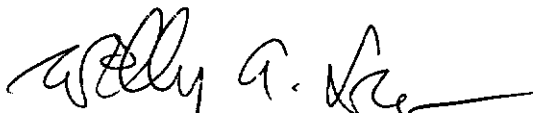


CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA DRENAGEM INTERNA
DE TALUDES EM REGIÕES TROPICAIS

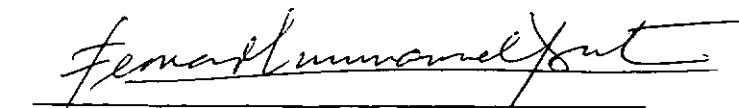
Maria Stella Nogueira Borges

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M. Sc.) EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:



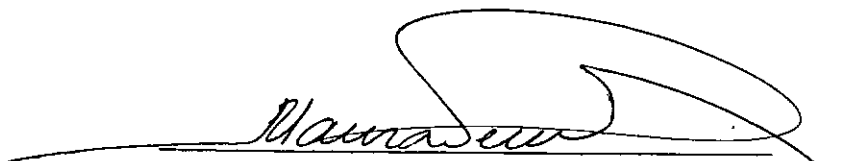
Willy Alvarenga Lacerda
(Orientador)



Fernando Emmanuel Barata



Marcio Miranda Soares



Mauro Lucio Guedes Werneck

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MAIO DE 1986

BORGES, MARIA STELLA NOGUEIRA

Contribuição ao Estudo da Drenagem Interna de Taludes em Re
giões Tropicais (Rio de Janeiro), 1986.

x, 164 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M. Sc., Engenharia Civil,
1986)

Tese- Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Drenagem Interna 2. Percolação da água 3. Solos Re
siduais 4. Estabilidade de Taludes

I. COPPE/UFRJ

II. Título (Série)

Aos meus pais e irmãos
pelo apoio e incentivo

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Willy Lacerda pela orientação na elaboração da Tese.

Ao Professor Francisco de Rezende Lopes pela colaboração no acesso ao Programa FPM 500.

Aos Professores Fernando Emmanuel Barata e Sandro Salvador Sandroni pelo fornecimento de material bibliográfico.

Aos Professores do Programa de Engenharia Civil da COPPE.

Aos colegas da Sala ABC-116, pela amizade durante estes dois últimos anos.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

Resumo da Tese Apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Mestre em Ciências (M. Sc.)

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA DRENAGEM INTERNA
DE TALUDES EM REGIÕES TROPICAIS

Maria Stella Nogueira Borges

MAIO DE 1986

Orientador: Willy Alvarenga Lacerda

Programa : Engenharia Civil

Neste trabalho, além de uma revisão bibliográfica extensiva, estudou-se a percolação da água em alguns casos de taludes em solos residuais de regiões tropicais, tendo-se valido de um programa de elementos finitos para obtenção de redes de fluxo. Observou-se a influência de dispositivos de drenagem no rebaixamento do nível freático e na melhoria da influência das forças de percolação, trazendo uma mudança para uma condição mais favorável à estabilidade. Verificou-se que as redes de fluxo são uma ferramenta eficaz para se chegar ao melhor projeto de sistemas de drenagem interna.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M. Sc.)

A CONTRIBUTION TO THE STUDY OF THE INTERNAL
DRAINAGE OF SLOPES IN TROPICAL REGIONS

Maria Stella Nogueira Borges

MAY, 1986

Chairman : Willy Alvarenga Lacerda

Department: Civil Engineering

This dissertation comprises an extensive literature review and a study of groundwater flow in some typical cases of slopes of residual and saprolitic soils in tropical regions, using a finite element program to obtain flow nets. The influence of internal drainage systems on the drawdown of the groundwater level and the reduction of the influence of seepage flow and its change to a more favorable configuration to the stability was studied. It was found that flow nets are an excellent tool for the design of internal drainage systems.

ÍNDICE

	Pág.
<u>CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO</u>	1
<u>CAPÍTULO II - SOLOS RESIDUAIS</u>	3
II.1 - Fatores Contribuintes para a Formação dos Solos Residuais	3
II.1.1 - Tempo de Exposição da Rocha ao Intemperismo	3
II.1.2 - Composição Mineralógica da Rocha	4
II.1.3 - Presença de Falhas, Juntas, Fissuras e Fendas na Rocha de Origem	4
II.1.4 - Clima	4
II.1.5 - Vegetação	5
II.1.6 - Topografia	6
II.2 - Localização	6
II.3 - Divisão do Perfil de Solo Residual	9
II.3.1 - Peculiaridades do Perfil de Intemperização	15
II.4 - Propriedades Geotécnicas dos Solos Residuais	17
II.4.1 - Classificação Geotécnica dos Solos Residuais	23

ÍNDICE - Continuação

	Pág.
II.4.2 - Adensamento	25
II.4.3 - Permeabilidade	26
II.4.4 - Resistência ao Cisalhamento	27
<u>CAPÍTULO III - TALUDES EM REGIÕES TROPICAIS</u>	30
III.1 - Taludes Formados de Solos Residuais	30
III.1.1 - Taludes em Rochas Metamórficas Intemperizadas	32
III.1.2 - Taludes em Rochas Ígneas Intrusivas Intemperizadas	34
III.2 - Taludes Formados por Colúvios	36
<u>CAPÍTULO IV - ESCORREGAMENTOS DE TERRA</u>	41
IV.1 - Classificação dos Diversos Tipos de Movimentos ..	41
IV.1.1 - Quedas	43
IV.1.2 - Deslizamentos	44
IV.1.3 - Escoamentos	47
IV.1.4 - Erosão Violenta	51
IV.1.5 - Escorregamentos Complexos	52
IV.2 - Métodos de Reconhecimento e Investigação de Escorregamentos	52

ÍNDICE - Continuação

	Pág.
IV.3 - Causas mais Comuns de Escorregamentos de Taludes ..	56
IV.4 - Escorregamentos mais Comuns em Regiões Tropicais ..	59
IV.5 - Métodos de Prevenção, Controle e Correção de Escorregamento	62
IV.5.1 - Métodos de Evitação	63
IV.5.2 - Métodos de Escavação	63
IV.5.3 - Métodos de Drenagem	65
IV.5.4 - Estruturas de Contenção	66
IV.5.5 - Métodos Variados	67
IV.6 - Relação Benefício-Custo	70
IV.7 - Casos de Escorregamentos Ocorridos no Brasil, em Solos Residuais e Colúvios e Métodos de Correção Utilizados	72
<u>CAPÍTULO V - INFLUÊNCIA DA ÁGUA NA ESTABILIDADE DE TALUDES E USO DE DRENAGEM INTERNA COMO MÉTODO DE ESTABILIZAÇÃO</u>	77
V.1 - Influência da Infiltração da Água das Chuvas na Perda da Coesão Aparente de Solos Parcialmente Saturados	80
V.2 - Efeito da Água Subterrânea na Estabilidade de Taludes	85

ÍNDICE - Continuação

	Pág.
V.3 - Uso de Sistemas de Drenagem Profunda	90
<u>CAPÍTULO VI - ESTUDO DE CASOS PARTICULARES DE PERCOLAÇÃO</u> <u>DA ÁGUA EM TALUDES DE REGIÕES TROPICAIS</u>	117
<u>CAPÍTULO VII - CONCLUSÕES</u>	146
<u>CAPÍTULO VIII - SUGESTÕES PARA PESQUISAS</u>	150
<u>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</u>	152

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

Regiões tropicais de clima quente, sujeitas à ação de fortes chuvas sazonais, favorecem a formação de profundas camadas de solo residual. As encostas compostas por estes solos estão sujeitas a instabilidade ocasionais, freqüentemente coincidentes com os períodos chuvosos.

As movimentações das encostas dão origem à formação de depósitos de colúvios de estabilidade precária, que tendem a complicar a situação de obras de engenharia construídas nestes maciços.

Entre as causas apontadas para escorregamentos de taludes em solos residuais, destacam-se a perda da coesão aparente dos solos parcialmente saturados pela infiltração de água das chuvas e a presença de lençol d'água subterrâneo confinado, devido às características do perfil de solo residual, que muitas vezes apresenta uma camada superior de baixa permeabilidade sobrejacente à camada mais permeável. Durante ocasiões de chuvas mais fortes, dispendo o talude de caminhos preferenciais de infiltração, facilitando o ingresso mais rápido da água na camada inferior mais permeável, surgem no talude, elevadas forças de percolação e pressões neutras, o que freqüentemente leva à sua ruptura.

Um método relativamente simples, barato e bastante eficaz de combate a rupturas causadas pela presença da água subterrânea, vem a ser o uso de dispositivos de drenagem profunda. Estes dispositivos são usados freqüentemente, de maneira empírica, não se dispondo de um critério adequado para seu dimensionamento. Recentemente vem se intensificando estes estudos, numa tentativa de se criarem métodos de dimensionamento de sistemas de drenagem visando ao máximo de segurança e economia. Dois sistemas são amplamente usados: trincheiras drenantes e drenos sub-horizontais profundos. No presente trabalho foi adotado o uso de redes de fluxo como ferramenta para o dimensionamento.

CAPÍTULO II

SOLOS RESIDUAIS

Os chamados solos residuais provêm da decomposição "in situ" das rochas, por processos de intemperismo físico e/ou químico, permanecendo no local onde teve início sua formação. Ocorrem em regiões onde a velocidade de decomposição da rocha excede a velocidade com a qual os agentes da erosão podem remover o solo em formação.

Entende-se por intemperismo físico o processo de desintegração da rocha provocada por fatores tais como: fragmentação devida a variação brusca de temperatura, movimentos tectônicos, ação das raízes das árvores, etc. No intemperismo químico, há a decomposição da rocha com alteração química dos seus componentes, resultando na formação de minerais secundários ou residuais, sendo os principais agentes do intemperismo químico os gases (dióxido de carbono e oxigênio) e a água (frequentemente com ácidos orgânicos ou outros), agindo em conjunto.

II.1 - FATORES CONTRIBUINTES PARA A FORMAÇÃO DOS SOLOS RESIDUAIS

II.1.1 - Tempo de Exposição da Rocha ao Intemperismo

Sendo a maior parte das rochas de decomposição lenta, os depósitos mais profundos de solos residuais encontram-se em áreas de rochas antigas, expostas por longos períodos de tempo.

II.1.2 - Composição Mineralógica da Rocha

Existem minerais mais suscetíveis ao intemperismo do que outros, por exemplo, o quartzo é extremamente resistente ao intemperismo químico, decompondo-se tão lentamente que freqüentemente é encontrado nos solos residuais sob a forma de grãos ainda em seu estado puro. Já os feldspatos e micas se alteram facilmente com a presença de água, resultando em minerais argílicos como por exemplo, a caulinita.

O efeito das características da "rocha-mãe" é mais pronunciado no estágio inicial do intemperismo; nos estágios mais avançados predominam outros fatores pedológicos.

II.1.3 - Presença de Falhas, Juntas, Fissuras e Fendas na Rocha de Origem

Fator importante na velocidade de ação do intemperismo, pois a presença desses elementos permite a penetração da água e gases com maior facilidade, acelerando o intemperismo.

II.1.4 - Clima

Uma vez que as reações envolvidas no intemperismo químico se aceleram na presença de calor e como as transformações químicas dos minerais se dão com a presença de água, as condições climáticas têm influência direta sobre o material intemperizado produzido, no que diz respeito à temperatura e pre

precipitação pluviométrica. Com isso a formação de solos residuais é favorecida em climas quentes e úmidos, diminuindo sua ocorrência com a queda da temperatura e da precipitação.

O clima além de influir na velocidade de formação do solo residual e na espessura alcançada pelos mesmos influencia também no tipo de solo produzido. VARGAS [72] cita o caso dos solos porosos, os quais são muito comuns no interior do Brasil, onde a grande alternância entre períodos chuvosos e estiagem leva a formação de uma camada superficial de solo com vazios maiores que os comuns, provocada pela água das chuvas, com a lixiviação das partículas coloidais da camada superior que vão se depositar nas camadas inferiores.

SAUNDERS & FOOKES [53] descrevem alguns tipos de solos residuais correlacionando suas características geotécnicas ao clima da região onde se localizam.

II.1.5 - Vegetação

A influência da vegetação está intimamente ligada ao tipo de clima. Regiões de clima quente e úmido, tendem a produzir vegetação densa. Esta vegetação atuará de várias maneiras no desenvolvimento da camada de solo residual:

- 1) Atua de maneira a fixar o solo principalmente, em terrenos de talude suaves, permitindo um desenvolvimento completo do solo residual;

- 2) O nível de água tende a se manter mais alto e regular em regiões de vegetação densa e com isso o intemperismo ocorre muito mais rapidamente e em uma área muito maior, RUXTON & BERRY ^[48];
- 3) As raízes das árvores auxiliam a desintegração das rochas (intemperismo físico) facilitando a penetração da água e gases;
- 4) Acarretam a formação de ácidos orgânicos que, juntamente com a água, levarão ao intemperismo químico das rochas.

II.1.6 - Topografia

A topografia influi na fixação do solo. Um perfil completo de solo residual maduro, é mais facilmente encontrado em taludes de inclinação até cerca de 15°. Em taludes íngremes, fatores como o "creep", deslizamentos e erosão provocada pela água, tendem a remover o solo em formação. RUXTON & BERRY ^[48].

II.2 - LOCALIZAÇÃO

Solos residuais são encontrados em todos os continentes. Segundo SOWERS ^[51], eles estão particularmente distribuídos pela Ásia Meridional, África, Região Sudeste dos Estados Unidos, América Central, Ilhas do Caribe e América do Sul. Austrália e Indonésia também possuem vastas áreas de solos residuais.

Em regiões de clima frio como Europa, Norte dos Estados Unidos, etc, os solos residuais são pouco comuns predominando os solos transportados. Quando ocorrem, são mais frequentes os solos residuais provenientes do intemperismo físico. As camadas formadas são pouco espessas, da ordem de alguns metros sendo que, muitas vezes não chegam a atingir 1 m.

Nas regiões tropicais onde o clima é quente e há abundância de chuvas, predominam os solos residuais, principalmente os provenientes de intemperismo químico. A profundidade alcançada pela camada de solo residual pode chegar a dezenas de metros. RUXTON & BERRY ^[48] e LUMB ^[29], ^[31], estudando solos residuais de Hong Kong, descrevem camadas com espessuras de 30 a 60 metros.

BARATA ^[3] aponta o Brasil como o possuidor de solos residuais mais profundos conhecidos, tendo-se já encontrado camadas de espessuras da ordem de 100 m e SANDRONI ^[52] apresenta camada de solos residuais com mais de 100 metros.

TOWNSEND ^[65] apresenta um quadro esquemático, onde mostra várias regiões direcionadas de Norte a Sul, indo do Ártico até os trópicos. Neste quadro, reproduzido na Figura II.1, estão representados temperatura, tipo de vegetação e sua abundância, intensidade de precipitação e evaporação em cada região, e sua relação direta com o tipo de manto intemperizado produzido e a profundidade alcançada pelo mesmo.

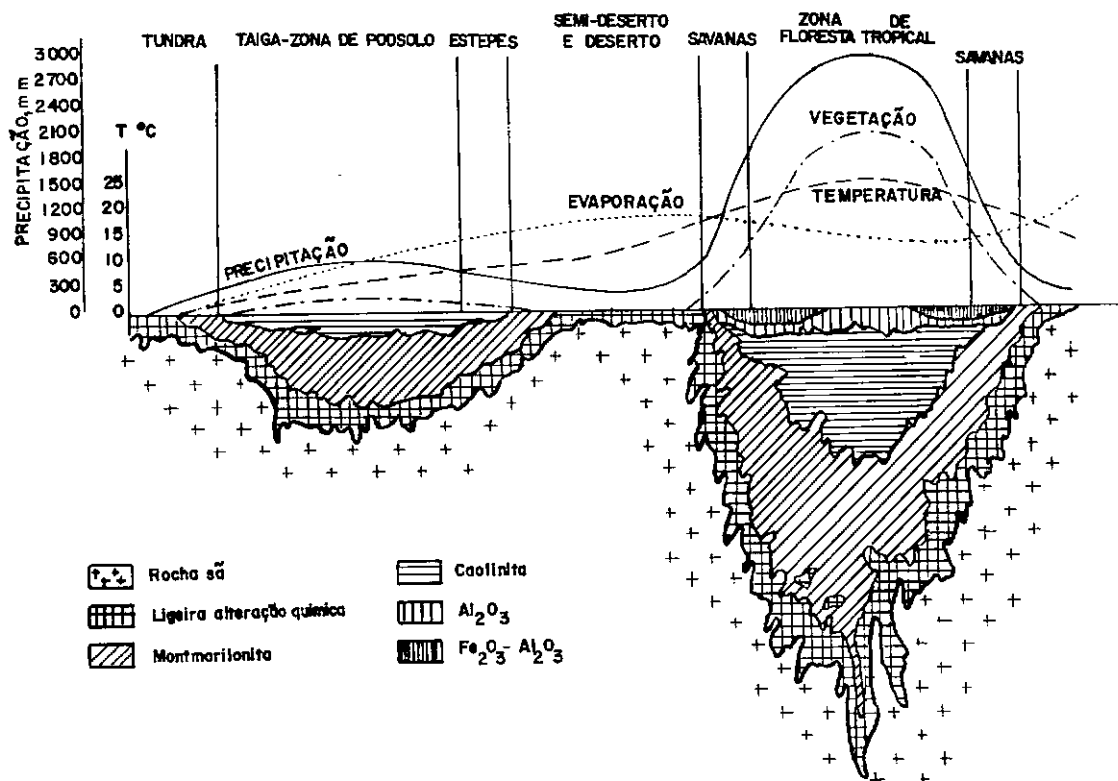


FIG. II.1 Esquema do Manto Intemperizado em Áreas Tectonicamente Inativas (Apud: Townsend-1985)

No Brasil, é possível encontrar-se solos residuais ao longo de todo o território, inclusive na Amazônia, uma conhecida bacia aluvionar, BARATA ^[3].

Os solos residuais provenientes de granito e gnais se predominam na região Sudeste principalmente, ao longo da Serra do Mar, VARGAS ^[67], DE MELLO ^[16], BARATA ^[2-3].

Solos residuais de basalto são muito comuns no interior da região Sudeste, VARGAS ^[67]. São encontrados também na região Centro-Sul e em Carajás, BARATA ^[3].

Também temos solos residuais de rochas sedimentares tais como, o arenito, encontrado na região Centro-Sul, xistos e filitos em Minas Gerais e de calcário em Minas e no Nordeste, BARATA ³.

II.3 - PERFIL DE INTEMPERIZAÇÃO DE UM SOLO RESIDUAL

Para a rocha chegar ao estado de solo, ela passa por vários estágios de intemperização. Neste processo, é possível distinguir três fases distintas:

- 1) Desintegração da rocha por mudanças físicas ou químicas;
- 2) Decomposição química dos minerais constituintes ao longo de fraturas e planos de clivagem;
- 3) Processo de evolução que conduz a rocha intensamente decomposta ao estado de argila ou areia residual homogênea.

Um perfil completo de solo residual, compreende a seqüência de camadas que vão desde a rocha sã mais profunda, até o solo altamente intemperizado na superfície, sendo possível distinguir-se neste perfil todas as fases de intemperização pelas quais a rocha passa.

Devido ao fato das propriedades geotécnicas variarem ao longo de um perfil de intemperização, no que diz respeito à granulometria, índices físicos, permeabilidade, parâmetros de resistência, etc, é comum dividir-se o perfil de solo residual em zonas, a partir do estágio de intemperização.

Na bibliografia existente, podemos observar uma certa divergência, quanto ao critério de divisão do perfil. Alguns autores adotam a divisão em três horizontes, como é o caso de VARGAS |⁶⁷|, SOWERS |⁵⁶|, MELLO |³⁴|; também encontramos divisão em quatro horizontes, RUXTON & BERRYLL |⁴⁸|; ou cinco horizontes, BARATA |³| e VARGAS |⁷¹|. DEERE & PATTON |¹⁴| dividem o perfil em três horizontes principais, e estes são subdivididos em subhorizontes, num total de seis. No seu trabalho, também apresentam um quadro com a correlação entre as divisões adotadas por alguns autores (Figura II.2).

MELLO |³⁴| é contra a divisão do perfil em mais de três horizontes, fazendo uma crítica àqueles que tentam uma divisão maior, devido ao grau de precisão em questão. Segundo ele, os horizontes distintos se imiscuem tanto vertical quanto horizontalmente de forma que, para inúmeras finalidades realmente inexitem os horizontes presumidos, sendo estas divisões arbitrárias e vagas.

