amostra: 1
 Data do Ensaio

Ensaio Triaxial Tipo Consolidado Drenado_Natural

Índices Físicos				
w nat (%)	Sr* (%)	e	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
28,91	74,62	1,08	16,93	13,13

Obs: Sr* - Grau de Saturação médio da amostra antes do Inundamento

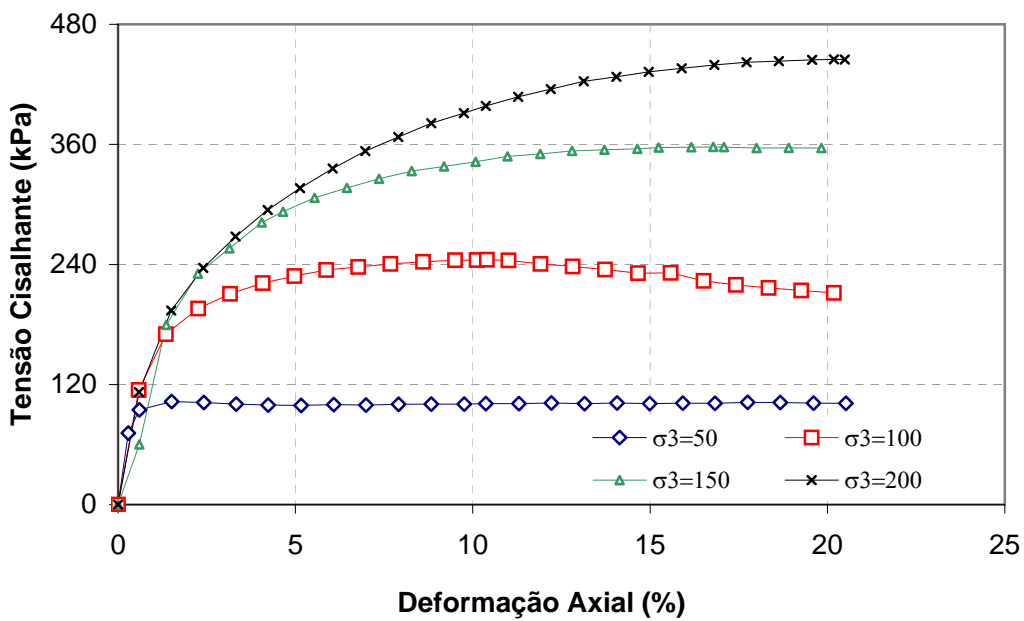
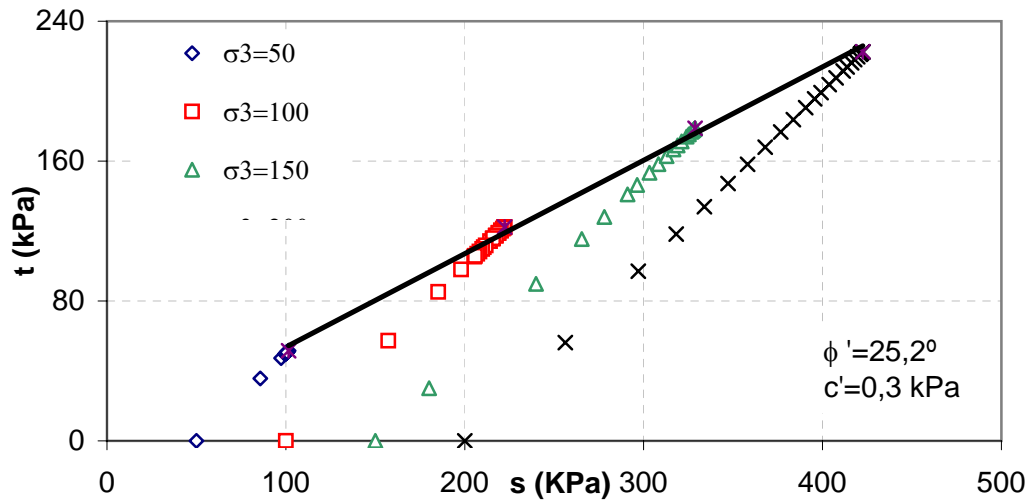


Local : Morro do Gavazza
 Amostra: 1
 Data do Ensaio

Ensaio Triaxial Tipo Consolidado Drenado_Saturado

Índices Físicos				
w nat (%)	Sr* (%)	e	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
29,71	76,02	1,09	16,95	13,07