Sendo uma das finalidades da divisão de um perfil de solo residual, obter-se dados para uma previsão do comportamento deste; ao ser analisado um determinado perfil, deve-se sempre ter em mente o tipo de rocha que o originou, uma vez

COMPARAÇÃO ENTRE CLASSIFICAÇÕES PROPOSTAS PARA O PERFIL DE INTEMPERIZAÇÃO DE ROCHAS ÍGNEAS E METAMÓRFICAS

DE MELLO 1972	Deere & Patton 1971	Vargas 1953	Kiersch & Treashear 1954	Moye 1955	Ruxton & Berry 1957	Sowers 1954,1963	Kinell & Jones 1965	Vargas, Silva & Tubio 1966	Korzhenko & Shwets 1965	Sowers 1967	Little 1967 & 1970 Saunders & Fookes Fookes & Horne III 1970	Vargas 1969	Barata 1969	Deere & Patton 1971	
Granito Gnaiss Basalto		Gnaiss Basalto Arenito	Quartzito Diorito	Granito	Granito	Rochas Ígneas e Metamórficas	Gnaiss	Granito Gnaiss Xisto Basalto Arenito	Rochas Não Argilosas	Rochas Ígneas, Metamórficas e outras	Vários Solos	Gnaiss Xisto Granito Arenito	Gnaiss	Rochas Ígneas e Metamórficas	
Solo Residual Maduro (Mecânica dos Solos Convencional)	IA IB	Solo Residual Maduro		Solo Granítico	ZONA Solo Horizonte A	Zona Superior	GRADAÇÃO Solo Gnástico	Zona Superior	Solo Argiloso	Horizonte A	VI Solo ou Solo Residual Verdadeiro	ZONA I Argila Porosa ou Camada Arenosa	ZONA I Solo Residual Maduro	IA Horizonte A	
Solo Residual (Saprólito)	IC	Solo Residual Jovem	Altamente Intemperizado	Granito Completo/ Intemperizado	IIA Detritos Residuais c/ Matacões	Zona Intermediária	IV Gnaiss Completamente Intemperizado	Zona Intermediária	Saprólito	Saprólito	V Completamente Intemperizado	III Solo Residual Jovem	IIIA Solo Residual Jovem	IC Horizonte C (Saprólito)	
Mecânica dos Solos e Residual	IIA	Camada de Rocha Desintegrada	Moderada/ Intemperizado	Granito Altamente Intemperizado	IIIB Detritos Residuais c/ Matacões	Zona I	IIIC Gnaiss Altamente Intemperizado	Zona Interior		Zona de Transição	IV Altamente Intemperizado	IV Rocha 2 Intemperizado	IIIB Solo Residual Jovem	IIIA Transição de Solo Residual ou Saprólito para Rocha Parcial/ Intemperizado	
Rocha Alterada e Sã	IIIB			Granito Moderado/ Intemperizado	III Matacões c/ Residuais	Parcialmente Intemperizado	IIID Gnaiss Moderado/ Intemperizado		Rocha Parcialmente Intemperizada ou Fissurada		III Moderadamente Intemperizado	III Rocha 3 Muito Alterada	IIIB Rocha Fissurada ou Fraturada	IIIB Rocha Parcialmente Intemperizada	
(Mecânica das Rochas)	III	Rocha Sólida	Excêntrica/ Sã	Granito Sã	Leito Rochoso	Rocha Não Intemperizada	I Gnaiss Sã		Rocha	Rocha Sólida	I Rocha Sã	V Estrato de Rocha Fissurada ou Sã	V Rocha Mãe	III Rocha Não Intemperizada	III Rocha Não Intemperizada

Fig.II.2: Correlação entre Divisões do Perfil de Intemperização Adotadas por Alguns Autores.

(Apud Deere & Patton - 1974, com Inclusão de Divisão Proposta por De Mello - 1979)

que, tanto as heterogeneidades, quanto a estrutura reliquiar são características herdadas da mesma. É importante também, conhecer-se o clima da região, sua topografia e as condições da água subterrânea para uma melhor compreensão do solo com o qual se está lidando.

Adotando-se a divisão do perfil em três horizontes, os solos originários de rochas ígneas e metamórficas em regiões tropicais, sendo estes os que mais nos interessam no presente trabalho, de uma maneira geral, apresentam-se dispostos do seguinte modo:

- Horizonte 1 - Camada Superficial de Solo Residual Maduro

É a camada de alteração mais evoluída, já tendo perdido todas as características da "rocha mãe", devido aos processos de desintegração, alteração e evolução. Alguns autores costumam se referir a esta região como a "camada de solo residual mais antiga" e a camada inferior por "solo residual jovem". O que pode acarretar em uma confusão de conceitos, podendo-se pensar que o solo mais superficial tem origem anterior ao restante do maciço de onde provêm. No caso "antigo" e "jovem" se referem ao tempo de exposição aos agentes do intemperismo e, sendo este um processo lento, que se processa da superfície para o interior do solo, a zona superficial sofreu exposição e ataque destes agentes por muito mais tempo.

Esta camada é constituída por um solo argiloso e homogêneo sendo nas regiões de climas quentes e úmidos, a argi

la, na maioria das vzes do tipo caulinftico, ver VARGAS |⁶⁷|, LUMB |³¹|, TOWNSEND |⁶⁵|. Sua espessura varia normalmente de 5 a 10 m. Em regiões de vegetação densa apresenta em sua parte superior, uma camada de solo orgânico. Quando este solo é mais "antigo", devido ao processo de evolução aparece uma camada mais superficial de solo poroso, com textura arenosa ou areno argilosa, devido à intensa lixiviação e oxidação, provocando um processo de laterização que lhe confere cor vermelha ou amarelo avermelhada. Subjacente a esta, surge uma camada de solo argiloso, extremamente compacto, em consequência da deposição dos colóides provenientes da camada superior. Esta configuração é mais comum em regiões de grande alternância climática, VARGAS |^{67, 69, 71}|.

● Horizonte II - Camada Intermediária de Solo Residual "Jovem"
(Saprólito)

Esta camada guarda ainda a estrutura original da "rocha mãe" possuindo porém, resistência muito menor. Apesar da aparência de rocha, ao ser manipulada, desagrega-se completamente. Seu comportamento geral  de solo, devendo-se contudo, levar em conta a extrema heterogeneidade, tanto vertical quanto horizontal porém, esta se apresenta uniformemente distribuída pela camada. Possui textura grossa, predominando as areias siltosas ou siltes arenosos, contendo eventualmente cascalhos, pedras ou mesmo matações; sua cor pode ser amarela, cinza ou marron. Sua espessura normalmente, é maior que a da camada superior sendo em torno de 10 a 20 metros, BARATA |³|, ocasionalmente pode chegar a 80 metros ou mais, VARGAS |⁷¹|. São muito comuns zonas ou bandas altamente micáceas onde a mica estava presente na ro-

cha original. O fato desta mica apresentar-se normalmente orientada, com planos de clivagem paralelos ao bandeamento, pode acarretar em zonas de fraqueza no solo.

O aspecto principal deste horizonte é a estrutura reliquiar herdada da "rocha mãe" que compreende juntas, fraturas, falhas, fendas, fissuras, foliações, espelhos de deslizamentos ("slickensides") e outras características estruturais existentes na rocha de origem. O fato das juntas reliquiares apresentarem resistência cisalhante muito menor que o restante da massa, tem sido a causa de muitos escorregamentos de taludes de cortes, quando as mesmas não são levadas em conta, DEERE & PATTON ^[14].

NIEBLE, CORNIDES & FERNANDES ^[38] e NUNES & FERNANDES ^[42] escreveram sobre as estruturas reliquiares, onde descrevem casos históricos de escorregamentos que tiveram como causa principal a presença dessas estruturas na zona de solo saprolítico.

St. JOHN, SOWERS & WEAVER ^[59] e KANJI & WOLLE ^[21] apresentam trabalho sobre "slickensides", suas principais características, origem e ensaios de laboratório para determinação dos parâmetros de resistência dos mesmos.

● Horizonte III - Camada Profunda de Rocha Decomposta

É composta por camadas de solo de alteração de rocha com bolsões, lentes ou camadas de argila ou areia entre-meando matacões ou blocos de rocha decomposta ou quase sã, estando sua base assente no leito de rocha sã. O comportamento predominante é de uma rocha fraca com descontinuidades ainda mais

fracas porê \tilde{m} , sendo removida apenas com uso de explosivos. Seu estudo nã \tilde{o} estã \tilde{a} na alçada da Mecânica dos Solos e sim, na da Mecânica das Rochas.

Segundo MELLO [34] o limite entre o horizonte de solo residual maduro e o solo saprolítico, deve ser determinado levando-se em conta uma dispersão maior dos resultados de ensaios rotineiros de investigação nos solos saprolíticos, do que a usualmente obtida no solo maduro. Porê \tilde{m} , o critê \tilde{r} io para tal ainda nã \tilde{o} foi estabelecido. O limite entre o horizonte de solo saprolítico e de rocha decomposta deve ser estabelecido no nív \tilde{e} l em que as sondagens rotineiras realizadas com SPT, parem em material impenetrã \tilde{v} el.

Exemplos de Perfis Típicos de Solos Residuais de várias procedê \tilde{n} cias podem ser encontrados em: VARGAS [67, 69, 71] - gnaisse, basalto e arenito; DEERE & PATTON [14] - rochas metamó \tilde{r} ficas e ígneas, basaltos, rocha carbonada, arenitos e folhelhos; LUMB [29] - descreve sucintamente os três estágios de decomposição do granito; GRIN & BRADLEY [10] - gnaisse; RUXTON & BERRY [48], DEARMAN, BAYNES & IRFAN [13] - granito.

II.3.1 - Peculiaridades do Perfil de Intemperização

- a) Alê \tilde{m} do intemperismo ocorrer verticalmente ao longo de um perfil de solo residual, ele ocorre também, esferoidalmente entre blocos fragmentados da rocha, da superfície para o interior dos mesmos. Deste modo, formam-se zonas de mudança radialmente concêntricas,

desde o núcleo rochoso não intemperizado ao solo completamente decomposto envolvente. Próximo ao leito de rocha são ("bedrock"), estes blocos apresentam um perfil radial parcialmente desenvolvido, tornando-se mais completos à medida que se aproximam da superfície, RUXTON & BERRY [48];

- b) No desenvolvimento de um perfil de solo residual, também podemos distinguir três estágios, a que RUXTON & BERRY [48] denominam de juventude, maturidade e velhice;

Na juventude, o perfil ainda não se apresenta totalmente formado, não sendo possível distinguir-se todos os estágios de intemperismo.

Na maturidade, todas as zonas estão presentes e sob desenvolvimento ativo, estando sua base muito próxima da profundidade máxima possível de ser alcançada pelos agentes do intemperismo.

Na velhice, o desenvolvimento se dá muito lentamente, servindo para aumentar a proporção de material dos Horizontes I e II no perfil, que tendem a avançar pela camada mais inferior, até que esta quase desapareça.

Este último aspecto é confirmado por VARGAS [67] ao analisar dois perfis de gnaiss da Região Sudeste do Brasil.

- c) Temos também, o caso dos perfis incompletos, ou seja, aqueles em que uma ou mais das camadas superiores está ausente, RUXTON & BERRY [48].

Podem ser devidos à truncagem por erosão, perfis parcialmente desenvolvidos ou perfis complexos.

- d) As zonas de um perfil de intemperização não estão dispostas necessariamente na vertical elas podem também estar dispostas na horizontal ou inclinadas, VARGAS [70].

II.4 - PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS RESIDUAIS

A Mecânica dos Solos teve sua origem na Europa, região em que predominam os solos sedimentares daí, toda teoria envolvida estar baseada nos conhecimentos adquiridos com o estudo destes solos. Os solos residuais, até hoje, ainda não foram estudados com a profundidade necessária, pelo fato de estarem localizados em sua grande maioria, em regiões de baixo poder econômico e tecnológico. O que vem acontecendo com muita frequência, é a aplicação direta dos conceitos da Mecânica dos Solos Clássica nos solos residuais, o que tem sido a causa de graves problemas de engenharia de solos.

Estes solos, por sua própria formação possuem comportamentos distintos, sendo a principal razão desta diferença a estrutura heterogênea dos solos residuais herdada da rocha

mãe, contrastando com certa homogeneidade dos solos sedimentares conferida pelo agente transportador e selecionador.

Nos solos sedimentares as propriedades geotécnicas são governadas por fatores tais como: agente transportador, ambiente de deposição, máxima sobrecarga geológica; sendo a profundidade um fator determinante para a caracterização de um solo. Enquanto nos solos residuais, as propriedades geotécnicas de engenharia dependem basicamente, do grau de intemperização da rocha de origem.

A grande dificuldade no estudo dos solos residuais, consiste na obtenção de amostras indeformadas representativas e, na escolha de ensaios de laboratórios mais adequados para a determinação dos parâmetros geotécnicos no que diz respeito à compressibilidade, permeabilidade e resistência ao cisalhamento. Outro aspecto importante está no fato de que os solos residuais requerem uma visão muito mais voltada para a geologia, o que é incomum no estudo dos solos sedimentares.

Em recente curso oferecido pela COPPE/UFRJ [11], durante palestras dadas por renomados conferencistas brasileiros, um tema que esteve sempre presente, foi exatamente este, a obtenção de parâmetros geotécnicos de solos residuais, a validade dos ensaios de laboratório e da determinação dos limites de liquidez e plasticidade a partir do método desenvolvido por A. Casagrande. Ficou claro que este é um assunto que ainda requer estudo, existindo ainda muitas dúvidas a respeito e mesmo

um certo receio em pôr por terra métodos já consagrados devido talvez, a uma certa inércia natural que nos faz relutar em abandonar um caminho antigo e bem trilhado.

Analisando as propriedades geotécnicas dos solos residuais ao longo do perfil de intemperização, verifica-se que o material da zona I, pelo fato de já se encontrar completamente decomposto e homogêneo, sem mais nenhuma das características da rocha de origem, apresentando-se insensível e fortemente pré-adensado, assemelha-se muito a solos sedimentares de plasticidade média a baixa, sendo mais fáceis de serem estudados. Exce tuam-se as ocorrências de camadas superficiais de solo poroso altamente compressível e de estrutura colapsível, sendo difícil obter-se neles, boas amostras indeformadas.

Já o solo saprolítico da zona intermediária possui características de anisotropia e heterogeneidade todas próprias, devido à estrutura reliquiar e é nesta zona em que residem os grandes problemas de engenharia de solos e, como consequência direta, a maior parte dos estudos dos solos residuais concentram-se nesta região.

Um problema encontrado com muita frequência nos saprólitos é a presença de matações envoltos por rocha parcialmente decomposta e a dificuldade de prever-se as propriedades deste conjunto e como determiná-las em laboratório. MELLO [34] aponta o fato de que a maioria dos resultados de ensaios de compressibilidade, resistência ao cisalhamento e permeabilidade de saprólitos vem sendo obtidos de pequenos corpos de prova molda

dos a partir de amostras indeformadas em blocos extraídos de poços de inspeção; estando esses sujeitos aos efeitos irreversíveis e prejudiciais de alívios de tensões e deformações instantâneas capazes de destruir os elos delicados entre os grãos remanescentes da cimentação e, que portanto, deve-se suspeitar das conclusões fornecidas pelos ensaios de laboratório, até que se obtenha uma quantidade razoável de resultados "in situ", para se confirmar ou rejeitar a validade de tais amostras.

Finalmente, o material da zona inferior de rocha decomposta, como já foi mencionado, não diz respeito à Mecânica dos Solos.

Dos estudos já realizados sobre solos residuais citando apenas alguns entre os mais conhecidos temos: na bibliografia estrangeira, tratando de solos residuais em regiões tropicais:

- 1) SOWERS |⁵⁶|, diz respeito aos solos residuais da Índia, Caribe e Sudeste dos Estados Unidos, aponta semelhanças e diferenças com sedimentos mais conhecidos; restringindo-se à zona intermediária e zona de rocha decomposta onde, realizou ensaios de permeabilidade, resistência, compressibilidade, compactação, contração e expansão;
- 2) DEARMAN, BAYNES & IRFAN |¹³| estudaram perfis de granito intemperizado, dando valores

de parâmetros geotécnicos (resistência ao cisalhamento, permeabilidade, adensamento e compressibilidade) para amostras indeformadas e compactadas de acordo com o grau de intemperização da rocha;

- 3) LUMB [29, 31] apresenta solos residuais oriundos da decomposição de granito, localizados em Hong Kong, onde estuda a variação das propriedades geotécnicas de compressibilidade, resistência ao cisalhamento e permeabilidade com a variação da granulometria, índice de vazios e grau de saturação;
- 4) TOWNSEND [65] estudou as propriedades geotécnicas de solos lateríticos, alofânicos e solos negros (vertisolos);
- 5) SAUNDERS & FOOKES [53] e DEERE & PATTON [12] apresentam tabelas com parâmetros geotécnicos de solos residuais de regiões tropicais de várias fontes.

Na bibliografia nacional, também citando apenas algumas publicações, dando ênfase às que abordam os solos residuais da região sudeste do Brasil, temos:

- 1) VARGAS [67], sobre argilas porosas residuais do sudeste do Brasil, com dados de índices

físicos, resistência ao cisalhamento e compressibilidade;

- 2) VARGAS [69], descreve as propriedades geotécnicas das várias zonas de um perfil de solo residual de regiões tropicais em geral;
- 3) VARGAS [70], faz comentários sobre a determinação da resistência ao cisalhamento de solos residuais, comparando os resultados obtidos de ensaios triaxiais (Q) de uma amostra indeformada da zona de rocha decomposta com o obtido por retro-análise de um escorregamento ocorrido em solo residual de gnaisse na mesma zona;
- 4) VARGAS [71], estuda os solos residuais da região Sudeste do Brasil, analisando a textura, estrutura e plasticidade e também o comportamento de resistência ao cisalhamento e compressibilidade em função da estrutura do solo;
- 5) VARGAS [72] apresenta um histórico sobre o estudo dos solos residuais no Brasil, com extensa lista bibliográfica dos principais trabalhos publicados a respeito e também uma relação de trabalhos realizados sobre os solos residuais no estado de São Paulo;

- 6) MELLO |³⁴| fala sobre o amolgamento do solo na obtenção de amostras "indeformadas" e os problemas decorrentes do uso de parâmetros obtidos com tais amostras, fazendo sugestões para modificações dos ensaios convencionais, a fim de obter-se valores mais representativos.

II.4.1 - Classificação Geotécnica dos Solos Residuais

Com certeza, este é um dos pontos mais delicados de se abordar, em se tratando de solos residuais indeformados, principalmente, quando diz respeito à Zona II de solo saprolítico. Devido ao arranjo e textura, a classificação dos solos com base nos ensaios existentes, elaborados para solos sedimentares não é, de modo algum, adequada aos solos saprolíticos.

Nos solos residuais, os grãos de solo não participam como unidades como é característico em solos sedimentares que já passaram por estágios de erosão, transporte e sedimentação; e sim, como agrupamentos, o que lhes confere propriedades mais arenosas do que o indicado por uma análise granulométrica ou limites de plasticidade; uma vez que estes ensaios são realizados com remoldagem dos arranjos de partículas, levando os grupamentos a se comportarem como grãos isolados. Por este motivo, os ensaios convencionais só podem ser utilizados apenas como índices para indicar os limites das potencialidades após completa plastificação.

A análise granulométrica pode avaliar a potencialidade do saprólito em desintegrar-se aos seus constituintes unitários. Quando aos limites de Atterberg, existe pouca ou nenhuma verossimilhança de uma correspondente plastificação dos ensaios, em qualquer tipo de obra de engenharia lidando com saprólitos "in situ".

Deste modo, a classificação dos solos residuais apenas utilizando-se destes índices é insuficiente, sendo necessário o desenvolvimento de novos ensaios para uma classificação mais adequada dos saprólitos, o que facilitaria uma melhor estimativa dos parâmetros geotécnicos fundamentais de compressibilidade, resistência ao cisalhamento e permeabilidade. Estes ensaios deveriam ser realizados preferencialmente em amostras indeformadas ou semi-indeformadas ou devendo se basear nos resultados fornecidos por penetrômetros que avaliem solo "in situ" MELLO ³⁴ |.

Segundo VARGAS ⁷² | atualmente para uma melhor identificação dos solos residuais, estão sendo associados aos ensaios já existentes os índices de atividade complementados por classificação genética geológica do solo.

SANDRONI ⁵⁰ | tendo em vista, o comportamento bastante variável dos solos residuais, sem que haja uma correspondente variação da distribuição granulométrica, sugere a inclusão da análise mineralógica e micromorfológica como forma complementar à classificação dos solos residuais.

II.4.2 - Adensamento

As curvas de adensamento têm o mesmo aspecto das curvas obtidas em ensaios realizados em amostras de argilas sedimentares, definindo-se um ponto correspondente à pressão de pré-adensamento; como porém, não existe nenhuma relação entre a carga de pré-adensamento e a sobrecarga atuante, como ocorre em solos sedimentares é costume chamá-la de pressão virtual de pré-adensamento, podendo ser devida à pressão capilar produzida por secamento da camada, assemelhando-se a um carregamento prévio; cimentação dos grãos mais grossos, correspondendo a uma coesão verdadeira, com uma certa resistência ao carregamento ou adaptação da compressibilidade do solo ao peso das cargas superiores, durante o processo de sua formação, VARGAS [69].

SOWERS [56] define uma relação entre Índice de vazios não amolgado e Índice de compressão para solos saprolíticos não amolgados:

$$C_c = 0,75 (e \times 0,55)$$

Nos solos saprolíticos, o adensamento ocorre rapidamente, tanto em laboratório quanto "in situ" e isto se deve principalmente ao fato de que a maioria destes solos não se apresentam saturados. Normalmente, quase 2/3 da mudança de Índice de vazios ocorre "instantaneamente" em solos com saturação entre 30 a 70%. O adensamento primário, também ocorre rapidamente, devido à elevada permeabilidade das fendas e bandeamentos. De modo semelhante aos solos orgânicos, a parcela de adensamen

to secundário é relativamente elevada, podendo este fato ser devido à quantidade de mica presente.