Obs: Sr* - Grau de Saturação médio da amostra antes do Inundamento

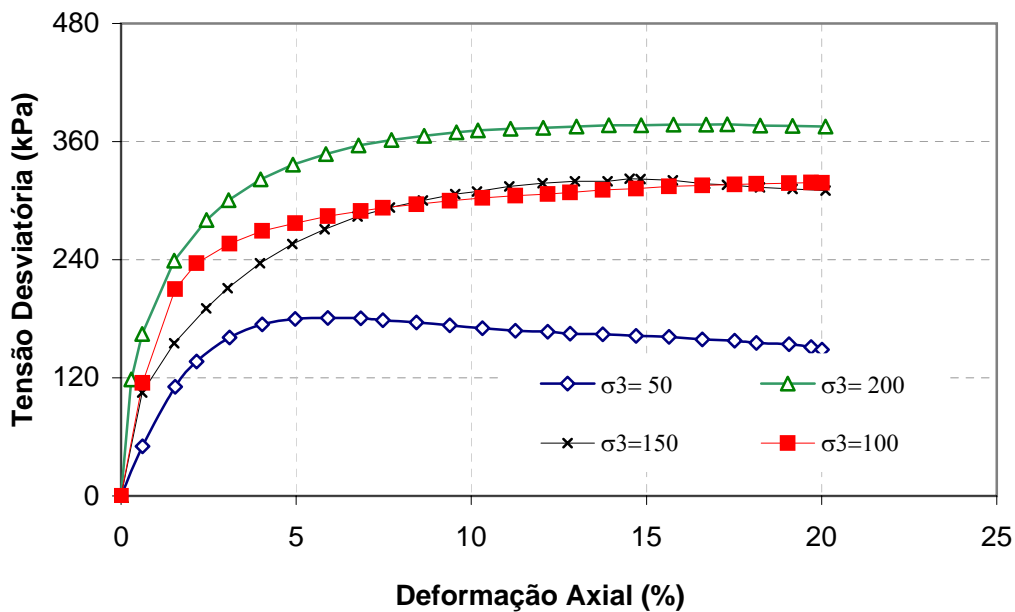
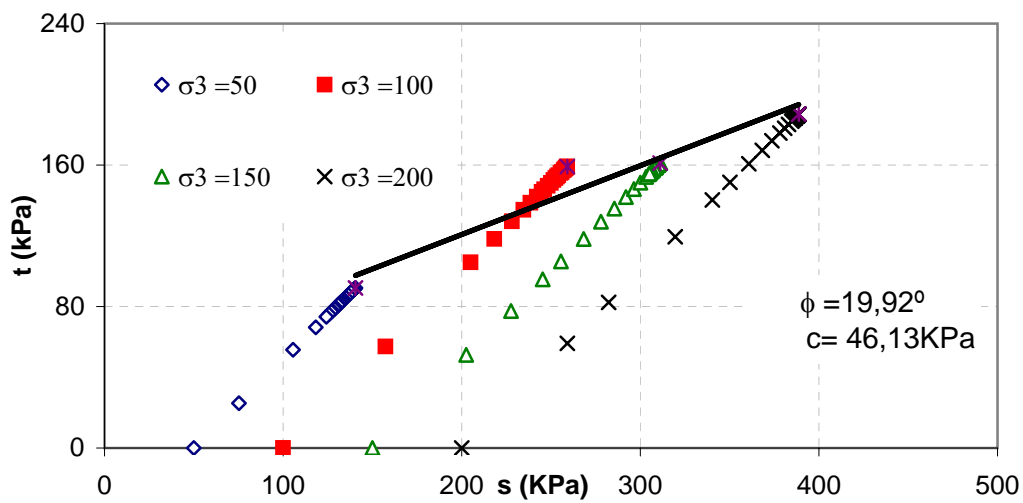


Local : Morro do Gavazza
 Amostra: 1
 Data do Ensaio

Ensaio Triaxial Tipo Consolidado Não Drenado_Natural

Índices Físicos					
w nat (%)	Sr* (%)	e	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	
32,55	78,49	1,15	16,78	12,66	