Segundo MELLO ³⁴ o ensaio mais indicado para a determinação dos parâmetros de compressibilidade é o de adensamento triaxial em corpos de prova de grande diâmetro pois, as características de heterogeneidade se refletem muito mais nos ensaios oedométricos.

II.4.3 - Permeabilidade

A determinação da permeabilidade de solos residuais indeformados se torna muito difícil em virtude, da sua heterogeneidade e estrutura reliquiar. Os valores de permeabilidade obtidos em laboratório devem ser sempre tomados apenas como índices uma vez que, a permeabilidade "in situ" pode diferir bastante destes valores, devido à presença de falhas, fendas e fissuras formarem veios mais permeáveis ou diques menos permeáveis obstruindo a percolação. De uma maneira geral, ensaios em amostras indeformadas dão valores de permeabilidade crescentes da rocha sã até a zona de solo saprolítico, tendendo a diminuir desta para a zona de solo maduro, à medida em que aumenta a fração argila na massa.

Os solos residuais apresentam-se anisotrópicos em relação à permeabilidade nas direções paralela e perpendicular aos planos preferenciais de fratura e xistosidade. Amostras indeformadas ensaiadas em laboratório, costumam apresentar valores de

permeabilidade na direção paralela ao bandeamento da ordem de 2 a 4 vezes maiores que na direção perpendicular porém, ensaios realizados "in situ" já registraram valores de permeabilidade da ordem de mais de mil vezes maiores na direção paralela aos planos de descontinuidade em relação à direção perpendicular. Não é possível a obtenção de tais valores em laboratório, devido à essas estruturas serem muito delicadas e a retirada de amostras ter a tendência de destruí-las.

Constitui-se em um grave problema de Engenharia de Solos, o fato de que a permeabilidade nas fissuras e fendas tende a acentuar-se à medida que se desenvolve o processo de degradação da rocha. Outra característica da permeabilidade dos solos residuais; sendo uma causa muito comum de rupturas de taludes e, que vem a ser objeto de estudo deste trabalho; está no fato da camada superior de solo maduro apresentar permeabilidade menor que a zona de solo saprolítico. A capa de solo menos permeável transforma a zona intermediária em aquífero confinado, com pressões neutras elevadas diminuindo a estabilidade do maciço.

II.4.4 - Resistência ao Cisalhamento

Ao se analisar a resistência ao cisalhamento dos solos residuais é preciso levar-se em conta, que o processo de ruptura varia de acordo com a zona considerada e com isto, a abordagem do problema no que diz respeito à obtenção de parâmetros de resistência, variará do mesmo modo.

Na zona de solo residual maduro, sendo o solo homogêneo, o mecanismo de ruptura assemelha-se ao dos solos sedimentares, com rupturas generalizadas ao longo da massa. Parâmetros obtidos de um número limitado de amostras podem representar a camada como um todo.

Na zona de solo saprolítico, a resistência será controlada principalmente, pela resistência cisalhante das descontinuidades muitas vezes não detectadas previamente, sendo a resistência das mesmas extremamente variável e difícil de ser determinada em laboratório. MELLO [33] comenta que este problema pode ser contornado, aumentando-se o tamanho das amostras, de modo a tornar possível, determinar-se certas condições gerais de comportamento mas nunca, chega-se a analisar o maciço com precisão. SOWERS [56] recomenda também, ser necessário ensaiar-se um grande número de amostras para obter-se um quadro acurado da resistência do solo.

LUMB [29, 31] aconselha o ensaio de compressão triaxial drenado como o mais adequado para a determinação dos parâmetros de resistência, devido aos elevados valores de permeabilidade e coeficiente de adensamento dos solos saprolíticos.

VARGAS [67] observou que, para argilas residuais, a resistência é função apenas do índice de vazios no momento da ruptura, qualquer que seja o tipo de ensaio desde que, o grau de saturação na ruptura seja o mesmo para todas as amostras ensaiadas.

Em ensaios realizados por DEERE & PATTON |¹⁴| verifica-se que o aumento da intensidade de intemperismo diminui sensivelmente a resistência ao cisalhamento a níveis elevados de tensões, e a medida em que o intemperismo se processa a resistência tende a se aproximar do valor residual.

Uma característica dos solos residuais é a elevação da coesão aparente que estes solos apresentam quando parcialmente saturados porém, reduzindo-se sensivelmente com o aumento da saturação, podendo desaparecer completamente no estado totalmente saturados. Esta coesão se deve principalmente a pressões neutras negativas inerentes em solos parcialmente saturados.

BRAND |⁶| propõe um ensaio de resistência ao cisalhamento triaxial em laboratório, para simular o efeito da infiltração de água das chuvas na perda da coesão aparente de solos residuais parcialmente saturados, através do aumento da pressão neutra enquanto as pressões totais são mantidas constantes.

CAPÍTULO III

TALUDES EM REGIÕES TROPICAIS

III.1 - TALUDES FORMADOS DE SOLOS RESIDUAIS

Segundo DERRE & PATTON |¹⁴| os escorregamentos são a forma mais comum e talvez mesmo o método predominante de desenvolvimento de taludes em regiões tropicais de solo residual profundo, estando associados com as características do perfil de intemperização sendo especialmente comuns durante períodos de chuvas intensas e/ou terremotos.

Assim sendo, a forma da grande maioria dos taludes naturais das encostas refletem diretamente a estrutura geológica local, havendo uma correlação íntima entre a forma e inclinação de um talude natural e a resistência do solo subjacente.

MELLO |³⁴| cita o exemplo da inclinação de taludes naturais de solos residuais: ao contrário do que muitos podem pensar, os taludes mais íngremes, na maioria das vezes, são os mais estáveis, ao longo das encostas brasileiras, enquanto os taludes mais suaves normalmente compreendem depósitos de talus/colúvio, com nível d'água elevado e fator de segurança próximo da unidade.

BARATA |²|, classifica os taludes das encostas segundo tipo e forma, podendo estes ser rochosos, terrosos e mistos.

Os taludes rochosos se dividem em escarpas e su perfícies rochosas. As escarpas se constituem por um talude ro choso com inclinação acima de 60° , podendo atingir centenas de metros. Apresentam-se isentas de vegetação ou cobertura de solo. Quando de origem natural, as escarpas provêm de antigas fa lhas geológicas ou são devidas a um processo contínuo de erosão ou esfoliação térmica e podem se apresentar planas ou curvas. Existem também as escarpas artificiais, remanescentes de anti-ga s pedreiras.

Os taludes terrosos constituem a maior parte dos taludes de pequena a média inclinação. Quando constituídos por solos residuais, se a inclinação estiver acima de 30° , possuem pequena profundidade, vindo a atingir espessuras maiores à medida que diminui a inclinação. Taludes terrosos formados por colúvios tendem a ser bem suaves, exceto quando se localizam mui to próximo à escarpa de onde se originaram. Quando os taludes terrosos possuem inclinação em torno de 90° , recebem a denominação de bar rancos, sendo em geral, de estabilidade precária e, tanto podem ter origem natural, devido à processos de erosão marinha ou fluvial, quanto artificial em decorrência de escavações.

Taludes mistos são aqueles em que são encontrados man tos de solos com emergências de rocha. Podendo ser escarpas de inclinação média alcançando solo residual, ou taludes terrosos com inclinação média a íngreme de cobertura pouco profunda em que a erosão ou deslizamento fez aflorar a escarpa. Uma outra forma de taludes mistos são os taludes terrosos com matacões na superfície; podendo estes ter duas origens: talus, quando pro

vêm da queda de blocos da escarpa sobrejacente, ou residual, quando devidos a processos de erosão de material mais fraco em torno de um núcleo rochoso.

Os taludes de solos residuais, de acordo com a rocha de origem adquirem características próprias no que diz respeito à sua forma, perfil de intemperização e propriedades geotécnicas. Serão descritos a seguir, resumidamente, apenas dois tipos de taludes em regiões tropicais, que vêm a ser os mais encontrados nas encostas da região Sudeste do Brasil, estando intimamente ligados aos problemas de instabilidade, assunto desta Tese; ou seja, os taludes de solo residual de origem de rochas metamórficas e taludes originários de rochas ígneas intrusivas, cujas rochas mais comuns na região em questão são respectivamente, gnaisse e granito.

III.1.1 - Taludes em Rochas Metamórficas Intemperizadas

Quando provenientes da intemperização de rochas sedimentares ou vulcânicas, o tipo de rocha original e o acamamento podem ainda ser discerníveis. Quando originários de gnaisse possuem apenas um "traço" de bandeamento sugerindo a estrutura da rocha original. Embora, a espessura do perfil de intemperização varie com o tipo de rocha de origem, a seqüência das zonas é mantida.

É comum a ocorrência de diques, soleiras e intrusões ígneas irregulares, que tanto podem se intemperizar mais rapidamente como mais lentamente que o restante do talude. Na

Figura (III.1) é apresentado um talude típico formado neste tipo de rocha.

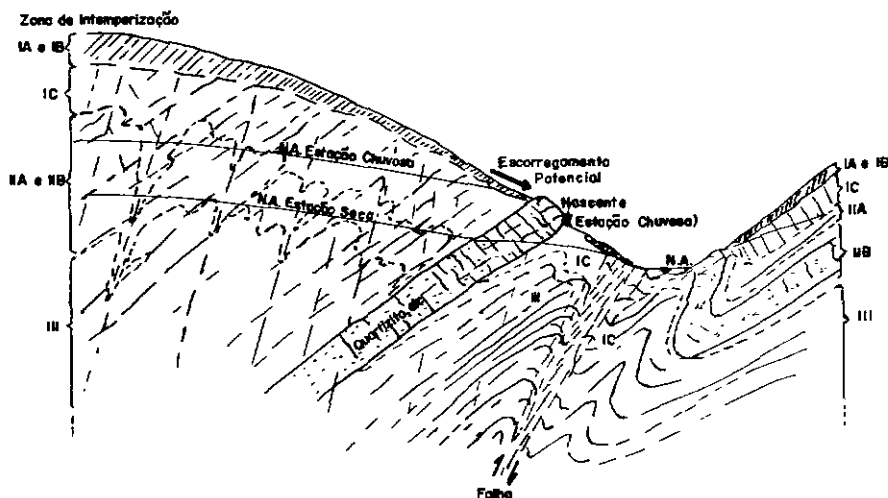


Fig. III.1. Perfil de Intemperização Típico de Taludes em Rochas Metamórficas. (Apud Deere & Patton-1971)

Próximo ao fundo dos vales é comum um afinamento das zonas intemperizadas juntamente com desenvolvimento incompleto ou ausência de solo residual ao longo das margens dos rios principalmente, quando estes possuírem vazões elevadas.

O acúmulo de sedimentos deixados pelos rios quando estes possuem pequenos gradientes ou quando ocorre a formação de colúvio no pé do talude, protege o leito inferior, permitindo o desenvolvimento completo do perfil de solo residual.

São comuns problemas de instabilidade ao longo de planos de foliações reliquiárias na forma de escorregamentos profundos. Também ocorrem escorregamentos rasos da camada superior principalmente, com a subida do nível d'água ou por per

da da coesão aparente devido ao aumento da saturação quando por ocasião de chuvas prolongadas e deslizamento em decorrência da erosão não controlada de material da parte inferior da Zona I de solo residual maduro.

Solos residuais provenientes de rochas metamórficas são muito suscetíveis aos efeitos do intemperismo na permeabilidade e resistência ao cisalhamento, sendo favorecida a ruptura de taludes devido ao desenvolvimento de pressões neutras elevadas na zona de solo saprolítico, em decorrência da diminuição da permeabilidade da camada superficial de solo residual e a diminuição da resistência ao cisalhamento. Estes dois efeitos em conjunto podem induzir escorregamentos ao longo de juntas reliquiárias ou foliações no saprólito ou na rocha intemperizada.

III.1.2 - Taludes em Rochas Ígneas Intrusivas Intemperizadas

Assim como nos taludes de rochas metamórficas, são comuns grandes variações de profundidade do perfil e espessura das zonas de intemperização. O intemperismo pode ser apreciavelmente profundo ao longo de falhas e em áreas de juntas muito próximas.

Planos de fraqueza tais como: juntas, falhas, zonas cisalhadas e juntas laminares abertas provenientes do relaxamento de tensões pré-existentes tendem a se dispor subparalelamente à superfície do solo. Matacões na base do talude são comuns, e sua origem tanto pode ser devida à erosão das camadas superficiais tê-los deixado expostos, ou eles terem se desprendido das

partes mais altas do talude (ver Figura (III.2)).

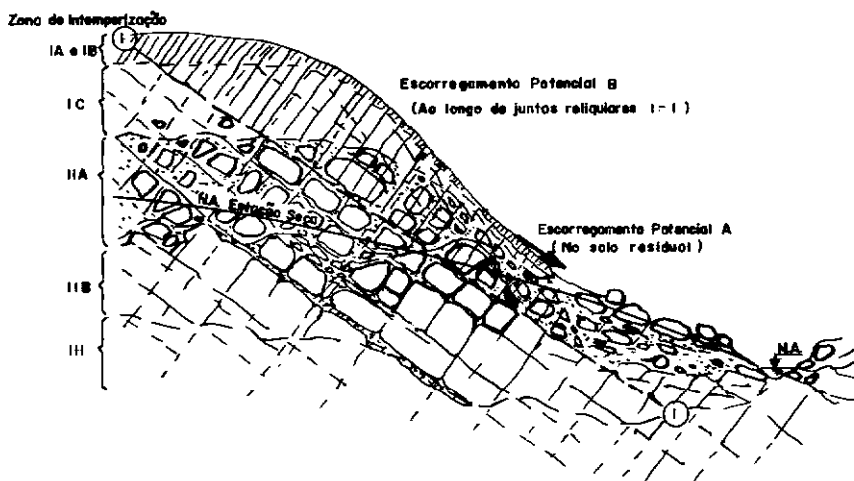


Fig. III.2.- Perfil de Intemperização Típico de Taludes em Rochas Ígneas.
(Apud Deere & Patton-1971)

Um tipo de instabilidade muito comum nestes taludes são os escorregamentos superficiais devido à saturação por infiltração pluvial e os deslizamentos da camada superior de solo residual na base do talude, em períodos de chuvas excepcionais, devido à elevação do nível d'água provocar um excesso de pressões neutras. Outro tipo de instabilidade menos comum ocorre ao longo de superfícies de juntas expostas na base de cortes executados no talude, podendo ocorrer deslizamentos durante a escavação ou durante uma chuva muito forte.

RUXTON & BERRY ^[48] falam sobre um problema muito comum nestes taludes não estando porém, restrito à eles, que vem a ser a formação de valas de erosão em decorrência do desflorestamento dos taludes e destruição do sistema de raízes estabilizantes, problema agravado quando os taludes apresentam camada superior muito espessa.

III.2 - TALUDES FORMADOS POR COLÚVIOS

Segundo definição de LACERDA & SANDRONI |²⁵| colúvio vem a ser um depósito composto por blocos e/ou grãos de qualquer dimensão, transportados principalmente por ação da gravidade e acumulados no sopê ou a pequena distância de taludes mais íngremes ou escarpas rochosas.

Com muita frequência os taludes de solos residuais apresentam em sua superfície uma camada de solo coluvionar e esta apesar de diferir do restante do maciço quanto à origem, em muito a ele se assemelha quanto à natureza. Quando a camada de colúvio for muito antiga, ela pode ter sofrido evolução e com isso, ter adquirido a aparência do solo residual subjacente, tornando-se difícil a distinção entre os dois materiais. Esta algumas vezes é possível, devido à presença de uma linha de pedras entre os dois materiais, VARGAS |⁶⁹|, e também, a permeabilidade tende a ser mais alta no colúvio, por este se apresentar em um estado menos compacto.

Taludes em colúvios têm normalmente, uma zona de inclinação mais íngreme no contato com a escarpa, diminuindo a inclinação talude abaixo. Durante o desenvolvimento geológico de um talude coluvionar, os produtos de intemperismo se desenvolvem como uma camada de solo paralela à superfície do terreno subjacente, com inclinação normalmente acima de 20°. À medida em que o depósito coluvionar tende a aumentar constantemente com o tempo, ele tende a tornar-se instável principalmente, durante estações chuvosas.

A água que penetra no colúvio, tanto direta e uniformemente sobre toda a superfície do talude, quanto através de grande concentração de fluxo, no contato com a escarpa, diretamente proporcional à área de contribuição da escarpa, provoca em consequência, o aumento do peso do depósito de colúvio; e também, e principalmente, sendo o fluxo da água maior na região mais alta do colúvio, esta se saturará muito mais rapidamente que a parte inferior, havendo uma tendência de movimento para baixo, o que acarreta abertura de fendas no contato entre o colúvio e a escarpa, permitindo deste modo, um ingresso preferencial e mais rápido da água que desce pela escarpa; alcançando o interior do maciço, particularmente, as zonas de alteração "mais jovem" (saprólito), mais permeáveis, muito mais rapidamente que através da infiltração uniforme pela superfície. Como a velocidade de infiltração de água pelas fendas é maior que com a qual a água pode sair pelo pé do talude, forma-se um aquífero confinado, ficando as zonas potenciais de ruptura sujeitas a elevadas pressões neutras e redução da resistência ao cisalhamento, BARATA |²|.

Este quadro pode se complicar ainda mais, se o colúvio se constituir de camadas múltiplas acima do solo residual, que tenham sido adensadas ou ressecadas com o tempo, pelo peso das deposições sucessivas de detritos; fazendo surgir uma série de camadas coluvionares bastante complexas, onde o rearranjo de partículas pode ter tornado umas camadas mais permeáveis do que as outras, facilitando ainda mais a formação de aquíferos confinados, DERRE & PATTON |¹⁴|. Estes aquíferos podem possuir condições de fluxo bem complicadas, podendo ocorrer ar-

tesianismo tanto no pé quanto no topo do talude, podendo ocorrer também fluxo descendente, quando o colúvio estiver assente sobre material mais permeável (ver Figura (III.3)).

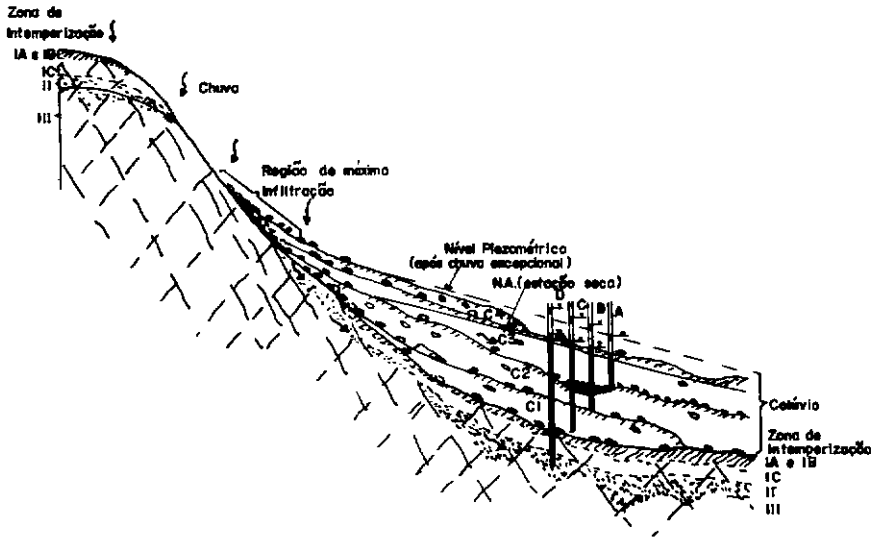


Fig. III. 3.- Talude com Várias Camadas de Colúvio sobre Solo Residual. (apud Deere & Patton 1971)

Além da água das chuvas existe também, o problema dos taludes cobertos com detritos de rocha ("slide debris"), que tendem a bloquear a área de descarga natural da água subterrânea modificando desta forma, a rede de fluxo do talude, fazendo subir o nível d'água e aumentar as pressões neutras na área de detritos, tornando a estabilidade do depósito muito menor do que a do restante do maciço.

Sendo atingida a resistência ao cisalhamento de pico em pontos localizados da superfície potencial de ruptura, acarretando grandes deformações cisalhantes, a resistência do solo diminui, reduzindo-se ao seu valor residual. O mecanismo encontrado pela natureza para compensar a redução da resistência ao cisalhamento é o abatimento do ângulo do talude,

o que gera movimento do manto de solo talude abaixo, até que se ja alcançado o equilíbrio entre tensões e resistência, produzindo uma inclinação para o colúvio relativamente plana com ângulo normalmente variando entre 10 e 15°. Estes movimentos, por mais imperceptíveis que sejam provocam o surgimento na massa de colúvio de "slickensides", tornando-os ainda mais instáveis, com fatores de segurança muito próximos da unidade, podendo ocorrer ruptura com perturbações mínimas do equilíbrio.

Um alívio de tensões provocada no pé do talude, como no caso da escavação de um corte, pode iniciar uma ruptura progressiva, propagando-se talude acima como uma série de deslizamentos em escoamento que, com a contínua propagação, levam à ruptura total do talude, D'APPOLONIA et al. |^{1 2}|.