Obs: Sr* - Grau de Saturação médio da amostra antes do Inundamento

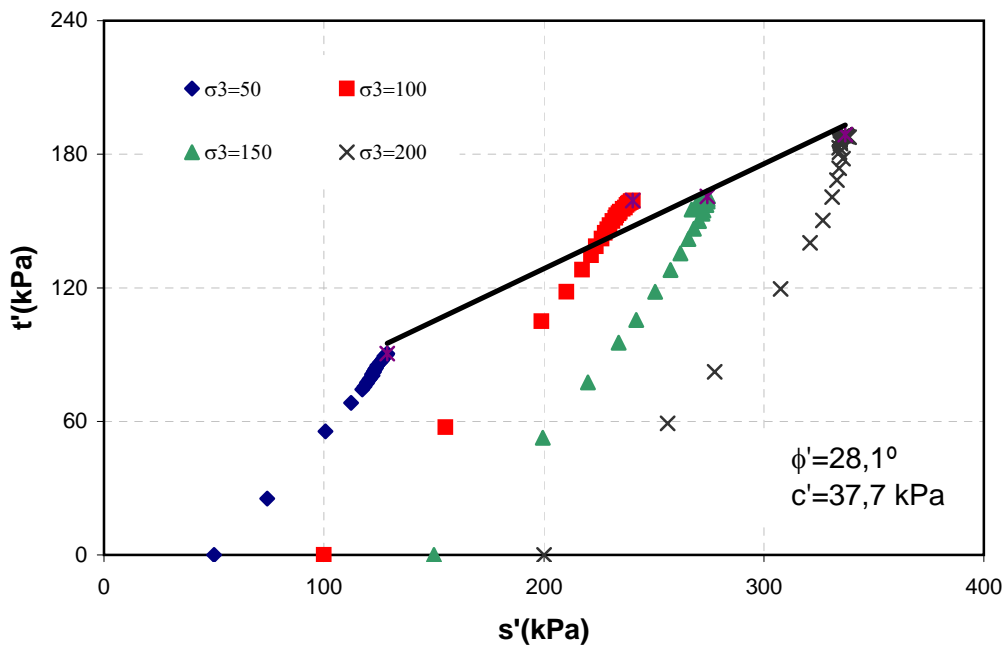
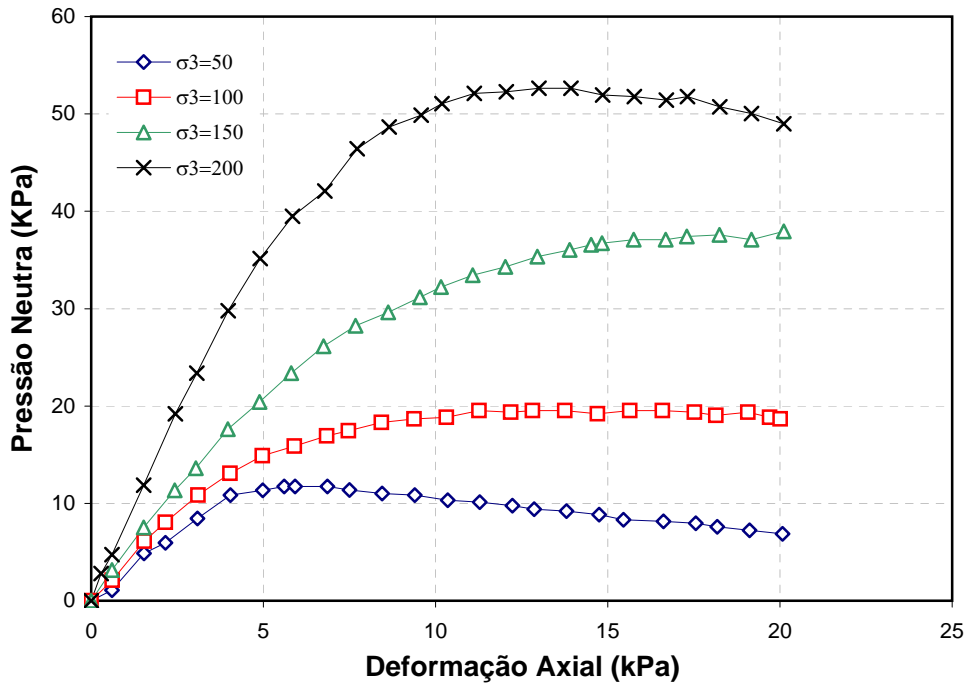


Local : Morro do Gavazza

Amostra: 1

Data do Ensaio

Ensaio Triaxial Tipo Consolidado Não Drenado_Natural

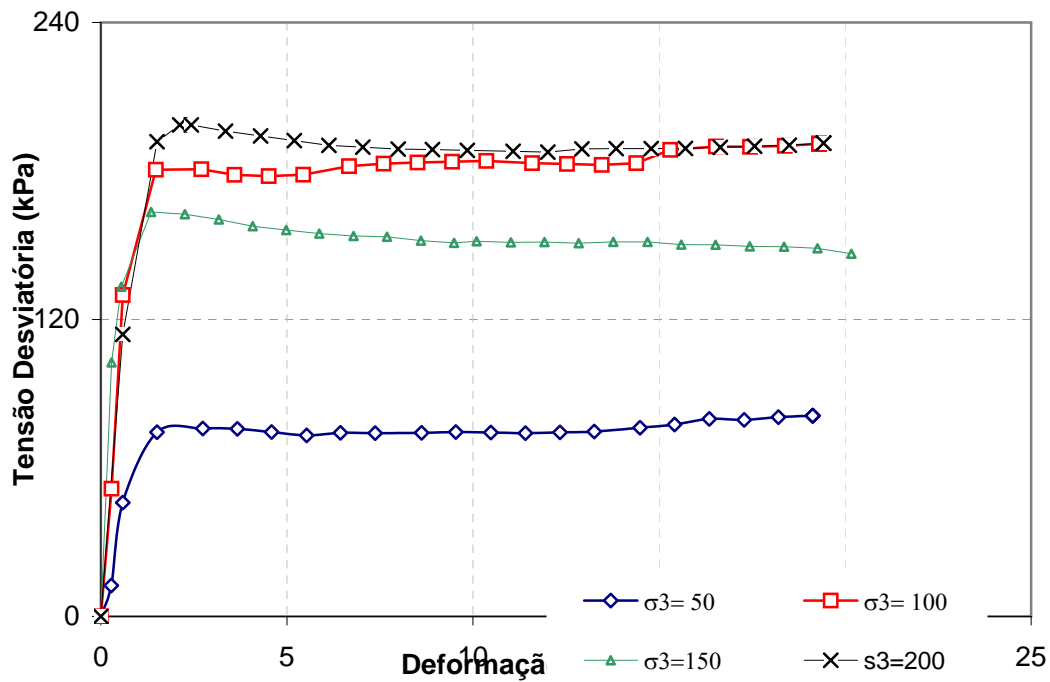
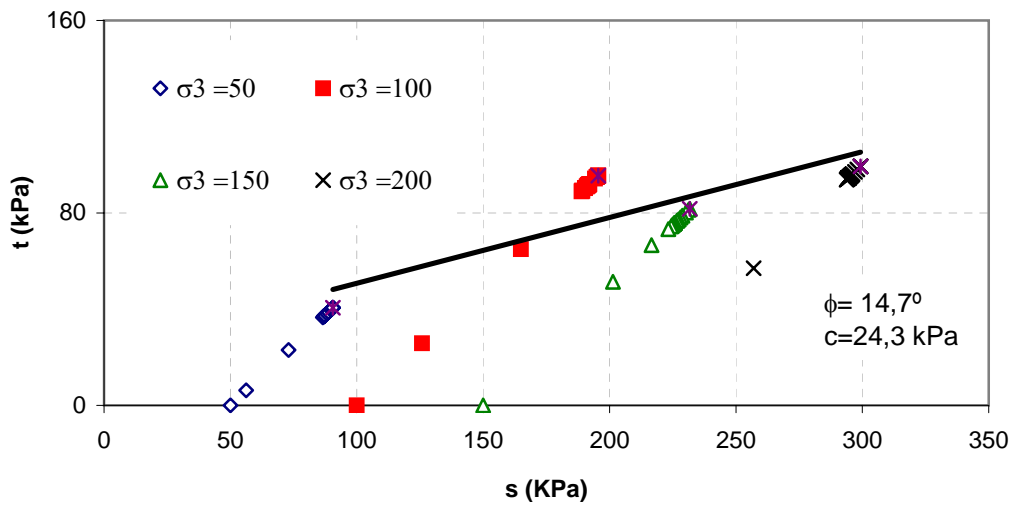