LACERDA & SANDRONI |^{2 5}| a partir de diversos casos estudados de colúvios de origem granito-gnaissica da região Sudeste do Brasil, descrevem algumas características comuns a esses, sendo estas as seguintes: altura normalmente entre 20 e 120m, comprimento (horizontalmente do pé ao topo) de 200 a 300m, ângulo médio superficial entre 15° e 17°, e ainda, as massas em movimento apresentam a forma de uma língua com largura entre 100 e 120m e espessura variando de 8 a 30m. Através do movimento de descida, os colúvios tendem a preencher talvegues, se estendendo o avanço até o ponto de encontro com cursos d'água surgentes no fundo dos vales, sendo comum o acúmulo de matacões nesta região, de modo semelhante às morainas glaciais.

Escorregamentos em solos coluvionares são os que

apresentam maiores dificuldades em serem previstos e atacados. A superfície potencial de ruptura e as pressões neutras sã podem ser perfeitamente determinadas através de uma investigação de campo cuidadosa. Os "slickensides" são difíceis de serem localizados e amostrados, o que pode acarretar em uma superestimação dos parâmetros de resistência com sérias conseqüências.

Segundo LACERDA & SANDRONI |²⁵| é possível identificar-se colúvios instáveis a partir do ensaio de penetração estática, onde o número de golpes SPT, tende a ser menor e errático enquanto que, os solos residuais saprolíticos tendem a apresentar valores de SPT mais altos e consistentes crescentes com a profundidade.

CAPÍTULO IV

ESCORREGAMENTOS DE TERRA

IV.1 - CLASSIFICAÇÃO DOS DIVERSOS TIPOS DE MOVIMENTOS

De acordo com VARNES |⁷³| escorregamentos de terra indicam movimento para baixo e para fora de parte do material composto pelo talude, incluindo rocha natural, solo, aterro ou uma combinação dos três.

Escorregamentos de massas podem ocorrer em qualquer tipo de solo ou clima porê, alguns materiais se apresentam mais suscetíveis do que outros e determinados tipos de climas propiciam os escorregamentos, como é o caso do clima quente e úmido das regiões tropicais. Em alguns tipos de solos, os escorregamentos podem ser o fator mais importante atuante no processo de formação dos taludes.

Devido à necessidade das obras de terra em engenharia atingirem vulto cada vez maior, como é o caso das rodovias e barragens e também o aumento das populações estarem expandindo as áreas urbanas em direção às encostas, o risco de escorregamento tem aumentado muito nas últimas décadas e as proporções alcançadas pelos mesmos vem se tornando alarmantes.

Compete ao engenheiro geotécnico saber distinguir os diversos tipos de rupturas que ocorrem nos taludes, de maneira que seja possível tomar-se as medidas necessárias de

prevenção e determinar-se o método mais adequado de correção. Por este motivo, tornou-se necessário classificar as várias formas de movimentos em grupos, de acordo com características em comum, de modo a facilitar o seu reconhecimento.

Existem várias classificações propostas para os escorregamentos de solo. Algumas diferenciando-se apenas por pequenas divergências. De um modo geral, estas classificações se baseiam no tipo de movimento envolvido, natureza do material escorregado, velocidade do movimento e quantidade de água contida na massa.

Na literatura nacional, encontra-se as classificações propostas por FREIRE ^[15] e GUIDICINI & NIEBLE ^[17] e WOLLE ^[75] faz um resumo das principais classificações adotadas por autores internacionais e brasileiros.

Alguns autores não levam em conta determinados tipos de movimento, VARNES ^[73] e COATES ^[10] não incluem o "creep" como sendo um escorregamento, pois segundo eles sua pequena velocidade não provoca danos passíveis de prevenção ou correção. VARNES ^[73] também não considera "solifluction" por este depender de fatores que aparentemente não se incluem nos princípios da Mecânica dos Solos. Porém, na sua grande maioria as classificações existentes dividem os escorregamentos em três categorias básicas, que vêm a ser as quedas ("falls"), os deslizamentos ou escorregamentos propriamente ditos ("slides") e os escoamentos ("flows"). Existe ainda um quarto tipo denominado escorregamento complexo, que vem a ser uma combinação dos movimentos anteriores. E também a erosão violenta incluída por NUNES ^[40] na categoria de escorregamentos.

A descrição dada a seguir, destes cinco tipos de movimentos e as diversas formas em que eles podem se apresentar foi baseada nas classificações propostas por VARNES |⁷³|, SKEMPTON & HUTCHINSON |⁵⁴|, COATES |¹⁰| e NUNES |⁴⁰|.

IV.1.1 - Quedas

São movimentos rápidos a extremamente rápidos onde blocos de rocha ou de solo se desprendem do talude, caindo por queda livre, salto, rolamento ou ricochete, podendo haver ou não interação entre os elementos em queda. Ocorrem em escarpas rochosas ou taludes íngremes compostos normalmente por argilas fortemente pré-adensadas ou de alta consistência. A massa deslocada costuma reter pouca ou nenhuma integridade após o impacto e a energia liberada pelo material em queda, pode provocar novos movimentos no talude e, também, uma queda de solo ou rocha pode ser um sinal de um escorregamento maior em futuro próximo.

É possível identificar-se uma queda através do acúmulo de material não proveniente do talude subjacente e que é estranho ao processo normal de erosão e intemperismo, podendo este material consistir de blocos de rocha, solo disperso sobre a superfície ou formando um talude de talus. Se a queda for recente, a escarpa de origem apresenta-se marcada por uma cicatriz irregular, normalmente em forma de ferradura.

Pode-se avaliar a intensidade e o grau de atividade de uma queda de rocha ou solo, pela presença ou não de vegetação na escarpa e pelos estragos causados nas árvores pelo material em queda.

IV.1.2 - Deslizamentos ou Escorregamentos Propriamente Ditos

O movimento é provocado pela ruptura ao cisalhamento ao longo de uma ou várias superfícies bem determinadas ou não; podendo ser devido à existência de superfícies mais fracas, tais como: falhas, juntas ou planos de acamadações, etc. De acordo com as características do movimento, os deslizamentos podem ser divididos em dois subgrupos: os que ocorrem com pouca deformação da massa em movimento, sendo os movimentos mais característicos os afundamentos ("slumps") do tipo rotacional e os deslizamentos em blocos não deformados ao longo de superfícies relativamente planares. E os deslizamentos com grandes deformações ou constituídos por várias unidades, são formados pelos deslizamentos por espraiamento lateral e os deslizamentos de blocos ou detritos.

Segundo VARNES [7³] os afundamentos são o tipo mais comum de escorregamentos envolvidos na engenharia de solos. Nos afundamentos, o movimento se aproxima de uma rotação em torno de um eixo paralelo ao talude porém, a superfície de ruptura raramente é um arco circular de curvatura uniforme, a não ser nos casos de taludes constituídos por argilas uniformes. Sua forma é muito influenciada pela presença de falhas, juntas, acamadações ou qualquer outro tipo de descontinuidade. Ocorre predominantemente em taludes de argilas ou folhelhos uniformes, existindo uma tendência de que os afundamentos mais profundos ocorram em taludes mais íngremes.

SKEMPTON & HUTCHINSON |⁵⁴| descrevem diversos tipos de afundamentos, de acordo com a superfície de ruptura, relacionando-os ao tipo de material envolvido na ruptura.

Os afundamentos ocorrem normalmente com velocidades moderadas, a menos que, por um motivo qualquer, o material acumulado no pé do talude seja removido tão rapidamente quanto ele desce da parte superior.

Em muitos afundamentos a superfície de ruptura juntamente com a escarpa exposta, vista em planta, tem a forma de uma colher; e visto em seção, o tipo de movimento envolvido nos afundamentos, faz com que a massa adquira inclinação voltada para trás, com afundamento da parte traseira e projeção da massa correspondente ao pé do deslizamento. Devido a esta configuração tomada pelos afundamentos, é comum que a água que desce pelo talude fique represada pelo material acumulado, tornando o solo constantemente úmido e ficando sujeito à instabilidade permanente.

Os deslizamentos planares em blocos são predominantemente translacionais, ocorrendo paralelamente à superfície de ruptura. Geralmente, são resultantes de heterogeneidades localizadas a pouca profundidade no maciço. Ocorrem normalmente em materiais "in situ" extremamente duros e com amplo sistema de juntas. O bloco separa-se do restante do material ao longo de juntas ou fissuras, deslizando como uma unidade sobre um plano de fraqueza bem definido. Se a superfície de repouso for su

ficientemente inclinada o movimento pode continuar progredindo enquanto a resistência ao cisalhamento ao longo da superfície permanecer menor que a força instabilizante mais ou menos constante.

Os deslizamentos de detritos consistem no deslizamento de várias unidades de material solto, abrangendo solo natural, material sedimentar não consolidado e detritos de rocha. Normalmente ficam limitados pelo contato entre material solto e o leito firme inferior. Aumentando a velocidade do movimento ou a quantidade de água envolvida, os deslizamentos de detritos podem se transformar em avalanches.

As rupturas por espraiamento lateral envolvem uma série de movimentos que podem incluir translação, quebra de material, ligeiro afundamento, liquefação e podendo também haver escoamento. O material escorregado move-se sobre superfície aproximadamente planar ficando sujeito a quebrar-se em um número de unidades semi-independentes.

A forma tomada pelo deslizamento depende de fatores locais. Se o movimento cresce na direção do movimento é denominado progressivo, caso contrário, é dito retrógrado. Muitas vezes a ruptura se dá ao longo de zonas de elevadas pressões neutras em argilar homogêneas ou ao longo de veios de areia ou silte entre camadas de argila. O movimento pode ter início subitamente sem indícios apreciáveis, atingindo velocidade rápida a muito rápida; sendo comum haver casos de movimento lento precedendo ruptura súbita. SAITO & VEZAWA ^[49] apresentam métodos de observação de campo para a previsão da data de ocorrência de

uma ruptura súbita a partir da medida da velocidade do movimento.

IV.1.3 - Escoamentos

Nos escoamentos o material assemelha-se a uma massa viscosa, podendo constituir-se por fragmentos de rocha, material granular fino, mistura de detritos e água ou argila plástica.

Em geral, a superfície de ruptura não é visível ou tem curta duração. A zona que separa o material em movimento e material parado pode se apresentar bem distinta ou ser uma zona de escoamento plástico.

Os escoamentos se dividem em escoamentos secos e escoamentos úmidos. Os escoamentos secos constituem-se predominantemente por fragmentos de rocha e podem ocorrer devido a uma exploração vulcânica ou pela transformação de um grande deslizamento ou queda de rochas em escoamento; ocorrem com mais frequência em regiões montanhosas escarpadas. Sedimentos de granulometria fina também podem sofrer escoamentos secos, compreendendo escoamentos de loess, corridas de areia; sendo muitas vezes provocados por vibrações causadas como por exemplo, um terremoto.

Os escoamentos secos, após terem ocorrido, são facilmente reconhecidos porê^m, é quase impossível prevêê-los com antecedência. São normalmente muito rápidos e de curta duração,

não exibindo fendas acima da escarpa principal, as linhas de escoamento apresentam-se pouco desenvolvidas e com excessão das corridas de areia não apresentam pē bem definido.

Os escoamentos úmidos distinguem-se dos deslizamentos pela maior quantidade de água contida no material e principalmente, pela inclinação do talude em que repousa. Para um mesmo grau de saturação, deslizamentos tendem a transformar-se em escoamentos, à medida em que aumenta a inclinação do talude.

Os escoamentos úmidos podem se apresentar nas mais variadas formas e a nomenclatura utilizada para descrevê-los varia de autor para autor.

VARNES [73] por exemplo, os divide em avalanches de detritos, escoamento de detritos, escoamentos de lama ("mud flows"), escoamentos de terra ("earthflows") rápidos e lentos e escoamentos de areia ou silte.

Nas avalanches de detritos o movimento alcança velocidades muito rápidas, onde a massa de dispõe de forma alongada e estreita, deixando na encosta uma cicatriz em forma de V, com vêrtice voltado para o topo do talude.

Os escoamentos de detritos compreendem elevada percentagem de material de granulometria grossa, sendo consequência quase invariavelmente de fortes precipitações. A presença de profundas camadas de solo sem cobertura vegetal, favorece os escorregamentos de detritos. Estes, normalmente, tendem

a acompanhar os caminhos de drenagem prē-existentes, podendo estender-se por vārios quilōmetros removendo ārvores e atē mesmo matacōes de grandes proporçōes que encontra no seu percurso.

Os "mudflows" se diferenciam dos escoamentos de detritos pelo tamanho dos grāos envolvidos, que compreende pelo menos 50% de partīculas da fraçāo areia, silte ou argila.

Os "earthflows" sāo escoamentos de velocidade mēdia a rāpida, envolvendo material plāstico ou nāo de granulometria fina. Um caso tīpico de "earthflow" compreende a ruptura de um talude natural ou aterro apōs saturaçāo e elevaçāo das pressōes neutras com conseqüente diminuiçāo da resistēncia ao cisalhamento.

Os "earthflows" podem continuar movendo-se lentamente, por vārios anos aparentemente sob pequenas forçās gravitacionais, atē alcançar estabilidade sob taludes mais suaves.

Escoamentos līquidos de areia ou silte ocorrem na maioria das vēzes em bancos de areia ou silte nāo coesivos, sujeitos a flutuaçōes repetidas das pressōes neutras, provocada pelas marēs.

COATES |¹⁰| distingue trēs tipos de escoamentos ūmidos, em funçāo do tipo de material, topografia e diferenças no estado fīsico, sendo eles: as avalanches de detritos, escoamentos de detritos e escoamentos liquefeitos. As definiçōes de avalanches e escoamentos de detritos ē basicamente a mesma for-

necida por VARNES |⁷²|. Jã os escoamentos liquefeitos ocorrem em sedimentos estratificados onde a água intersticial tenha separado as partículas, de modo que toda a massa move-se como um escoamento viscoso.

NUNES |⁴⁰| apresenta os escoamentos na forma de "creep", solifluxão ("solifluction") e os escoamentos de massa e SKEMPTON & HUTCHINSON |⁵⁴| descrevem três tipos de escoamentos, os "mudflows", os "earthflows" e "solifluction".

O "creep" vem a ser um movimento lento a extremamente lento, com velocidade que pode variar de menos de 0,001m, a até alguns centímetros por ano podendo anteceder a ruptura e, às vezes continuar a manifestar-se após a mesma ter ocorrido. Todos os taludes estão sujeitos a movimentos de "creep", em alguns casos com velocidades tão pequenas, que são impossíveis de serem medidas.

TERZAGHI |⁶³| distingue dois tipos de "creep", o sazonal ou de manto e o "creep" contínuo ou de massa. O "creep" de manto está confinado à zona superficial de flutuação de temperatura e umidade, sendo altamente sazonal. O "creep" de massa resulta apenas da ação de forças gravitacionais e desta forma, possui velocidade relativamente constante. Nos movimentos de "creep" existe uma contínua graduação entre material estacionário e em movimento, de modo que não se desenvolve uma superfície de cisalhamento. TERZAGHI |⁶³| apresenta pontos que diferenciam os movimentos de "creep" dos escorregamentos.

Os escoamentos de massa como definido por NUNES [41] compreendem movimentos do tipo "earthflow", "mudflows" e escoamentos de detritos, já descritos acima. E a solifluxão é um fenômeno semelhante ao "creep" estando intimamente relacionada ao degelo.

IV.1.4 - Erosão Violenta

Este movimento é descrito por NUNES [41] e até então não constava nas classificações existentes. A erosão violenta ocorre predominantemente em taludes íngremes compostos por camadas delgadas de solos siltosos sobrejacente a rocha, devido à ação de chuvas extremamente fortes e sob condições de drenagem deficiente.

A chuva provoca a abertura de cavas de erosão, o solo contíguo entre em colapso, aumentando o fenômeno. Sua área é estendida mais e mais como uma avalanche, tomando a forma triangular com vértice voltado para o topo.

A erosão provoca o solapamento de árvores e matas que vão se acumular no fundo dos vales. O solo levado pela enxurrada pode ser transportado por distâncias que chegam a 5 km, se acumulando em camadas de vários metros no fundo dos rios. Um exemplo de erosão violenta são os casos ocorridos na Serra das Araras durante chuvas em 1967, NUNES [40, 41].

IV.1.5 - Escorregamentos Complexos

Os escorregamentos podem apresentar com frequência mais de um tipo de movimento ao longo de seu percurso, como no caso dos afundamentos em que o material da parte mais inferior, ao quebrar-se ou misturar-se pode avançar como um escorregamento de terra ou deslizamento de detritos, com movimento bem distinto do escoamento do topo. Também, o movimento pode modificar-se com o decorrer do tempo ou com as condições ambientais, passando de um tipo a outro, sendo possível, por exemplo, um deslizamento de detritos transformar-se em escoamento de detritos e deste passar a uma avalanche, ou um "earthflow" transformar-se em um "mudflow" à medida que aumenta a água contida.

SKEMPTON & HUTCHINSON |⁵⁴| descrevem algumas combinações existentes de escorregamentos complexos.

IV.2 - MÉTODOS DE RECONHECIMENTO E INVESTIGAÇÃO DE ESCORREGAMENTOS

O propósito da investigação de um escorregamento pode ser a determinação das causas que o provocaram, para planejamento de medidas corretivas adequadas ou para estudos teóricos.

Até algum tempo atrás a grande maioria dos trabalhos de investigação se destinava ao estudo de escorregamentos existentes. Porém, a maior necessidade consiste na adequada investigação antecipada das encostas de modo a prevenir rupturas e adquirir-se um conhecimento de taludes potencialmente instáveis.

Como não é possível estudar-se todos os taludes individualmente, torna-se necessário ter-se um bom conhecimento dos fatores que compõem o meio-ambiente, de modo a poder-se estimar as potencialidades de escorregamentos.

O volume das investigações deve ser função da susceptibilidade ao escorregamento da região ao redor e também do grau de estrago que um escorregamento pode vir a causar a pessoas e/ou construções, ao tempo disponível para estudos e à urgência da necessidade de medidas de controle e correção. Quanto mais sérias as conseqüências de uma ruptura, mais detalhada deve ser a busca a escorregamentos potenciais.

Entre os objetivos de um programa de exploração para projetos de taludes, deve constar o delineamento do perfil do sub-solo, a locação dos defeitos estruturais principais existentes, a determinação das condições da água subterrânea local, o estabelecimento do provável modo de ruptura e dos parâmetros de resistência apropriados ao longo da superfície de ruptura estimada.

Uma boa forma de se reconhecer um escorregamento potencial, onde o leito rochoso se encontra escondido, é uma investigação de campo preliminar adequada, seguida de medidas de resistência em laboratório.

Nos taludes deve-se procurar por indícios de movimentos, fontes de água, observar se ocorre "creep" ou distencionamento da superfície do solo. Entre os sinais que indicam

os primeiros indícios de movimento em obras já existentes, tem-se o afundamento ou abaulamento do pavimento de rodovias, tubos quebrados, fissuramento de estruturas de concreto, aumento ou diminuição do espaço entre juntas de dilatação, perda do alinhamento de fundações, etc.

Na análise de escorregamentos potenciais é fundamental a previsão do tipo de escorregamento que pode vir a ocorrer. Através do reconhecimento de pequenas fendas e deslocamentos na superfície do solo, pode-se chegar às causas e ao tipo de movimento prestes a ocorrer. O mapeamento dessas fendas delinearão o escorregamento acuradamente, mesmo quando nenhum outro sinal visível de movimento tenha ocorrido.

Na busca por escorregamentos potenciais, não se deve esquecer de incluir os efeitos provocados pela construção proposta na estabilidade do maciço. Como por exemplo, o bloqueio da drenagem natural ou sobrecarregamento de camada de solo relativamente fraca por construção de aterro; inclinação excessiva de cortes em solo ou rocha instáveis; aumento das forças de percolação por execução de corte ou aterro que provoquem mudanças na natureza ou direção do fluxo de água subterrâneo; exposição de argila rija fissurada por execução de corte, podendo a argila tornar-se mole ou sofrer expansão excessiva ao contato com a água superficial.

Um caso que requer atenção especial, consiste na identificação de taludes compostos por material proveniente de antigos escorregamentos, quando estes encontram-se encobertos,

devido à deposição de sedimentos sobre sua superfície. Uma situação de instabilidade muito freqüente ocorre ao se escavar a região do pé de um talude nestas condições, sem que tenha havido um reconhecimento prévio, podendo o escorregamento reativar-se.

É importante que a identificação de um escorregamento seja feita na mesma época em que forem executadas as medidas corretivas. Um escorregamento está sujeito a modificar-se com o passar do tempo, podendo vir a se transformar em outro tipo, e se esse fato ocorrer entre as etapas de identificação e correção, esta correção corre o risco de ser completamente inadequada. Também devemos analisar cada escorregamento individualmente. Num mesma área, onde tenha ocorrido um determinado tipo de escorregamento, não implica que ao redor, taludes instáveis, venham a ruir da mesma forma e, necessitando do mesmo tipo de correção usada no talude rompido.

Entre os métodos utilizados para identificação e reconhecimento de escorregamentos quer potenciais quer atuais encontram-se:

- 1) O uso de aerofotogrametria, que em taludes de grandes dimensões representa o método mais indicado de observação de escorregamentos incipientes ou pré-existentes. LIANG & BELCHER^[27] fornecem detalhes a respeito de elementos indicadores de escorregamentos através de aerofotos, para vários tipos de solos;

- 2) Métodos de mapeamento, onde se registram os dados graficamente da mesma forma como são observados no campo. PHILBRICK & CLEAVES |⁴⁵| a partir de mapas que definam os contornos superficiais de um escorregamento, fornece um método empírico para estimativa da profundidade alcançada, válido para afundamentos;
- 3) Investigações do subsolo, feitas com o propósito de determinar-se as características físicas, geológicas e mineralógicas da região do escorregamento; localização da superfície de ruptura e condições da água subterrânea. MOREIRA |³⁶| apresenta uma proposta de exploração do subsolo para solos residuais;
- 4) Ensaio de Laboratório, usados em casos de ruptura ou quando o talude se apresenta abalado.