Local : Morro do Gavazza
 Amostra: 1
 Data do Ensaio

Ensaio Triaxial Tipo Consolidado Não Drenado_Saturado

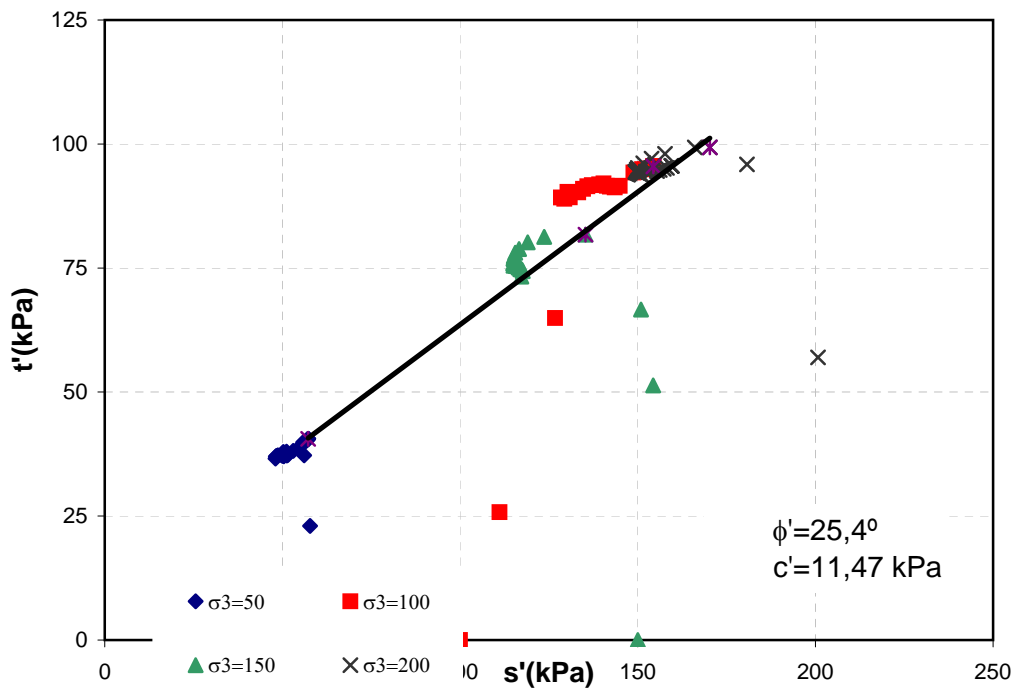
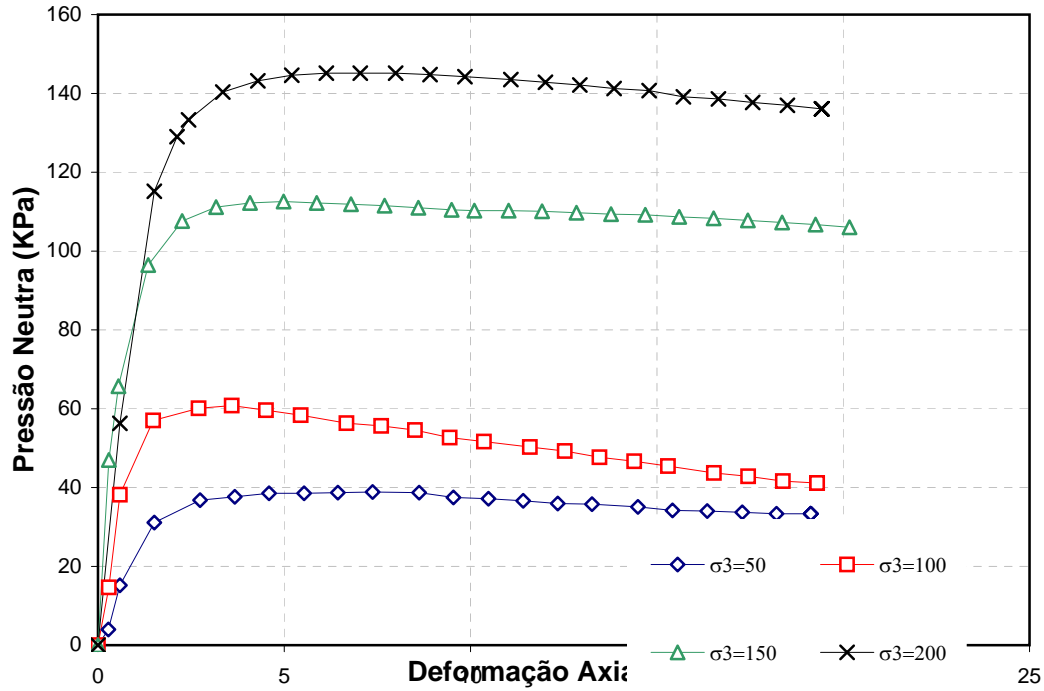
Índices Físicos				
w nat (%)	Sr* (%)	e	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
31,66	77,66	1,13	16,83	11,57