IV.3 - CAUSAS MAIS COMUNS DE ESCORREGAMENTOS DE TALUDES

Na prevenção e correção de escorregamentos de massas, além da distinção entre os diversos tipos de movimentos, é fundamental conhecer-se o fator ou fatores responsáveis pela instabilização do maciço, de outro modo, corre-se o risco de após feito o reparo, o maciço vir a tornar-se instável novamente.

As causas que levam aos escorregamentos devem ser estudadas e bem compreendidas, de modo a permitir ao engenheiro,

reconhecer áreas instáveis e deste modo evitar que novos escorregamentos venham a ocorrer.

TERZAGHI |⁶³| divide as causas dos escorregamentos em externas, internas e intermediárias. As causas externas vêm a ser as que produzem aumento das tensões cisalhantes sem um correspondente aumento da resistência ao cisalhamento do material do talude. As causas internas são devidas unicamente a uma redução da resistência ao cisalhamento do material do talude, sem ter havido modificação das condições superficiais e das tensões cisalhantes. As causas intermediárias situam-se entre as duas acima. Neste trabalho, TERZAGHI |⁶³| fornece uma tabela onde constam agentes e fenômenos causadores de escorregamentos, tipo de material mais suscetível à instabilidade, natureza física das ações significativas e efeitos sobre as condições de equilíbrio do talude.

VARNES |⁷³| de modo semelhante a TERZAGHI |⁶³| divide as causas dos escorregamentos segundo os fatores que contribuem para elevar as tensões cisalhantes e os fatores que contribuem para diminuir a resistência cisalhante.

Entre os fatores que contribuem para elevar as tensões cisalhantes, citam-se:

- 1) A remoção do suporte lateral através de erosão, criação de novos taludes por quedas prévias de rochas ou deslizamentos; ação do homem por meio de cortes, remoção de muros de

contenção ou drenagem, ou rebaixamento de lagoas ou reservatórios;

- 2) Ação de sobrecargas tanto de origem natural como peso de água das chuvas ou nascentes ou acúmulo de material de talus sobrepondo-se a material deslizante; quanto por ação do homem com construção de aterros ou edificações, depósito de materiais, etc;
- 3) Pressão transitória de solo como terremotos;
- 4) Declividade regional com aumento progressivo do ângulo do talude;
- 5) Remoção do suporte subjacente, devido à intemperismo subaéreo, erosão subterrânea e ações do homem tais como mineração;
- 6) Pressões laterais por ação da água em fendas ou cavernas e dilatação do material do talude.

Compreendem os fatores que contribuem para reduzir a resistência cisalhante:

- 1) Fatores em decorrência do estado inicial inerente do material como composição mineralógica, textura e estrutura macroscópica;

- 2) Mudanças devido ao intemperismo e outras reações físico-químicas.

COATES |¹⁰| cita exemplos de casos de escorregamentos ocorridos em vários países, entre eles o Brasil; tendo como causas, precipitações excessivas, terremotos e atividades humanas.

IV.4 - ESCORREGAMENTOS MAIS COMUNS EM REGIÕES TROPICAIS

Segundo DERRE & PATTON |¹⁴| todos os tipos de escorregamentos são possíveis de ocorrer em solos residuais porém, alguns são especialmente comuns nestes tipos de solo. Costumam ocorrer deslizamentos planares na camada superior de solo residual maduro devido ao aumento das pressões neutras durante períodos de fortes chuvas; também ocorrem nas partes mais altas de taludes íngremes, onde o solo composto por esta camada é tão fraco que não consegue se manter estável com a mesma inclinação do material subjacente.

A zona de solo saprolítico está sujeita a um tipo de escorregamento menos comum que o anterior, resultante do carregamento de partículas de material não coesivo, provocando uma regressão do talude, com possibilidade de escoamento podendo incorporar o material da camada superior.

Na zona de rocha alterada juntamente com a de solo saprolítico, devido à presença de estruturas reliquiares como juntas, falhas, planos de acamadações, etc, costumam ocorrer

deslizamentos em blocos ao longo destas estruturas. Normalmente envolvem grandes volumes de material e são difíceis de serem previstos pois, os defeitos da estrutura não são observáveis com facilidade. Podem ocorrer assim que os taludes são escavados ou mais tarde, durante uma chuva mais forte.

BARATA ² | descrevendo os tipos de escorregamentos mais comuns nas encostas da Cidade do Rio de Janeiro, compostas por solos residuais, enumera os seguintes movimentos:

- 1) Quedas de elementos de rochas, comuns em escarpas abruptas. Também é comum o rolamento de matacões desprendidos da superfície dos taludes terrosos por ação de chuvas intensas;
- 2) Escoamentos lentos comuns em taludes compostos por colúvios de inclinações suaves;
- 3) Escoamentos rápidos, do tipo avalanches de solo ou fragmentos de rocha, são freqüentes em taludes terrosos pouco espessos de inclinação média a íngreme, durante estações chuvosas;
- 4) Os deslizamentos são o tipo mais comum de escorregamentos nesta região. Deslizamentos rotacionais ocorrem apenas em taludes com camada espessa de solo residual maduro, sendo na maioria das vezes provocadas por interferência humana como a remoção da cobertura vegetal, ex

cução de cortes ou aterros. E deslizamentos planares, comuns em taludes com camadas delgadas de solo residual, onde a ruptura costuma ocorrer no contato solo-rocha, sendo normalmente, devido a causas naturais como a ação de chuvas.

VARGAS [68] identifica quatro tipos de movimentos comuns nas encostas da Serra do Mar:

- 1) Rastejo ("creep") da camada de solo residual que encobre a grande maioria das encostas, envolvendo grandes áreas de limites indefinidos;
- 2) Movimentos de talus na forma de escorregamento de detritos no pé de taludes de estabilidade precária, formados por escorregamentos antigos. A execução de pequena escavação pode pôr uma massa de detritos em movimento, na forma de líquido viscoso. Sua causa muitas vezes, deve-se a saturação do maciço por infiltração de água das chuvas ou de nascentes que tendem a aumentar o peso da massa e desenvolver pressões neutras elevadas;
- 3) Deslizamentos súbitos de manto intacto de solo residual acima da rocha, ao longo de uma superfície qualquer ou no contato solo-rocha. Podendo ocorrer durante uma chuva mais forte;

- 4) Deslizamentos de blocos de rocha e matacões ao longo de superfícies muito irregulares formadas por fissuras ou brechas entre os blocos ou ao longo de fendas ou fissuras preenchidas por materiais argilosos provenientes da própria de composição da rocha. Um exemplo de movimento deste tipo ocorreu nas encostas de Santos, na pedreira de Marabã em 10/03/56.

LACERDA & SANDRONI | ²⁵ | falando sobre colúvios, descrevem um tipo comum de ruptura nestes, na forma de movimento complexo, iniciando-se na forma de escoamento, passando em seguida a escorregamento translacional com zona de escoamento, terminando na forma de escorregamento puramente translacional.

LUMB | ³² | descreve três tipos comuns de ruptura de taludes em solos residuais de Hong Kong. Todas elas têm em comum o fato de ocorrerem subitamente, e na maioria das vezes, sem nenhum indício anterior, ocorrendo freqüentemente após um período chuvoso.

IV.5 - MÉTODOS DE PREVENÇÃO, CONTROLE E CORREÇÃO DE ESCORREGAMENTO

Os métodos de prevenção e correção de escorregamentos de taludes visam aumentar a resistência ao cisalhamento do maciço e/ou a diminuir os esforços cisalhantes atuantes; de modo a tornar a área antes instável a mais segura possível.

Os métodos de prevenção são utilizados em taludes

onde não existam evidências de movimento presente ou passado. Sendo por este motivo, sua execução muitas vezes mais problemática que a correção de um escorregamento; devido à dificuldade encontrada em determinar-se os limites da área instável, quando esta não se encontra evidente; não se podendo prever com precisão a natureza e a grandeza de um possível movimento, o que dificulta a escolha da melhor opção para projeto de prevenção. Outro fator também relevante na prevenção de escorregamentos, vem a ser a dificuldade encontrada em convencer-se as pessoas que vão arcar com os custos do projeto; do problema em questão ser suficientemente real para justificar os gastos com o tratamento de um escorregamento que ainda não ocorreu.

A maioria dos métodos empregados como prevenção de escorregamentos também são utilizados na correção. Por outro lado, alguns métodos corretivos, raramente ou mesmo nunca, são utilizados como prevenção.

IV.5.1 - Métodos de Evitação

Apesar de não ser exatamente um método é, muitas vezes, o único meio de tratamento possível, e tem como vantagem ser a alternativa mais segura. Pode ser feita, no caso de rodovias, mudando-se o traçado da via, para uma área mais estável ou transpondo-se a área instável por meio de viaduto.

IV.5.2 - Métodos de Escavação

Vem a ser um dos primeiros processos empregados,

quando a ruptura for iminente ou já tiver ocorrido. Entre os métodos de escavação constam: escavação da área do topo do talude, escavação da área do pé, suavização do talude, escalonamento do talude por meio de bermas e remoção completa da área instável.

A remoção do material do topo, depende do grau de acessibilidade ao local e quando o volume envolvido não for muito grande. É um método relativamente barato e extremamente eficaz principalmente, no tratamento de escorregamentos do tipo deslizamento rotacional. Além disso, o material removido do topo pode ser utilizado no retaludamento da superfície e quando colocado na região do pé atua como contra-forte.

A escavação da área do pé do talude, é executada de maneira a reativar o escorregamento e deste modo, a operação é executada até o talude atingir uma inclinação estável.

O abatimento do ângulo do talude é uma das medidas mais empregadas. Neste método, para sucesso da operação, é necessário o conhecimento do tipo de escorregamento e fazer-se ensaios de laboratório do material do sub-solo para a determinação do ângulo de repouso do talude. O método fica restrito a escorregamentos de pequena altura e não se aplica em casos em que a estabilidade fica ameaçada pela erosão.

O escalonamento do talude por meio de banquetas é uma modificação do método de abatimento do talude, usado em taludes muito íngremes e altos, sendo estes divididos em taludes meno-

res conectados por banquetas. Seu uso, além de diminuir os esforços cisalhantes atuantes, facilita a drenagem e a inspeção e diminui a erosão provocada pela água superficial.

A remoção completa da área instável é um método drástico, sendo seu custo o mais elevado entre os métodos de escavação. Tem a vantagem de eliminar completamente o perigo e poder ser utilizado para todos os tipos de movimentos. Algumas vezes, o material removido é substituído por material de drenagem livre ou com peso específico menor, como cinza volante.

IV.5.3 - Métodos de Drenagem

Sendo a água um dos principais fatores contribuintes para a instabilização de taludes, os métodos de drenagem vêm a ser o tratamento mais amplamente usado, sendo sua eficiência indiscutível. O controle de escorregamentos envolvendo grandes volumes muitas vezes, só se torna economicamente viável, através do emprego de drenagem. Estes métodos visam tanto a diminuição das tensões cisalhantes quanto ao aumento das forças resistentes do material; dividindo-se em drenagem superficial e subterrânea.

A drenagem superficial tem custo relativamente baixo, e pode ser empregada na maioria dos escorregamentos. São utilizadas para este fim canaletas, valas ou trincheiras abertas, contornando a área do talude e ao longo das bermas, de modo a recolher toda a água que possa se infiltrar no talude. Outro método de impedir a infiltração da água é o fechamento de fendas

abertas no solo, com uso de material impermeável.

A drenagem subterrânea visa remover a água de lençóis d'água subterrâneos, responsáveis pela instabilidade do maciço. Os sistemas mais empregados são galerias e túneis, drenos verticais de areia, drenos horizontais e trincheiras drenantes. Sendo a escolha do sistema mais adequado, função da hidrologia local. Este assunto será tratado em detalhes no Capítulo V.

IV.5.4 - Estruturas de Contenção

As estruturas de contenção atuam na prevenção e controle de escorregamentos, aumentando a resistência ao movimento. São empregadas com mais frequência após o escorregamento, como correção e controle do mesmo. Porém, este método se apresenta mais eficiente, quando utilizado na prevenção de movimentos. Devido as estruturas de contenção provocarem o bloqueio da água que percola através do solo, fazendo aumentar o nível d'água e as forças de percolação; torna-se necessário a instalação de sistemas de drenagem em conjunto com estas estruturas.

Segundo HUTCHINSON ^[20] este é um dos processos menos apropriados, sendo frequentes os casos de rupturas nestes tipos de estruturas. Porém, quando projetadas adequadamente podem se mostrar muito eficientes principalmente, quando não se dispõe de muito espaço.

Entre as estruturas de contenção mais usadas, en

contram-se os contrafortes no pé do talude, muros de arrimo cor tinas ancoradas e estacas-prancha.

IV.5.5 - Métodos Variados

Estes métodos são usados menos freqüentemente, em casos particulares, podendo abranger as mais variadas técnicas.

Entre estes métodos, encontram-se aqueles que au mentam a resistência do solo através de mudanças das proprieda des físico-químicas do solo, como a eletro-osmose, injeções com cimento, emulsão betuminosa ou soluções que se precipitam poste riormente, dando coesão e impermeabilidade ao solo, como o sili cato de sódio. Também são usados mais raramente, o congelamen to ou aquecimento do solo e explosivos.

NUNES |⁴¹| cita o caso do reforço da resistência ao cisalhamento junto ao pé do talude, compactando-se o solo com estacas de areia ou madeira. CARNEVALE & FONDEDILE |⁷| descre vem um método de estabilização de rodovia em encostas rochosas por meio de uma galeria artificial.

A literatura a respeito de técnicas de prevenção e correção de escorregamentos é muito ampla. Citando apenas al gumas publicações temos: TERZAGHI |⁶³|, COATES |¹⁰|, HUTCHINSON |²⁰|. Na publicação da HRB |¹⁹|, dois capítulos são dedicados a este assunto, um de autoria de ROOT |⁴⁷|, fala sobre métodos de pre venção e o outro de BAKER & MARSHALL |¹| trata da correção e con trole de escorregamentos. A publicação da TRB |⁶⁶| também abor or

da este assunto em um de seus capítulos. CARTIER et al^[8] apresentam um estudo comparativo da eficiência de diversos métodos de prevenção e controle de escorregamentos em taludes de ferrovias empregados na França (ver Tabela (4.1)). D'APPOLONIA et al^[12], também apresentam uma tabela onde são comparados eficiência, custo envolvido e praticidade de alguns métodos de estabilização.

TIPOS DE CORREÇÃO		ADEQUAÇÃO DA CORREÇÃO DE ACORDO COM:						
		Transbordos e Circulação e à Segurança	Restrição a Faixa de Domínio	Rapidez de Execução	Durabilidade	Velocidade de Estabilização após Instalação	Utilização como Solução Provisória e Rápida	Problemas Particulares
GEOMETRIA	Baquetas	**	*	***	***	***	***	Capacidade de Suporte do Solo Recalques Disponibilidade de Materiais
	Enchimento de Zonas de Empréstimo	***	***	***	***	**		
DRENAGEM	Drenos Sub-Horizontais	***	***	**	*(sensível a movimentos) ** (manutenção)	**	**	Sensibilidade a movimentos Exutório
	Trincheiras Transversais	*	***	***		**		
	Trincheiras Longitudinais	0	**	**		**		
ESCORAMENTO	Gabião	***	***	**	***	***	**	Fundação Condições de Execução
	Muro	*(fundação escavada)	***	*	***			
	Estacas Pranchas	*	***	**	***	***		
OUTROS	Cravações	***	***	***	?	**	***	Dimensionamento Realização Injectabilidade
	Substituição da Plataforma	*	***	***	?	*(% empregada sozinho)		
	Substituição de Materiais	*	**	**	***	0	**	

* Ruim ** Regular *** Bom 0 Depende do Caso ? Desconhecido

TABELA IVI- Comparação entre Diversos Tipos de Correção (Apud Cartier et al - 1981)

Entre os problemas mais frequentes de escorregamentos nas encostas brasileiras, FONSECA^[16] fala sobre o problema da erosão, citando solos mais suscetíveis e obras para combate à erosão incluindo o método para projeto de rede de drenagem superficial para taludes. NUNES & VELLOSO^[43] em trabalho sobre estabilização de taludes em capas residuais de origem granito-gnaissica, fornecem esquema de cálculos para chumbamento de matacões e muros de arrimo com uso de tirantes.

BARATA |⁴| em artigo sobre "Técnicas Recentes de Estabilização de Encostas" fala sobre a necessidade de se criarem sistemas de controle e alarme nas encostas das regiões montanhosas sujeitas a escorregamentos.

Estes sistemas têm a função de avisar quando o movimento do talude tornar a ruptura iminente, e desta forma, tornar possível a evacuação da área a tempo de impedir-se uma catástrofe.

Segundo BARATA |⁴| o Brasil ainda não dispõe de tais sistemas, a não ser postos pluviométricos instalados na estrada Rio-Teresópolis que quando registram uma determinada intensidade de chuva, a estrada é interditada.

Neste sentido, NUNES |⁴¹| comenta que as rupturas por meio de erosão violenta ocorridas na Serra das Araras em 1967 poderiam ter conseqüências menos catastróficas, se houvesse um sistema de alarme, uma vez que, para este tipo de escorregamento, devido às proporções envolvidas, não existem obras economicamente viáveis.

MITCHELL & WILLIAMS |³⁵| apresentam um trabalho sobre instrumentação de um talude em argila sensível fissurada, com uso de extensômetros de superfície, medidores de deflexão lateral e de distorção, levado à ruptura através de elevação das pressões neutras, por meio de poços de recarga, simulando as condições naturais de chuva. O principal objetivo deste trabalho é a adaptação de instrumentos de monitoração de deslocamentos co

mo sistemas de alarme contra a ruptura de taludes. TERZAGHI |⁶³| descreve um tipo de sistema de alarme utilizado em estradas de ferro na Suécia.

IV.6 - RELAÇÃO BENEFÍCIO-CUSTO

Na decisão do método mais adequado para prevenção ou correção de um escorregamento, entra em jogo o conceito da relação benefício-custo; onde são contrabalançados prejuízos causados a pessoas e estragos às construções com os custos envolvidos na reparação ou prevenção. Neste caso, são fatores determinantes o grau de desenvolvimento da região, tipo de escorregamento com sua provável magnitude e frequência de ocorrência. Quando o custo calculado for muito elevado, a área instável deverá ser evitada, COATES |¹⁰|.

Na elaboração do custo de correção de um escorregamento, constam o custo direto e indireto. A parcela correspondente ao custo direto compreende custos com trabalhos de investigação de campo e exploração do subsolo, com ensaios de laboratório; custo com a obra propriamente dita; manutenção periódica das obras para que estas se mantenham sempre dentro das condições de segurança (seu uso se justifica, quando o custo anual for inferior a 5% do custo estimado para uma medida corretiva necessária após 20 anos, caso não houvesse sido feita manutenção) e indenizações por estragos causados. Em custos indiretos estão incluídos, prejuízos adquiridos por terceiros em decorrência da interrupção do tráfego na região.

MOREIRA |³⁶| apresenta uma expressão para cálculo do custo esperado de uma obra.

$$E = C_i + C_R \times P_R$$

onde:

E = custo esperado da obra

C_i = custo inicial do talude (investigação + projeto)

C_R = custo devido à ruptura, reconstrução, reparo e paralização

P_R = probabilidade de ruptura

De acordo com a expressão acima, costuma-se dividir os projetos em três categorias. Na primeira categoria estão incluídos os projetos com custo de ruptura relativamente baixo. Neste caso, para um valor ótimo de E , pode-se ter um P_R relativamente alto e com isto, C_i baixo. Os taludes são projetados empiricamente segundo precedentes. Em uma segunda categoria estão os projetos com custo de ruptura (C_R) elevado, onde consegue-se otimizar E , diminuindo-se P_R , através de investigação geotécnica adequada com uso de instrumentação e o projeto executado de maneira analítica. E por último, tem-se os projetos em situação intermediária entre as duas categorias acima, em que cada caso depende das condições locais.

IV.7 - CASOS DE ESCORREGAMENTOS OCORRIDOS NO BRASIL, EM SOLOS RESIDUAIS E COLÚVIOS E MÉTODOS DE CORREÇÃO UTILIZADOS

- VARGAS |^{6 8}|

Descreve dois casos de movimento de talus. O primeiro em material composto por argila e matacões sobre camada de xisto decomposto, ocorrido em Julho de 1946, próximo à usina de Cubatão, devido à reativação de um escorregamento antigo por execução de um corte, provocando o surgimento de trincas e nascentes d'água. O escorregamento foi controlado através de drenagem profunda constituída por túneis executados no talus e no fundo destes foram feitas perfurações na rocha para facilitar a drenagem. Com o rebaixamento do lençol d'água da ordem de 3m, conseguiu-se estacionar o movimento que antes se mantinha na ordem de 0,30 m/dia.