Obs: Sr* - Grau de Saturação médio da amostra antes do Inundamento



Local : Morro do Gavazza
 Amostra: 1
 Data do Ensaio

Ensaio Triaxial Tipo Consolidado Não Drenado_Saturado

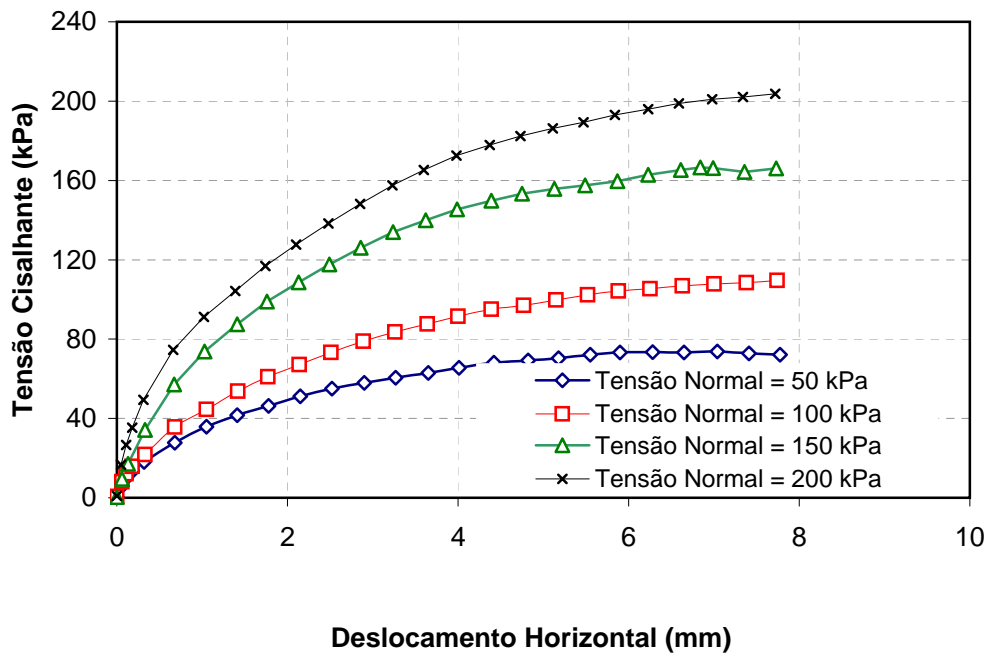
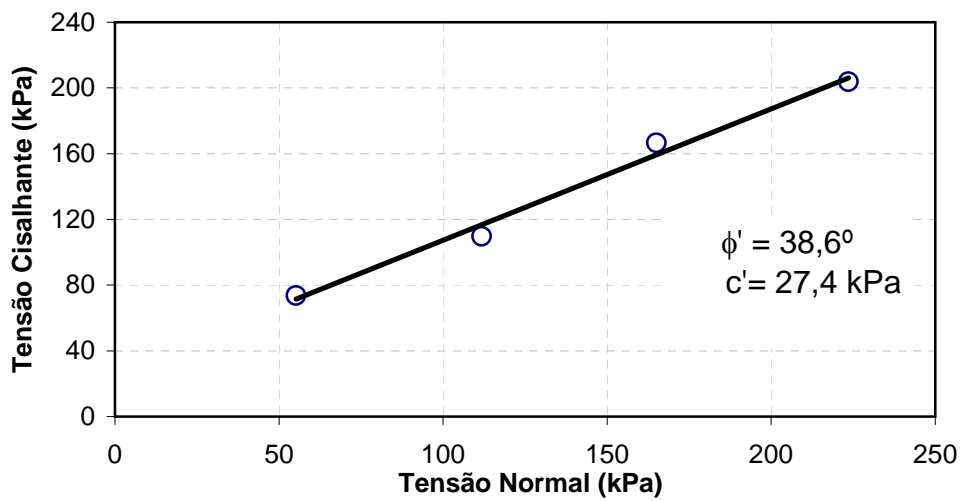


4. MORRO DA POLÊMICA

Local : Polêmica
 Amostra: 1
 Data do Ensaio

Ensaio de Cisalhamento Direto Tipo Consolidado Drenado_Natural

Índices Físicos				
w nat (%)	Sr (%)	e	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
27,30	66,36	1,13	16,08	12,55

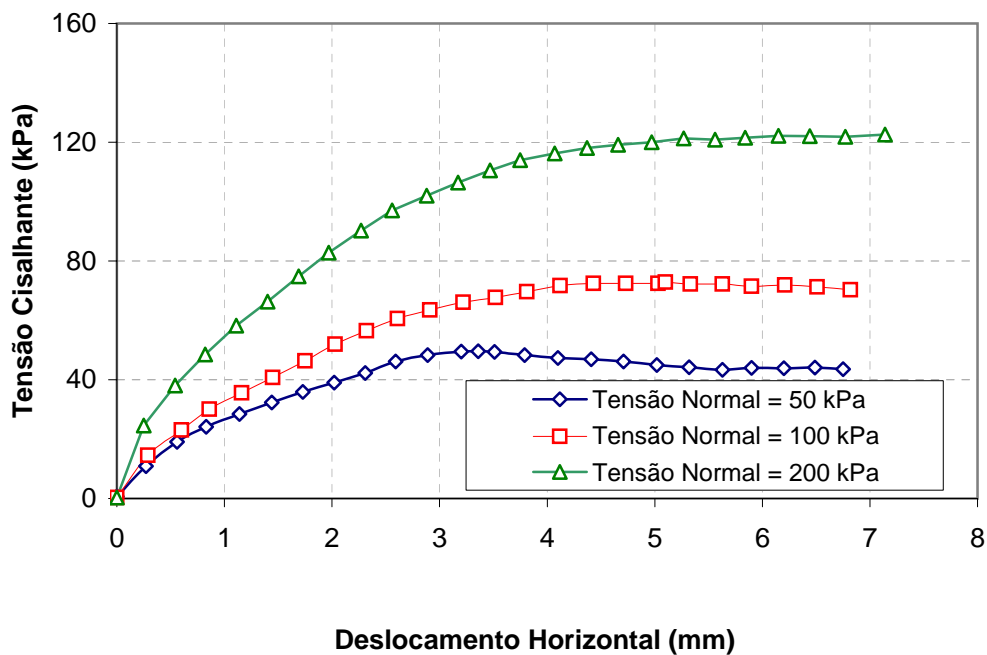
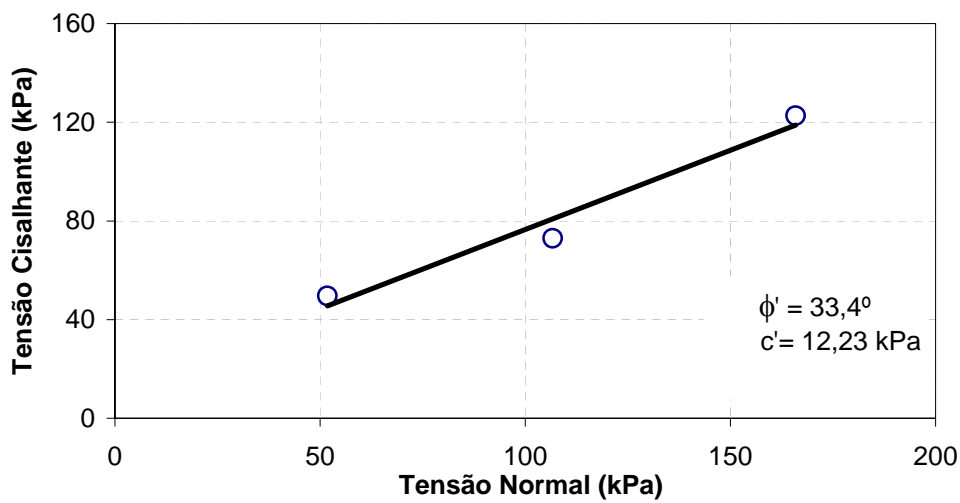


Local : Polêmica
 Amostra: 1
 Data do Ensaio mai/05

Ensaio de Cisalhamento Direto Tipo Consolidado Drenado_Inundado

Índices Físicos				
w nat (%)	Sr* (%)	e	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
27,93	69,52	1,10	16,40	12,80

Obs: Sr* - Grau de Saturação médio da amostra antes do Inundamento



Local :

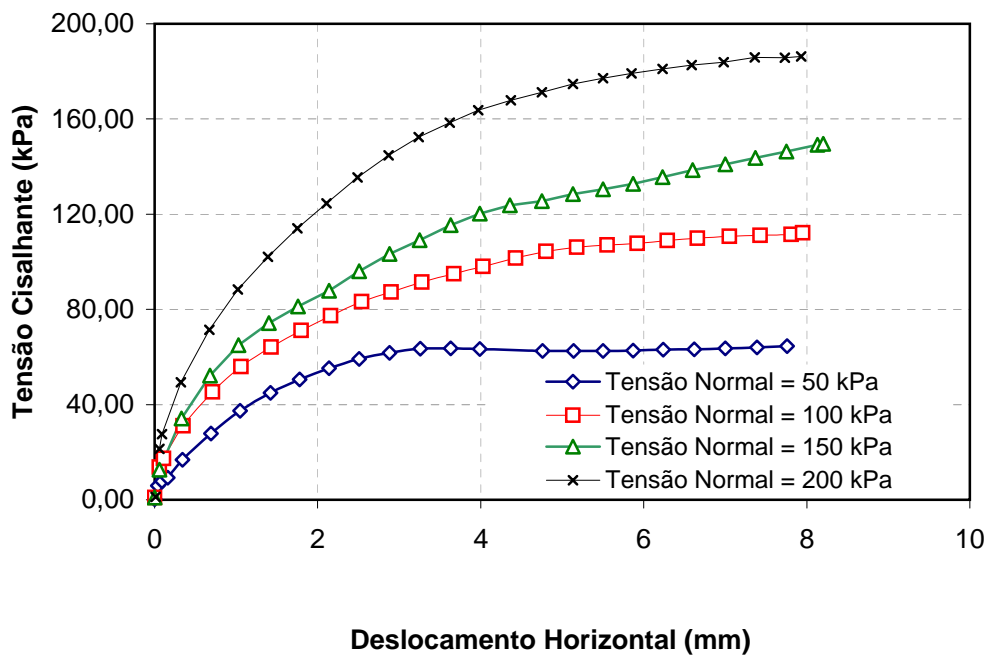
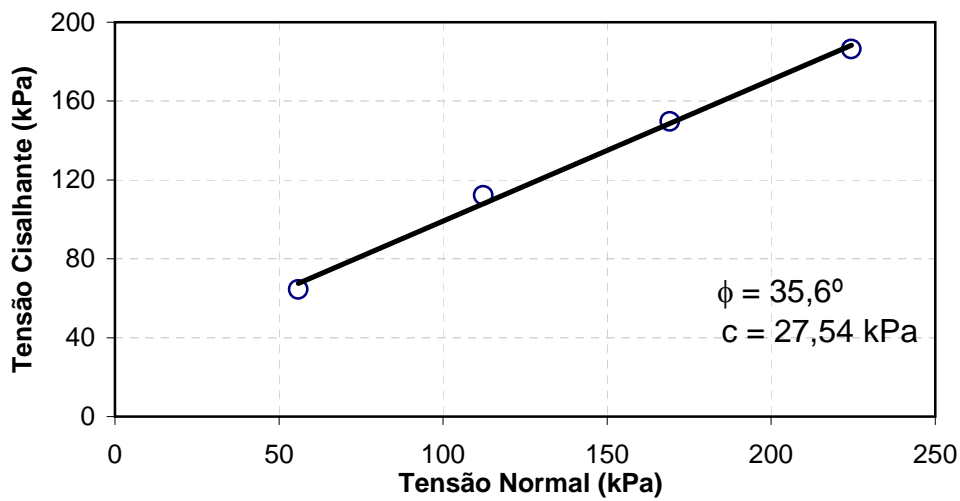
Amostra: 1