O segundo caso descrito, compreende um movimento de talus em Santa Catarina, em um local da Serra do Mar. O movimento teve início em 1910, por ocasião da construção de uma estrada de ferro e ocorria em um trecho em que esta atravessava uma gruta por meio de aterro e através de um túnel 30 metros abaixo. Estas obras sofreram grandes abalos após uma chuva violenta, sendo na ocasião o aterro substituído por um viaduto e a boca do túnel alongada por mais 7 metros. Nos anos subseqüentes obras de reparo e contenção com muros de arrimo eram freqüentes pois, o movimento não cessava. Verificou-se mais tarde, que a causa do movimento era a saturação do material do talus, durante as estações chuvosas, com desenvolvimento de elevadas forças

de empuxo. Chegou-se à conclusão que a melhor maneira de conter o movimento seria a instalação de sistema de drenagem.

● TEIXEIRA e ABRÃO |⁶¹|

Diz respeito à estabilização de um escorregamento ocorrido na encosta da Via Anchieta, Km. 44,7, envolvendo 4000 m³, com maciço composto por blocos de rocha semi-alterada superpostos, separados por fraturas com superfícies alteradas preenchidas por solo residual areno-siltoso. O movimento ocorreu em uma área de corte de 37m de altura, executado 20 anos antes, após um período de chuvas intensas e contínuas, de maneira muito rápida e sem sinais externos visíveis de instabilidade anterior. A ruptura deve-se à infiltração da água ao longo das fraturas existentes na rocha. Tendo-se observado que por ocasião da ruptura estaria atuando na cunha de ruptura um empuxo da ordem de 181 KPa.

No projeto de estabilização foram instalados 428 tirantes protendidos contra placas de concreto na área mais crítica, constituída por rocha e nas áreas de materiais terrosos, construiu-se cortinas de concreto armado.

● NUNES |⁴⁰|

Descreve os acidentes ocorridos na Serra das Araras em Janeiro de 1967, durante chuvas de intensidade excepcionais, envolvendo um volume de material até então nunca registrado pela literatura técnica.

As rupturas em sua maioria do tipo erosão violenta, obstruíram a Rodovia BR-116 (Rio-São Paulo) em cerca de 70 pontos diferentes, atingindo também, as instalações de usina hidroelétrica que fornecia energia para o Rio de Janeiro.

Os escorregamentos afetando a rodovia, foram estabilizados em sua maioria, através de estruturas de contenção do tipo muros de gravidade, muros de concreto reforçado, contrafortes, "crib-walls" e cortinas de concreto ancoradas. Em alguns casos a área foi contornada com viadutos e em locais de rupturas envolvendo pequenos volumes, optou-se pela remoção do material instável e abatimento do talude com uso de drenagem.

● LACERDA |²⁵|

Trabalho sobre "Estabilização de um Aterro a Meia Encosta, em local denominado Bichanco".

Este trabalho foi motivado pela necessidade de aumento da seção de um aterro em área de estabilidade precária, constituindo-se por uma camada de aterro fofo sobre solo residual de origem granito gnáissica.

Da análise de estabilidade feita, verificou-se que a camada de aterro fofo era a responsável pelos movimentos apresentados estando intimamente ligados à presença de água.

Os trabalhos de estabilização compreenderam a remoção do aterro existente, e execução de novo aterro com compac

tação controlada, executado em três degraus (ou banquetas); rebai_xamento do lençol freático por meio de drenagem profunda, com a construção de trincheira de enrocamento e três tapetes drenantes de areia ao longo de toda a largura do aterro e sob as ber_mas e um tapete inferior sob o enrocamento e finalmente um sistema de drenagem superficial consistindo de canaletas laterais e longitudinais e bueiros de greide.

● TEIXEIRA e KANJI |⁶²|

Descrevem um problema de instabilidade de encosta, na Serra do Mar, próximo à Via Anchieta "cota 500", em que os primeiros movimentos foram registrados em 1952 durante a construção de dois viadutos e um muro de arrimo. Movimentos ocorridos em 1957 provocaram o abandono de um dos viadutos e de trecho da pista suportada pelo muro de arrimo. Em 1961 o outro viaduto teve que ser abandonado, obrigando a construção de uma variante com características bem inferiores.

Em 1964 novos movimentos, pondo em risco a segurança da via, obrigaram a execução de trabalhos de investigação sobre a natureza do escorregamento e sua estabilização.

Verificou-se que o material constituía-se por solos residuais e coluvionares, provenientes de gnaisse e micaxisto. Os escorregamentos ocorreram na região de colúvio, sendo estes resultantes do tombamento e deslocamento de matacões e solo, possuindo zonas preferenciais de percolação aleatórias e estabilidade precária. Os colúvios se apresentavam saturados e com nascen-

tes aflorando à superfície, provocando a formação de poças d'água.

Sendo a causa da instabilidade a percolação da água que se infiltrava durante as estações chuvosas, para estabilizar o maciço foram instalados drenos sub-horizontais profundos para remoção da água subterrânea e feita a impermeabilização da superfície para impedir a infiltração da água da chuva.

Os drenos tiveram de ser instalados em duas etapas, devido à movimentação excessiva da encosta dificultar a instalação dos mesmos.

Na primeira etapa, em Janeiro de 1965, foram instalados drenos de 40m de comprimento para estabilização provisória e em Abril de 1966 iniciou-se a segunda etapa, instalando-se drenos de 100 a 120m de comprimento.

Os trabalhos de estabilização realizados neste caso, demonstraram ser perfeitamente eficazes, tendo a encosta mantido estável mesmo durante as chuvas de 1967, de consequências catastróficas em diversos pontos do país.

CAPÍTULO VINFLUÊNCIA DA ÁGUA NA ESTABILIDADE DE TALUDES E USO
DE DRENAGEM INTERNA COMO MÉTODO DE ESTABILIZAÇÃO

Nos capítulos anteriores discorreu-se sobre o importante papel da água, sua influência na formação dos solos residuais e na sua participação quase constante em problemas de instabilidade envolvendo ruptura de taludes.

No Capítulo IV, abordaram-se as causas mais comuns de escorregamentos. Neste Capítulo será visto com mais detalhe o papel da água como agente ativo nos escorregamentos.

A água provoca a instabilidade de maciços de terra tanto aumentando as tensões cisalhantes quanto reduzindo a resistência interna do material. NUNES |⁴¹| comenta que a água atua de modo a instabilizar os taludes de várias maneiras:

- a) Através do desenvolvimento de pressões intersticiais estáticas, diminuindo as pressões efetivas e, assim, diminuindo a parcela de resistência devida ao atrito;
- b) Diminuindo os parâmetros de resistência ao cisalhamento principalmente, a chamada "coesão" dos solos silto argilosos;

- c) Aumentando o peso enquanto fator de instabilidade;
- d) Pela erosão subterrânea (entubamento) e erosão superficial;
- e) Forças de percolação aumentando as forças instabilizantes quando o sentido da percolação age favoravelmente ao escorregamento.

Entre estes fatores, dois têm requerido maior atenção por parte dos engenheiros geotécnicos: o desenvolvimento de pressões neutras e a diminuição da coesão do solo devido à infiltração.

Já foi verificado que existe uma correlação direta entre grandes escorregamentos e fortes chuvas sendo constatado ser este problema mais ou menos cíclico. VARGAS ⁷⁰ comenta que na região da Serra do Mar as chuvas mais fortes apresentam uma periodicidade em torno de 10 anos, coincidindo com os acidentes mais graves ocorridos.

Foi observado também, que a severidade de um escorregamento devido à ação da água das chuvas é função das condições anteriores de umidade, verificando-se que uma chuva tem conseqüências mais graves se o solo já estiver inicialmente úmido. Comparando-se chuvas de mesma intensidade e duração, um escorregamento por elas provocado, tende a ter proporções maiores ao final do período chuvoso. A esse respeito, BARATA ² ao des

crever os acidentes ocorridos em Janeiro de 1966 e Fevereiro de 1967 na cidade do Rio de Janeiro, comenta que os acidentes ocorreram sob condições de chuvas excepcionais, tendo sido precedidos por chuvas moderadas nos dias anteriores.

LUMB [32], em um estudo sobre frequência e distribuição de rupturas em solos residuais de Hong Kong, apresenta uma série de gráficos e tabelas em que as rupturas são divididas em desastrosas, severas, menores e isoladas, com grau de gravidade decrescendo nesta ordem. Foi observado que a maior frequência de acidentes ocorre nos meses chuvosos. Os acidentes mais graves dependem fundamentalmente da quantidade de chuva caída durante o ano até a ocasião em que o mesmo ocorreu sendo também, ligeiramente influenciada pela quantidade de água caída nos anos anteriores, onde acidentes do tipo desastrosos e severos são mais comuns em anos mais úmidos subseqüentes a anos secos ou de chuvas moderadas. Acidentes menores são comuns em anos de chuvas moderadas e nos anos secos ocorrem apenas acidentes isolados. Em um ano úmido há 50% de chance de ocorrer um "desastre" enquanto que em um ano seco a probabilidade é de 50% de não haver nenhuma ruptura. E ainda, a chance de repetição de uma ruptura dentro de um mesmo ano depende do grau de severidade da ruptura anterior, sendo que, após um desastre, a probabilidade de ocorrer outro escorregamento das mesmas proporções no mesmo ano é nula. Deve-se isto ao fato de que, uma ruptura mais grave tende a remover toda a área instável, levando algum tempo para que o restante do maciço venha a perder resistência tornando-se novamente instável. É de 60% a probabilidade que um acidente me

nor venha a ocorrer e após um evento menor existe uma chance de 42% de uma ruptura severa.

V.1 - INFLUÊNCIA DA INFILTRAÇÃO DA ÁGUA DAS CHUVAS NA PERDA DA COESÃO APARENTE DE SOLOS PARCIALMENTE SATURADOS

LUMB |³⁰, ³²| e MORGENSTERN & MATOS |³⁷| estudaram o efeito da infiltração da água na estabilidade de taludes de solos residuais onde, já se tinha verificado que, devido às características granulométricas, estes solos se apresentam parcialmente saturados durante a maior parte do tempo, correspondendo ao período de estiagem, com grau de saturação variando entre 60 e 70% e exibindo altos valores de coesão aparente, devido ao desenvolvimento de pressões neutras negativas ou de sucção nos poros, conferindo aos taludes uma aparente estabilidade com elevada resistência ao cisalhamento.

Ao ter início a estação chuvosa, esta situação tende a modificar-se, com a perda da sucção nos poros em virtude da infiltração da água das chuvas, sendo os efeitos da chuva dependentes da capacidade de infiltração do solo.

Caindo as primeiras chuvas da estação sobre a superfície do talude, a parte da água que se infiltra tende a distribuir-se uniformemente na camada e, a cada nova chuva mais água se infiltrará e se distribuirá pelo solo, tendendo a atingir profundidades cada vez maiores que, segundo LUMB |³⁰| ao final da estação se situa entre 3 a 6 metros; chamando-se de frente de saturação, a fronteira entre solo saturado superior e solo não

saturado inferior (ver Figura V.1). A frente de saturação tem como consequência uma redução progressiva da resistência do solo podendo atingir um ponto em que o talude não consiga se manter em equilíbrio.

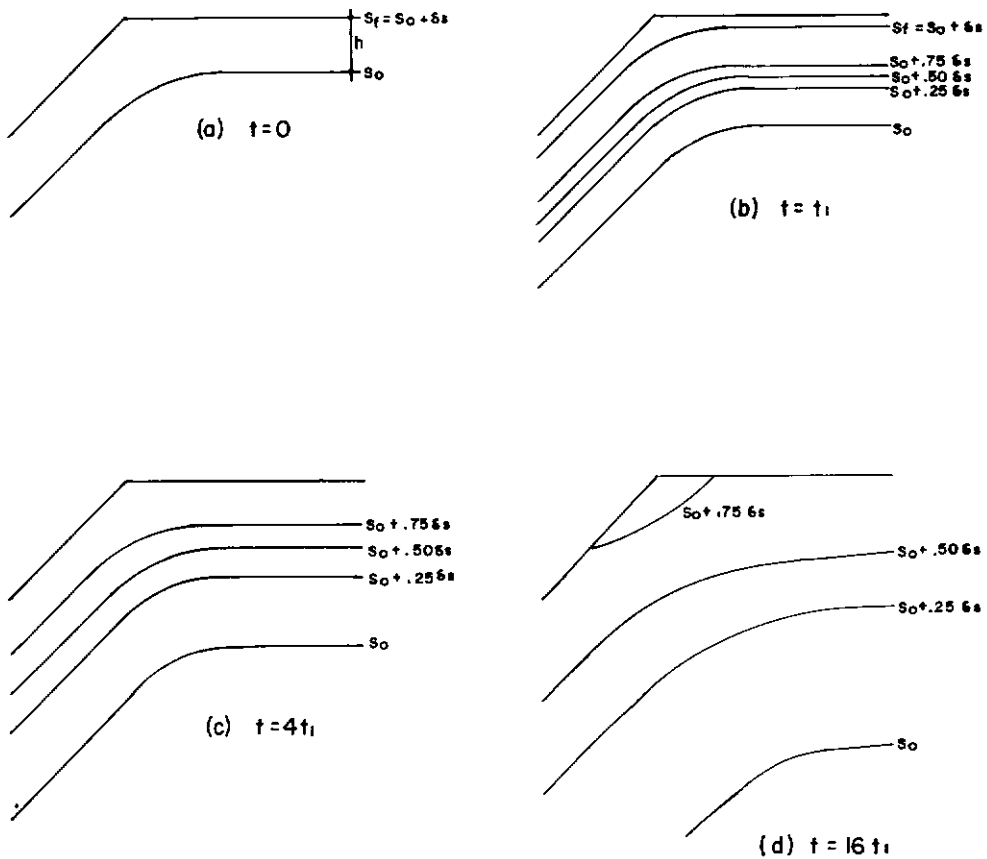


Fig. V.1.- Redistribuição da Água da Chuva no Solo. (Apud Lumb-1962.b)

Como a infiltração da água nos vazios do solo se dá devido à sucção, e esta é função do grau de saturação ao início da estação chuvosa, a velocidade de infiltração será maior, diminuindo com o aumento da saturação do solo, tendendo a se igualar à permeabilidade do solo saturado.

É importante a determinação da profundidade alcançada pela frente de saturação a cada chuva. LUMB ³⁰ forne

ce as seguintes expressões, admitindo que a quantidade de água infiltrada é igual ao potencial de infiltração do solo.

1. Para Determinação da Velocidade de Infiltração na Superfície:

$$v = n (S_f - S_0) \left(\frac{D}{\pi} \right)^{1/2} \cdot t^{-1/2} + k_1 \quad (V.1)$$

2. Para Determinação da Profundidade Alcançada pela Frente de Saturação num Tempo t

$$h = (Dt)^{1/2} + \frac{k_1 t}{n (S_f - S_0)} \quad (V.2)$$

onde:

n = porosidade do solo

S_f = grau de saturação final do solo

S_0 = grau de saturação inicial

D = parâmetro de difusão - média entre S_0 e $S_f \rightarrow (L^2/T)$

k_1 = permeabilidade do solo saturado $\rightarrow (L/T)$

Sendo S_0 para uma chuva particular dependente da quantidade de água infiltrada anteriormente, os parâmetros D , S_0 e S_f , nas Equações (V.1) e (V.2) serão afetados a cada nova chuva e, para determinação de v e h , torna-se necessário a medição de S_0 e S_f para cada chuva.

De acordo com LUMB [30], o solo dentro dos limites da frente de saturação atingirá saturação plena, apenas numa faixa muito próxima à superfície, apresentando saturação en

tre 0,8 e 0,9 até a profundidade h , caindo então, a saturação drasticamente para o valor inicial (Figura (V.2)).

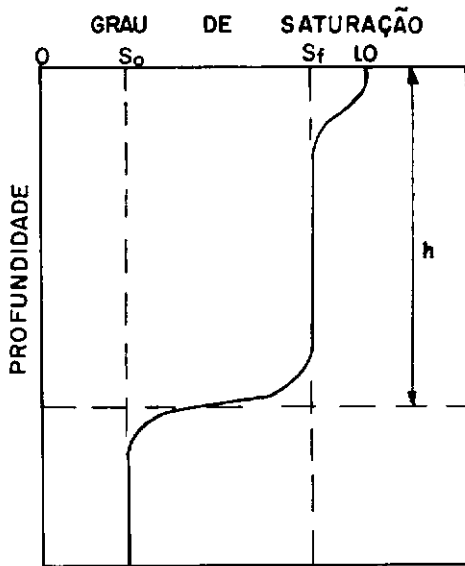


Fig. V.2. Variação do grau de saturação com a profundidade, durante a infiltração. (Apud Lumb-1962.b)

De acordo com as Equações (V.1) e (V.2), observa-se que a saturação inicial do solo é mais importante que a intensidade da chuva, para conduzir a uma frente de saturação mais rapidamente. Uma vez que a velocidade de avanço da frente de saturação a cada chuva depende do grau de saturação inicial S_0 , sendo maior para graus de saturação iniciais maiores. Com isso apesar do potencial de infiltração ser menor ao final da estação chuvosa, devido à queda da sucção, a velocidade de avanço da frente de saturação será maior e, como consequência, aumenta a probabilidade de ruptura, quanto mais se aproxima o final da estação chuvosa.

A profundidade atingida pela frente de saturação na qual ocorre ruptura ($h_{\text{crítico}}$) pode ser determinada por re-

tro-análise, para um fator de segurança igual a 1 e utilizando-se parâmetros de resistência saturados, MORGENSTERN & MATOS ^[37], e sendo conhecida a profundidade h_{crit} , é possível determinar o grau de estabilidade de um talude para uma determinada chuva de intensidade e duração conhecidas.

Segundo estes autores, em solos homogêneos, as rupturas devidas à infiltração de água das chuvas tendem a ser planares e rasas, sendo subparalelas à superfície do solo, devido ao avanço uniforme da frente de saturação, raramente atingindo profundidades maiores que 3 a 6 metros, situando-se bem acima do nível d'água permanente. Porém, como os solos residuais, na maioria das vezes não se apresentam homogêneos, as rupturas tendem a se desviar da forma planar. Na Tabela (V.1)) de MORGENSTERN & MATOS ^[37] são classificados os tipos de ruptura de acordo com a intensidade da chuva e o tipo de solo.

TIPO DE SOLO INTENSIDADE DA CHUVA	SOLO HOMOGÊNIO	SOLO HETEROGÊNIO
CHUVA DE INTENSIDADE NORMAL	DESLIZAMENTO PLANAR DESLIZAMENTO ROTACIONAL	ROLAMENTO
CHUVA DE INTENSIDADE ELEVADA	AVALANCHE ESCOAMENTO RÁPIDO	ESCORREGAMENTO COMPLEXO

Tabela V.1- Classificação de Escorregamentos Devido a Intensidade das Chuvas (Apud Morgenstern & Matos - 1975)

De acordo com LUMB ^[32], se a frente de saturação atingir uma camada de solo mais grosso ou mais fofo, com permeabilidade maior, a velocidade continuará a ser controlada pela permeabilidade da camada superior, podendo a quantidade de água

que penetra na camada inferior ser insuficiente para produzir uma frente de saturação ampla; se esta chegar a se saturar, se rã com velocidade muito menor e de maneira difusa. O mesmo acontecendo no caso de solos que possuam cobertura vegetal ou outra qualquer menos permeável, ou quando a intensidade da chuva caída for menor que a permeabilidade do solo.

No caso de taludes em que a altura crítica se encontra a grandes profundidades, não é de todo impossível que uma chuva de maior intensidade e duração venha eventualmente a atingi-la principalmente, se a camada de solo possuir sistema de juntas reliquiarias e fendas superficiais, favorecendo uma maior infiltração.

Segundo estes autores uma vez que, nestes casos, a ruptura se deve unicamente à infiltração da água das chuvas através da superfície do solo; o meio eficaz de combate à escorregamentos é a adoção de sistemas de drenagem superficial eficientes e impermeabilização da superfície principalmente, onde houver fendas abertas; podendo esta impermeabilização ser feita com plantio de grama, quando a inclinação do talude permitir sua fixação ou então, através de camada impermeabilizante de solo-cimento por exemplo.

V.2 - EFEITO DA ÁGUA SUBTERRÂNEA NA ESTABILIDADE DE TALUDES

No Capítulo III foram descritos taludes naturais oriundos de rochas ígneas e metamórficas e também taludes formados por colúvios em que se apresentava como um processo frequente de perda de estabilidade ou mesmo ruptura, o acúmulo de água em veios mais permeáveis com conseqüente elevação do nível pie

zométrico e desenvolvimento de forças de percolação e pressões neutras, provocando uma diminuição das tensões efetivas e aumento das tensões cisalhantes, com perda da resistência ao cisalhamento do solo.

Para explicar a influência da direção da percolação da água na estabilidade de taludes, CEDERGREN ^[9] apresenta um exemplo simplificado de um talude sujeito a situações distintas de fluxo d'água, onde a estabilidade foi analisada graficamente para uma fatia unitária (a, b, c, d) e considerando o talude infinito, homogêneo, isotrópico e sem coesão, com a superfície de ruptura subparalela à superfície do talude, onde analisou a estabilidade através da relação N/T , a qual chamou de índice de estabilidade relativa, N e T são respectivamente as componentes normal e tangencial da resultante de forças R da fatia (Figura (V.3)).

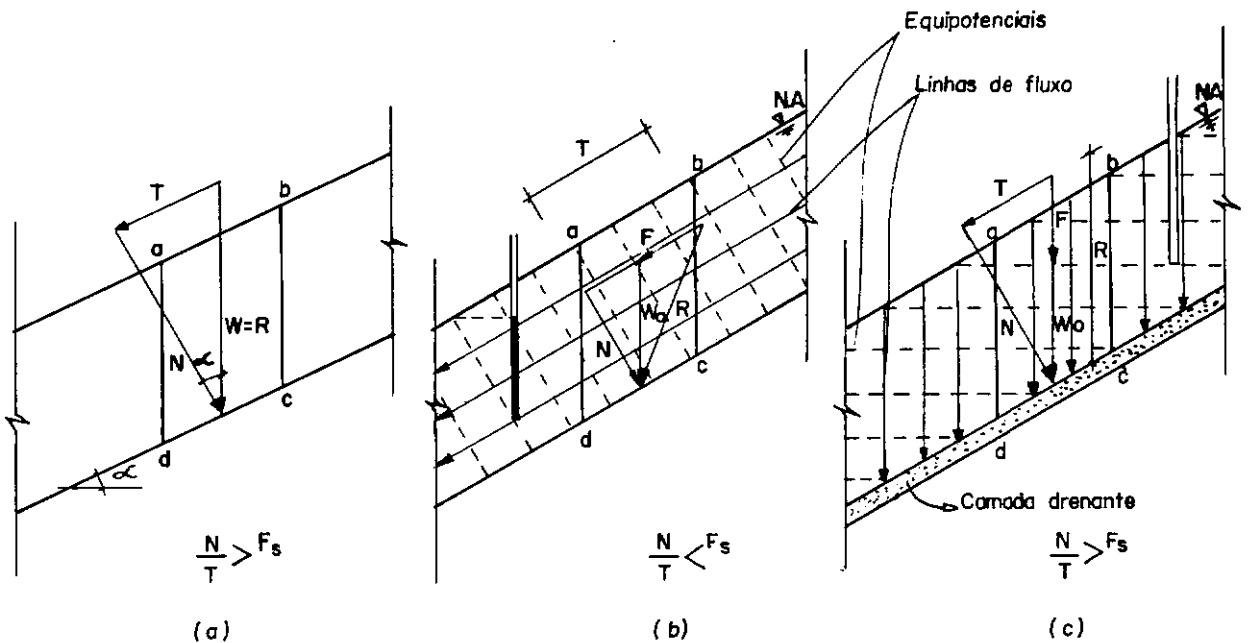


Fig. V.3. Influência da Direção da Percolação da Água na Estabilidade de Taludes.
(Apud Cedergren- 1966)

onde,

W = peso total da fatia a,b,c,d,

W_0 = peso submerso da fatia

R = resultante de forças da fatia

N = componente normal de R

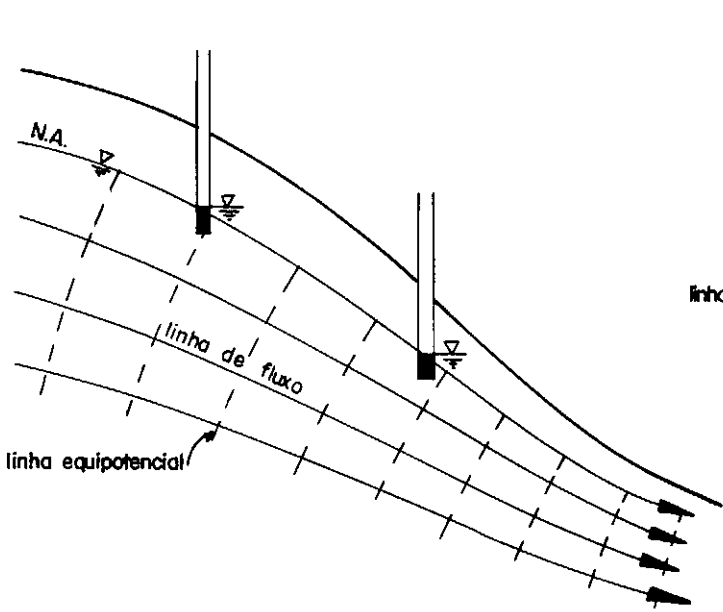
T = componente tangencial de R

F = força de percolação na fatia

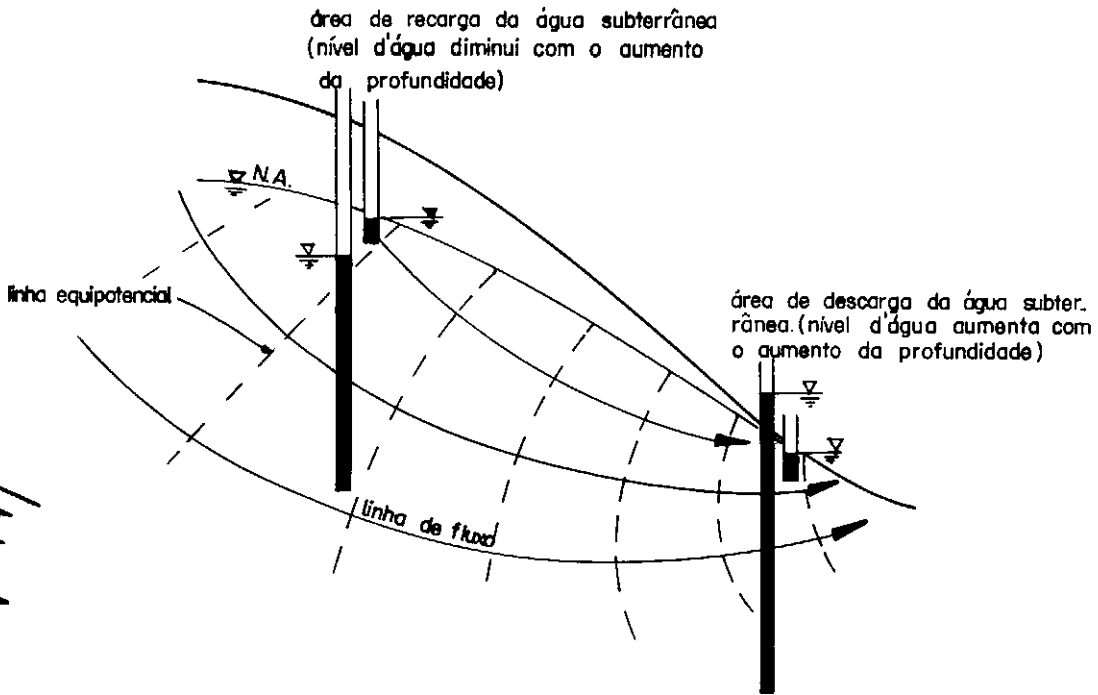
O caso (a) representa a situação de talude seco e portanto, sem fluxo d'água onde, a resultante de forças se iguala ao peso total da fatia, resultando em situação estável com $N/T > F_s$. Os casos (b) e (c) representam a situação de solo saturado com nível d'água à superfície, onde a direção do fluxo d'água vai definir a estabilidade do talude. No caso (b), o fluxo se dá paralelamente à superfície do talude onde, a resultante das forças foi obtida a partir de W_0 e F respectivamente, peso submerso da fatia e força de percolação atuante, resultando em uma componente tangencial maior e componente normal menor que no caso de talude seco, acarretando em um índice de estabilidade N/T menor que o anterior. Em (c) existe uma camada inferior mais permeável, provocando uma mudança na direção do fluxo, tornando-o vertical, deixando de ser prejudicial a força de percolação, ao contrário, contribuindo para aumentar a estabilidade, fazendo aumentar a componente normal da resultante e diminuir a componente tangencial e com isto a relação N/T é idêntica ao caso de talude seco. A mudança da direção do fluxo afeta também, as pressões neutras atuantes no maciço, como pode ser visto em (b) e (c) a partir das equipotenciais, no caso de fluxo vertical elas são nulas em qualquer ponto do talude.

Uma característica do fluxo d'água em taludes naturais, apresentada por PATTON & HENDRON [44], que no caso de taludes constituídos por solos residuais com camada superior menos permeável ou taludes cobertos com espessa camada de colúvio na região do pé, tende a reduzir ainda mais a estabilidade, e que, ao contrário do representado normalmente na bibliografia como sendo exclusivamente subparalelo à superfície (Figura (V.4a)), o fluxo varia de direção ao longo do talude, existindo um gradiente de pressões neutras descendente em sua parte superior induzindo a um fluxo também descendente e, um gradiente de pressões neutras ascendentes na parte inferior, levando a um fluxo ascendente, transformando a região do pé do talude em uma área de descarga da água subterrânea e, na parte central do talude o fluxo é aproximadamente paralelo à sua superfície (Figura (V.4b)). No caso dos taludes citados acima, a instabilidade se dá devido ao bloqueio da água que tende a sair do talude na região do pé, pela presença de uma camada superior de material menos permeável, provocando uma elevação do nível piezométrico no interior do talude, agravando-se esta situação durante chuvas mais fortes, quando o nível piezométrico tende a elevar-se ainda mais principalmente, se o talude possuir caminhos preferenciais de infiltração.

Em relação à configuração de fluxo d'água subterrânea, apresentada por PATTON & HENDRON [44], pode haver variações significativas, quando ocorrerem áreas de descarga ou recarga localizadas ou quando a permeabilidade no interior do talude não for uniforme. Como no caso apresentado por SANDRONI [50] onde o fluxo de água em um talude composto por um colúvio de



A- Fluxo d'água assumido paralelo ao nível d'água
 (Encontrado normalmente na literatura geotécnica mas raramente na prática.)



B- Fluxo d'água típico em taludes "homogeneos"
 (Patton e Hendron -1974)

Fig.V.4_ Comparação do Fluxo D'água em Taludes

origem gnaissica sobrejacente a uma camada de solo residual, se apresentava ascendente na sua parte superior, descendente na região do pé e subparalelo à superfície em sua parte central, devendo este fato possivelmente, ser devido à origem de uma nascente subterrânea na parte superior, e a zonas mais permeáveis na parte inferior, abaixo da zona de descarga natural. Desse fato, chegamos à conclusão de que para uma análise adequada da estabilidade de taludes sujeitos a lençóis d'água subterrâneos, a determinação da configuração do fluxo d'água deve ser feita por meio de uma intensa investigação de campo com uso de piezômetros. A este respeito DEERE & PATTON ¹⁴ comentam que é preciso compreender-se o sistema de fluxo regional da água subterrânea sendo este, suplementado pelo conhecimento detalhado das condições do fluxo d'água em um talude particular, antes que seja feita uma análise confiável dos efeitos da água subterrânea em um problema de estabilidade de taludes.

TÖTH ⁶⁴ cita entre os vários fatores indispensáveis ao conhecimento do movimento da água subterrânea em uma área, a localização e extensão das áreas de recarga e descarga, direção e velocidade do fluxo em qualquer ponto da região e a profundidade alcançada pelo sistema de fluxo.

V.3 - USO DE SISTEMAS DE DRENAGEM PROFUNDA

Para combater os efeitos prejudiciais da água subterrânea, o método mais eficaz vem a ser a utilização de sistemas de drenagem profunda, com uso de galerias e túneis, drenos verticais, trincheiras drenantes e drenos sub-horizontais profundos.

Estes dispositivos irão remover a água subterrânea do interior do solo, eliminando o excesso de pressões neutras e reduzindo as forças de percolação e/ou direcionando-as em sentido mais favorável à estabilidade.

STANIC ⁵⁷ comenta que em sistemas de drenagem profunda os melhores efeitos são alcançados quando as pressões neutras na zona de ruptura são reduzidas ao máximo, sendo isto possível, quanto mais próximo da zona de ruptura forem os drenos instalados e na direção da máxima inclinação do talude. Também, o rebaixamento do nível d'água, não é de importância primordial, sendo a mudança da configuração da rede de fluxo o ponto crucial na estabilização de taludes através sistemas de drenagem. Partindo deste princípio, a drenagem profunda não se aplica a extratos mais permeáveis, de fácil remoção da água subterrânea como também, a materiais compressíveis de baixa permeabilidade.

As galerias e túneis são utilizadas na remoção da água subterrânea, quando comprimento e custo não são fatores importantes pois, o custo é elevado e a execução trabalhosa; sendo mais recomendados para grandes escorregamentos. Nas galerias e túneis é possível dispor-se de um sistema secundário de drenagem, através de perfurações executadas nas suas paredes.

De acordo com BARATA ⁴, o Brasil necessita desenvolver técnicas de escavação de galerias e túneis, sendo este um problema complexo em se tratando de solos residuais e de talus com presença de pedras, matacões e bloco de rocha.

Os drenos verticais são poços escavados no solo normalmente, preenchidos com areia, funcionando de maneira a coletar a água do solo, sendo esta removida por bombeamento ou sifonamento contínuo pela superfície, ou sendo descarregada em outro sistema de drenagem profunda.

Em áreas altamente estratificadas, compostas por camadas de elevada permeabilidade e inclinação suave, entremeadas com argila plástica; a utilização de drenos verticais em conjunto com drenos sub-horizontais, tem se mostrado bastante eficiente. Os drenos verticais perfuram as camadas de argila menos permeável, conduzindo a água coletada das camadas mais permeáveis aos drenos sub-horizontais.

As trincheiras drenantes são juntamente com os drenos sub-horizontais, os sistema mais largamente usados na estabilização de encostas.

Segundo STANIC ^[57] as trincheiras drenantes vêm a ser o método mais indicado para estabilização de escorregamentos pouco profundos provocados pela presença de água subterrânea.

As trincheiras drenantes são normalmente estreitas e alinhadas no sentido longitudinal ao talude, de modo a diminuir o risco de reativação do escorregamento durante a escavação. A cota inferior das trincheiras drenantes deve atingir a superfície de ruptura, o que normalmente é alcançado com trincheiras de aproximadamente 2 metros de profundidade, podendo sob certas condições chegar a 6 metros. O espaçamento máximo deve

ser inferior a 20 metros.

Normalmente, o dimensionamento de trincheiras drenantes para estabilização de taludes é feito de maneira empírica, calculando-se o rebaixamento do nível piezométrico na superfície de ruptura, necessário para alcançar-se o aumento do fator de segurança desejado, e o número de trincheiras para produzir tal rebaixamento, calculado com base na experiência, HUTCHINSON [20]. Também HUTCHINSON [20] apresenta vários exemplos de escorregamentos em taludes naturais, onde a instalação de trincheiras drenantes tem sido bem sucedida na estabilização. Em taludes de cortes existem registros de vários casos de ruptura subsequente à instalação das trincheiras, sendo a causa mais provável a acentuada inclinação dos taludes e ao comprimento insuficiente dos drenos.

Quando a superfície de ruptura encontrar-se a uma profundidade inviável para instalação de trincheiras drenantes, torna-se necessário o uso de drenos sub-horizontais profundos. Constituem-se estes por perfurações executadas da superfície para o interior dos taludes com inclinações suaves e revestidas com tubos perfurados ou porosos de diâmetro normalmente entre 0,05 a 0,20m.

Os drenos sub-horizontais começaram a ser instalados de maneira mais sistemática a partir de 1939 na Califórnia pela "California State Division of Highways". Ver por exemplo, STATON [58], ROOT [47] e SMITH [55], onde é descrito o processo de perfuração e instalação de drenos. LACERDA [24], fala sobre o emprego de drenos sub-horizontais em solos residuais de origem granito-gnaissica, técnica de instalação e sobre problemas en-

volvidos durante a execução.

As primeiras instalações utilizavam tubos de aço perfurados desprovidos de filtros, ficando propensas à corrosão e colmatção. Como tentativa de melhoramento inicialmente, passou-se a utilizar tubos com os 6m próximos à saída, isentos de perfurações, para evitar entupimento em decorrência da entrada de raízes das árvores nos furos. Mais recentemente tem-se utilizado tubos plásticos providos com diferentes dispositivos de filtragem, tendo-se verificado que drenos sub-horizontais sem a proteção adequada de filtros, tendem a sofrer colmatção após 10 a 20 anos de uso.

Por serem de instalação relativamente fácil e rápida, os drenos sub-horizontais são muito indicados para uso em taludes de solos residuais com água subterrânea se distribuindo de maneira errática em veios mais permeáveis quando então, torna-se necessário a instalação de um grande número de drenos espalhados pelo talude, para recolher a água diretamente onde ela se encontra. Desta forma, fornecendo um resultado muito melhor que a instalação de um número reduzido de galerias ou túneis. O dimensionamento de sistemas de drenagem, é comumente feito preliminarmente a partir de uma investigação de campo com uso de sondagens e reconhecimentos geológicos, sendo dependente das características de drenagem do solo, quantidade de água interceptada e tamanho e forma do escorregamento envolvido. A localização, espaçamento e comprimento finais são determinados durante a instalação, sendo o volume de água extraído de cada perfuração o principal fator desta determinação como pode ser observado no artigo de TEIXEIRA & KANJI [62].

O espaçamento entre drenos sub-horizontais situa-se normalmente, entre 8 a 30 metros, podendo ser instalados em vários níveis, se as condições topográficas o permitirem. O comprimento desejável para os drenos situa-se entre 30 a 60 metros existindo porém, instalações onde os drenos chegam a atingir 100 metros ou mais. Sua inclinação deve situar-se entre 5 a 20%, sendo o ideal em torno dos 10%.

A partir de observações feitas no campo em que drenos sub-horizontais mesmo apresentando vazões quase nulas, melhoravam sensivelmente a estabilidade de maciços como descrito por NUNES [41], devendo-se isto ao fato de que, principalmente, para solos argilosos, a melhora da estabilidade deve-se muito mais à mudança de direção das forças de percolação para uma posição mais estável, com conseqüente redução das pressões neutras, do que ao volume de água drenado.

Chegou-se à conclusão que o critério adotado para determinação do número de drenos e comprimento necessário para estabilização, baseados unicamente na vazão de saída d'água, não ser o mais conveniente.

Mais recentemente, tem sido feito alguns estudos numa tentativa de se obter critérios mais apropriados de dimensionamento de sistemas de drenagem mais eficientes baseados na configuração da rede de fluxo.

KENNEY et al [22], a partir do uso de modelos reduzidos com medidas de pressões neutras obtidas por meio de

piezômetros instalados, para evitar-se as dificuldades da determinação analítica da superfície freática para as várias configurações de sistemas de drenos, realizou um estudo objetivando a determinação do comprimento e espaçamento necessários de drenos sub-horizontais para se obter um determinado incremento no fator de segurança de taludes de solos de permeabilidade elevada, não levando em conta portanto, o fator tempo. Os modelos adotados procuraram abranger as condições de talude e água subterrânea encontrados mais freqüentemente na natureza (Figura (V.5)), tendo sido excluídos os taludes suaves por não serem indicados para utilização de drenos sub-horizontais. O solo foi considerado homogêneo e isotrópico.

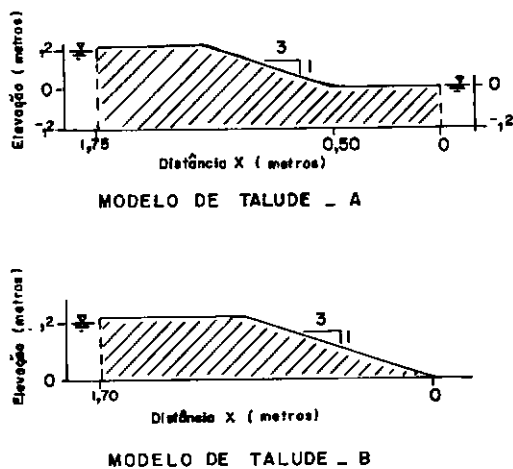
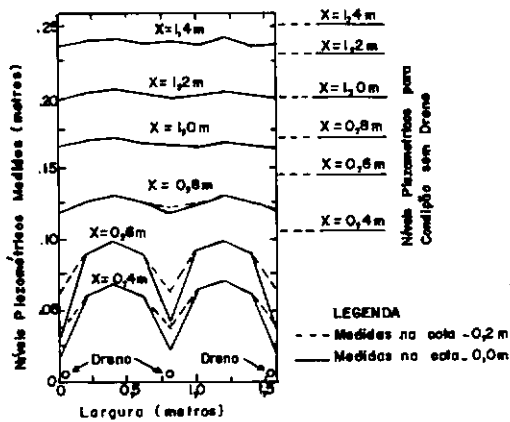


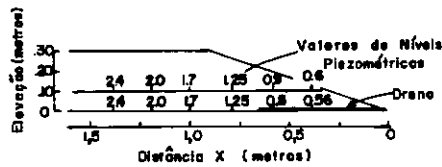
Fig.V.5_ Condição Geométrica e de Pressões Neutras Usadas nos Ensaios de Percolação de Kenney et al (1974).

Para cada talude estudado foram admitidos comprimentos de drenos variáveis e, para cada comprimento adotado, foi instalado primeiramente um dreno, depois dois drenos e assim sucessivamente, sempre reduzindo o espaçamento entre drenos a me-

tade a cada nova medição, com leituras do nível piezométrico sendo feitas após ser alcançado regime estacionário. Na Figura (V.6) vê-se a configuração da superfície freática antes e depois da instalação dos drenos onde se observa a mudança de fluxo planar antes da introdução dos drenos para tridimensional após sua instalação.



(a) MEDIDAS DOS NÍVEIS PIEZOMÉTRICOS



(b) MÁXIMOS NÍVEIS PIEZOMÉTRICOS MÉDIOS PARA TALUDES DE LARGURA IGUAL A 1,0m.