Data do Ensaio

Ensaio de Cisalhamento Direto Tipo Consolidado Não Drenado_Natural

Índices Físicos

w nat (%)	Sr (%)	e	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
28,27	65,49	1,19	15,80	12,20



Local : Polêmica

Amostra: 1

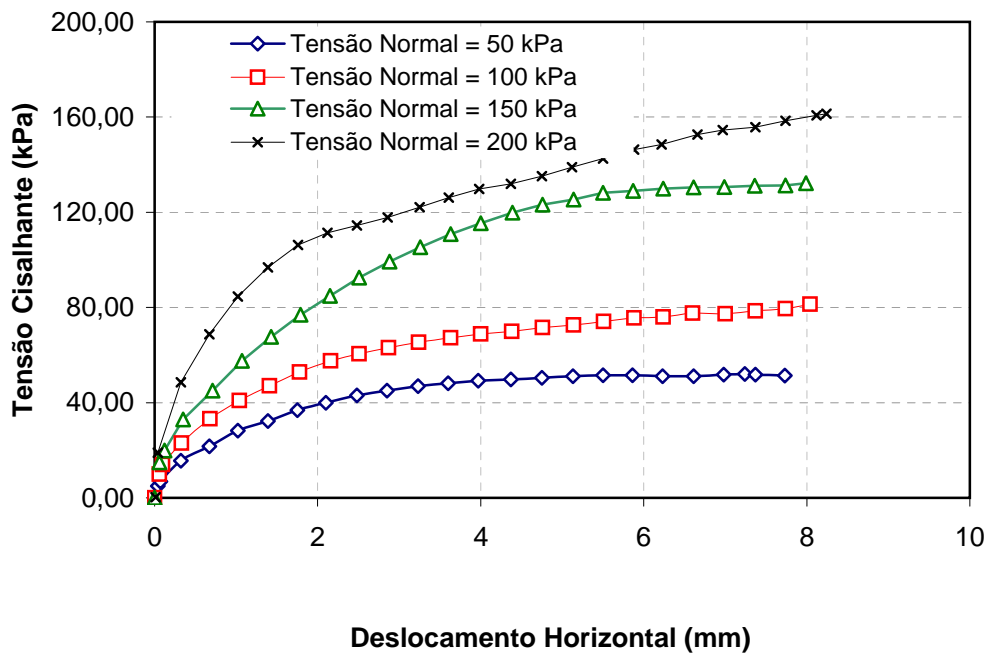
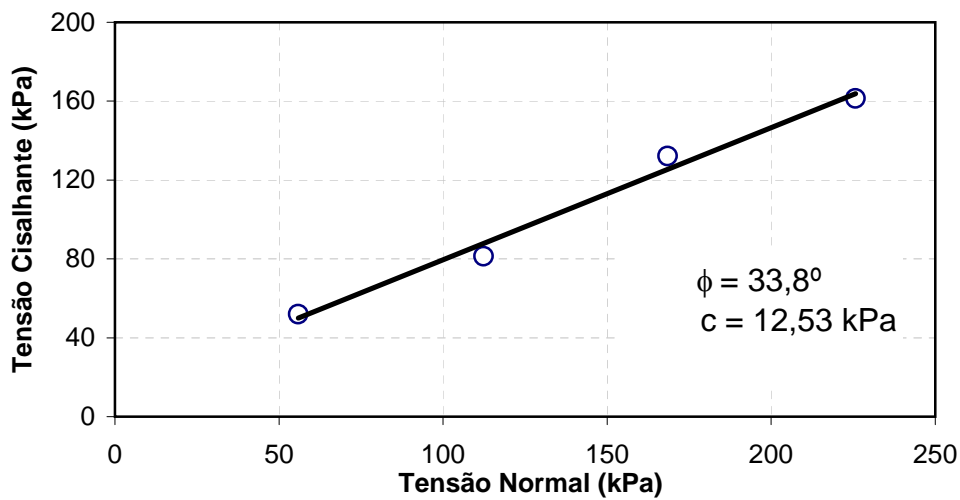
Data do Ensaio

Ensaio de Cisalhamento Direto Tipo Consolidado Não Drenado_Inundado

Índices Físicos

w nat (%)	*Sr (%)	e	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
27,34	67,42	1,12	16,23	12,80

*Sr - Grau de Saturação antes da Inundação



Livros Grátis

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

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

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

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

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