Fig.V.6_ Resultados Típicos de Níveis Piezométricos Obtidos dos Ensaios de Percolação em Modelo Reduzido ($L=,68m$, $S=,80m$) (Apud Kenney et al - 1974)

Para cada sistema instalado, foi feita análise de estabilidade baseada no método de Bishop para determinação do fator de segurança, tendo sido necessário transformar a configuração da superfície freática tridimensional para uma análoga bidimensional. Para isso considerou-se duas situações de estabilidade: estabilização geral, onde é analisada uma grande

extensão do talude e se deseja que a melhoria atinga toda a massa; neste caso, a largura do talude (L) envolvida é maior que 4 vezes o comprimento (H) - ($L > 4H$). A outra situação vem a ser a estabilização local, indicada quando se deseja o melhoramento máximo de uma pequena parte do talude, com um número reduzido de drenos, sendo neste caso ($L < 4H$).

Os resultados da análise estão apresentados na forma de ábacos, onde as medidas de comprimento de dreno (L) e espaçamento entre drenos (S) aparecem de forma adimensional sendo divididas pela altura do talude (H); e o fator de segurança é dado pela expressão $\Delta F/F_0$ (Figura V.7).

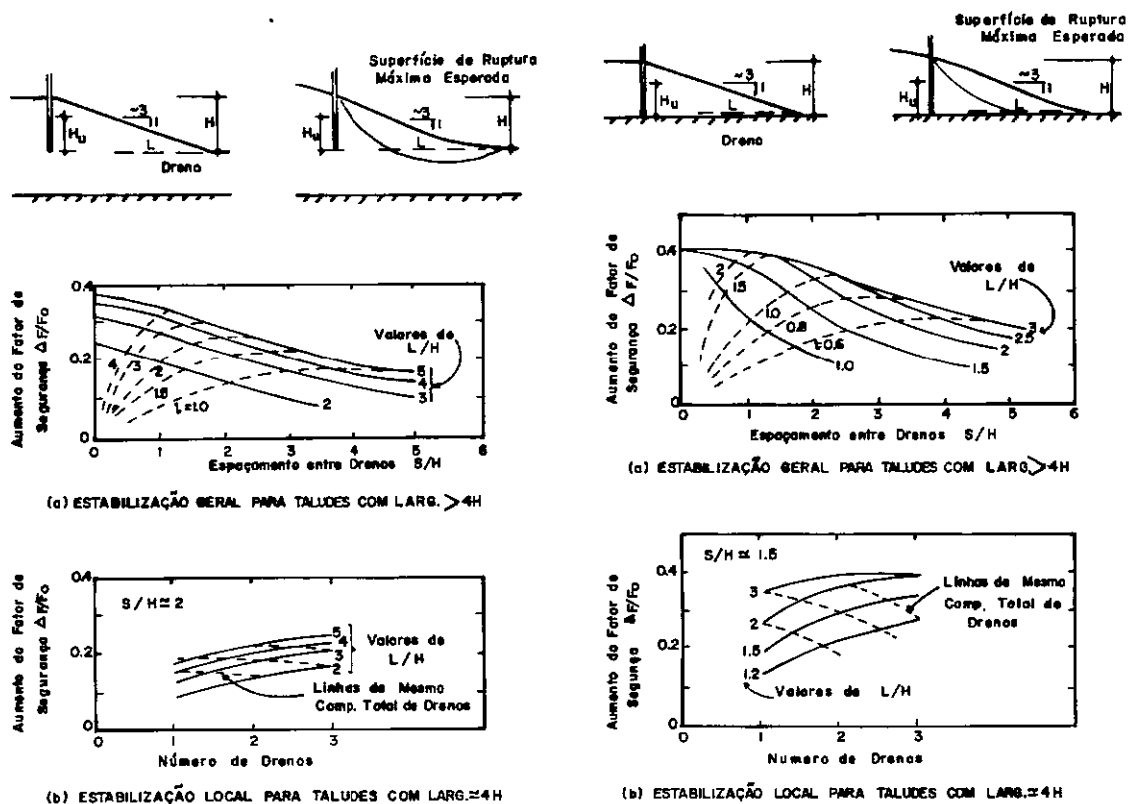


Fig. V.7. - Ábacos para Dimensionamento de Drenos Sub-Horizontais para os Modelos (a) e (b), com Condição de Nível D'água Correspondentes a $H_u/H = 0,5-0,7$. (Apud Kenney et al - 1974)

Onde:

S = espaçamento entre drenos

L = comprimento dos drenos

F_0 = fator de segurança antes da instalação dos drenos

F = fator de segurança após a instalação dos drenos

$\Delta F = F - F_0$

$$\lambda = \frac{\text{comprimento total de drenos}}{\text{comprimento total do talude}} = \frac{\sum L}{\sum S} = \frac{L/Hu}{S/Hu}$$

Hu = medida das condições de pressão neutra no talude

H = altura do talude

Estes λ podem ser usados para taludes com inclinação entre 1:1,25 a 1:1,35 em relação a Hu/h entre 0,5 a 0,7. Em taludes com inclinação superior a este intervalo, os resultados ficam subestimados e para inclinações inferiores os λ superestimam a influência dos drenos.

As curvas λ representam o comprimento total de drenos instalados por unidade de talude. Nestas curvas λ medida que diminui o espaçamento entre drenos, cai o valor do fator de segurança deste modo, obtêm-se um fator de segurança maior com um número menor de drenos longos do que com um número maior de drenos curtos.

Na determinação da escolha do sistema de drenagem, uma maneira é entrar-se nos λ com o incremento de fator de segurança desejado ($\Delta F/F_0$), e com este, buscar-se pela

curva λ de menor valor. Da interseção obtêm-se os valores ótimos de S/H e L/H .

NONVEILLER ^[39] utilizou o método das diferenças finitas para análise do fluxo tridimensional através de drenos sub-horizontais em taludes de alta e baixa permeabilidade homogêneos e isotropia em relação à permeabilidade. O programa utilizado pode ser adaptado para casos de taludes estratificados e de permeabilidade anisotrópica.

Para taludes constituídos por materiais permeáveis, NONVEILLER ^[39] realizou um estudo paramétrico para verificação da influência do espaçamento entre drenos e seu comprimento na estabilidade de taludes, onde os resultados estão expressos na forma de ábacos para taludes com inclinações de 1:2 e 1:3 (Figura V.8). Tendo chegado a resultados semelhantes aos de KENNEY et al ^[22], ou seja, o comprimento total de drenos necessário para provocar um determinado aumento no fator de segurança diminui com o uso de drenos mais longos e mais espaçados. Também verificou que, em taludes mais suaves é necessário um comprimento maior de drenos para se atingir um determinado incremento do fator de segurança. Em relação ao emprego de drenos sub-horizontais em vários níveis, comparado com drenos instalados apenas no pé do talude, analisando um plano na vertical verificou que, para um mesmo comprimento total de drenos, o aumento do fator de segurança é maior no caso de um único dreno longo instalado no pé do talude do que vários drenos curtos espalhados ao longo de sua altura. Ou seja, tanto em um plano na horizontal, quanto na vertical prevalece a mesma regra, para um mesmo com-

primeto total de drenos, quanto menos drenos forem usados, maior será o aumento do fator de segurança.

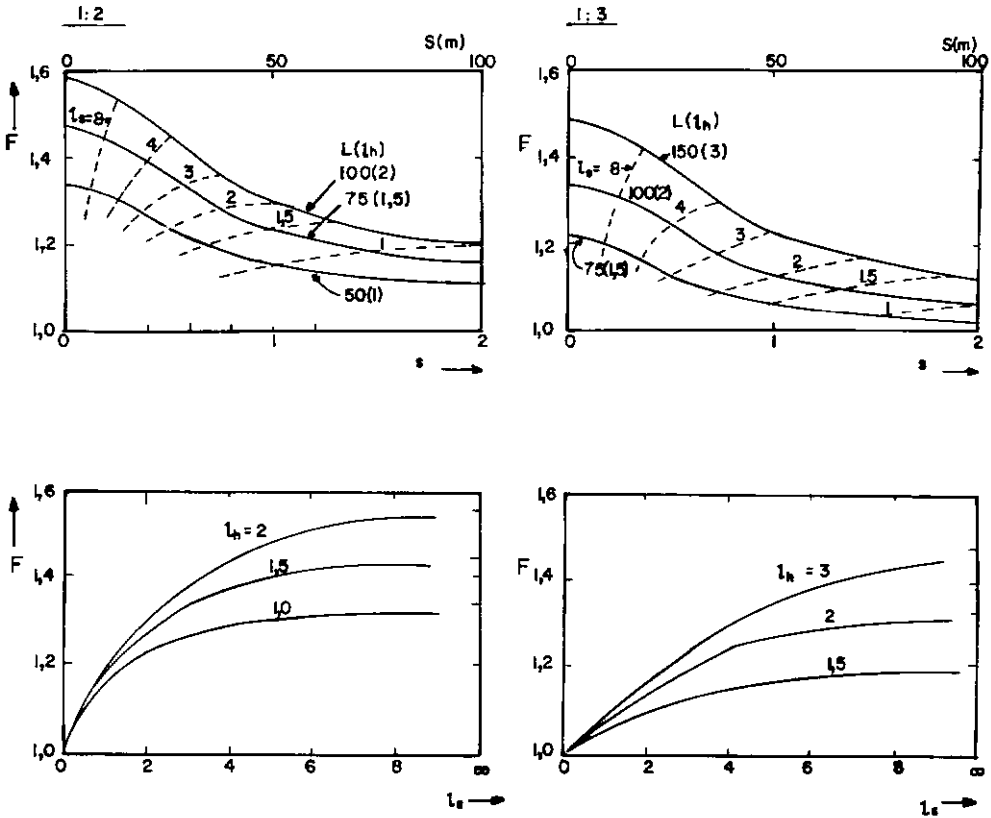


Fig.V.8. Representação Paramétrica da Eficiência de Drenos Sub-Horizontais em Taludes Arenosos de Inclinação 1:2 e 1:3. (Apud Nonveiller - 1981)

$$s = S/H_i$$

$$l_s = L/S$$

$$l_h = L/H_i$$

$$F = F_d/F_0$$

S = espaço entre drenos

L = comprimento dos drenos

H_i = diferença de carga hidráulica atuante

$$F = F_d/F_0$$

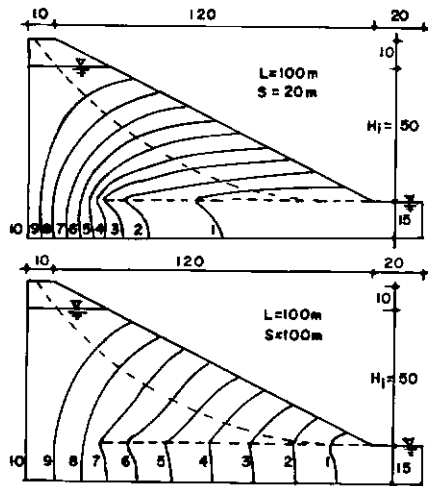
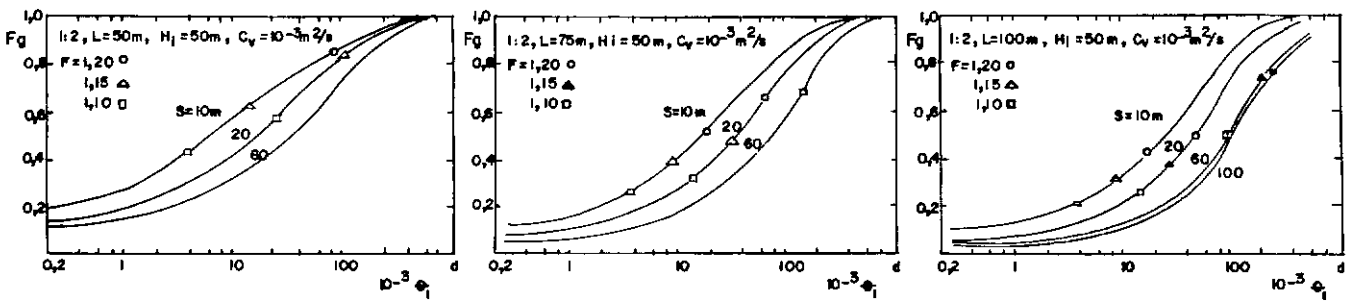


Fig.V.9. Linhas Equipotenciais Médias de Talude Permeável com Inclinação 1:2, $L=100\text{m}$, $S=20$ e 100m . (Apud Nonveiller -1981)

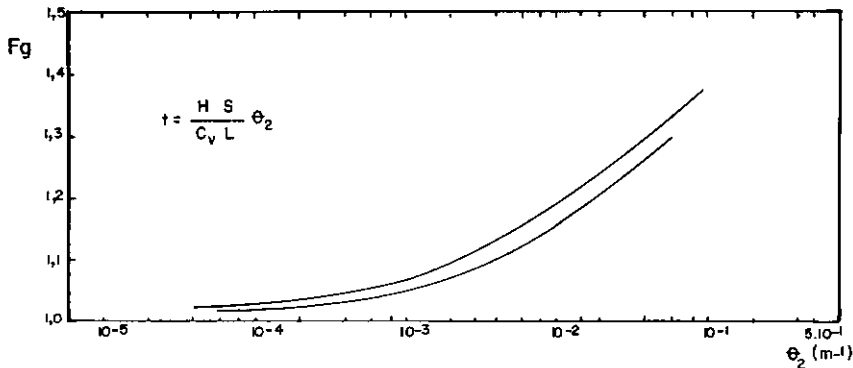
STANIC ^[57] recomenda que o dimensionamento de sistemas de drenagem profunda para uso em taludes, seja feito para condição crítica de nível d'água fixo, ou seja: os drenos instalados devem reduzir as pressões neutras a um mínimo, sem considerar que haja rebaixamento do nível piezométrico (Figura (V.9a)). No caso de solos muito permeáveis, com o dimensionamento feito levando-se em conta o rebaixamento do lençol freático, uma chuva mais forte infiltrando-se rapidamente no talude, pode ultrapassar a capacidade dos drenos em remover a água do talude, levando ao afogamento dos drenos, podendo o maciço retornar à condição de fluxo anterior à instalação dos drenos, com elevadas pressões neutras (Figura (V.9b)).

No caso de solos de baixa permeabilidade, o estudo de NONVEILLER ^[39] objetivou verificar a eficiência de sistemas de drenagem em função do tempo necessário para atingir-se

estabilização plena uma vez que, nestes casos, a dissipação das pressões neutras não é instantânea, dependendo diretamente da compressibilidade e permeabilidade do material do talude, sua geometria, comprimento e espaçamento entre drenos, tendo realizado um estudo paramétrico para analisar a influência desses fatores, apresentando os resultados na forma de ábacos (Figura (V.10)) para taludes de inclinação 1:2



a - Ganho de Estabilidade F_g versus Tempo Normalizado θ_1 para Comprimentos de Drenos $L = 50, 75$ e 100m .



b - Aumento de Fator de Segurança F versus Parametro de Tempo θ_2 para Taludes 1:2

Fig.V.10. Ábacos de Estabilidade para Taludes Argilosos de Inclinação 1:2 (Apud Nonveiller- 1981)

Onde, Figura (V.10a):

$$F_g = \frac{F_t - F_0}{F_d - F_0} = \text{representa o ganho de estabilidade normalizado}$$

$$\theta_1 = t C_v H_i^{-2} = \text{tempo normalizado}$$

Figura (V.10b):

$$F = \frac{F_t}{F_0}$$

e,

$$\theta_2 = t C_v L (H_i S)^2$$

em que:

F_d = Fator de segurança (F.S.) final, após atingir a condição de fluxo estacionário

F_t = F.S. em um determinado tempo t , após a instalação dos drenos

F_0 = F.S. no tempo $t = 0$, após a instalação dos drenos

t = tempo decorrido após a instalação

C_v = coeficiente de adensamento do solo

H_i = diferença de carga hidráulica atuante

L = comprimento do dreno

Segundo NONVEILLER [35], no caso de grandes escorregamentos de taludes compostos por materiais compressíveis

de baixa permeabilidade, é necessário que o ganho de estabilização a tempo infinito (F_d) seja da ordem de 20% ($F_d = 1,2 F_0$), e inicialmente, um ganho de 10% ($1,1 F_0$) já oferece alguma melhora. De acordo com exemplo apresentado no artigo, um ganho de $1,2 F_0$ pode ser conseguido em um mês para solos arenosos e siltosos (C_v entre 10^{-5} a 10^{-6} m²/s) e em seis meses em solos argilosos (C_v entre 10^{-6} a 10^{-7} m²/s) donde se observa, como seria esperado, o tempo necessário para alcançar-se um determinado ganho de segurança, aumenta com a diminuição do coeficiente de adensamento. Sendo assim, torna-se necessário um número maior de drenos longos, em taludes de alta compressibilidade e baixa permeabilidade, de modo a reduzir o tempo necessário para alcançar-se o fator de segurança desejado.

Os resultados obtidos por NONVEILLER [39] tem-se mostrado bastante satisfatórios, encorajando o uso de drenos horizontais em taludes argilosos principalmente, no caso desses apresentarem-se estratificados com veios mais permeáveis com inclinações compatíveis com as inclinações dos drenos.

LAU e KENNEY [26], a partir do estudo de um talude natural argiloso, onde foram instalados cinco drenos sub-horizontais de 0,05m de diâmetro, 35m de comprimento e espaçados de 23m (Figura (V.11)), instrumentado com piezômetros para obtenção da configuração da rede de fluxo; observaram que o raio de ação de drenos sub-horizontais em solos argilosos é da ordem de 1 a 2 metros, sendo função da carga hidráulica original, do tempo

decorrido entre instalação e medição e do diâmetro do dreno.

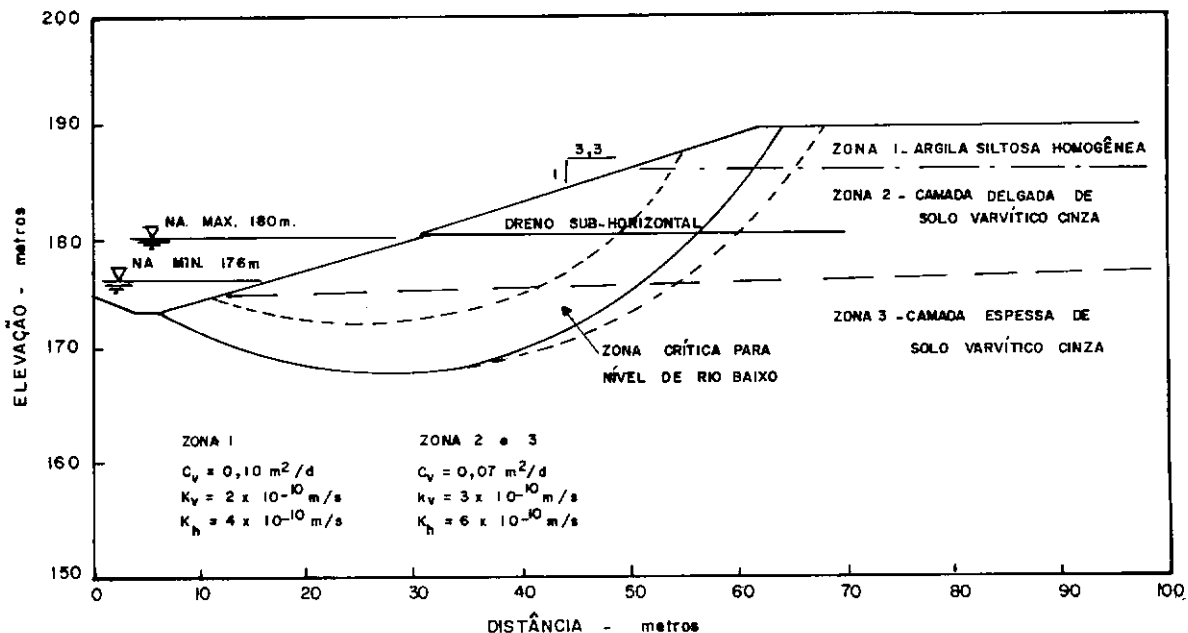


Fig.V.11. Seção Transversal do Talude Ensaiado por Lau & Kenney (1983)

Neste trabalho, para estudar-se a influência de sistemas de drenos horizontais, foi utilizado um programa de computador baseado no método das diferenças finitas, aplicável a problemas tridimensionais de adensamento e percolação de solos não-homogêneos e anisotrópicos. E para análise da estabilidade dos taludes por método bidimensional, foi criado um programa para converter os dados do estudo tridimensional das cargas piezométricas em um equivalente bidimensional.

Foi verificado que para o talude em questão seria necessário um período de cinco anos para que os drenos atin

gisse eficiência máxima e que o aumento do fator de segurança mínimo devido ao sistema de drenos estaria em torno de 5%.

Para verificar a influência do diâmetro do dreno, espaçamento e comprimento, inclinação e cota do dreno em relação à superfície crítica de ruptura; foi feito um estudo paramétrico, sendo utilizados três taludes, dois reais (Figuras (V.12) e (V.13)), e um hipotético (Figura (V.14)) onde foram testados diferentes sistemas de drenagem. Tendo sido observado que a diminuição do espaço entre drenos e o aumento do diâmetros dos mesmos, provoca um aumento na estabilidade do talude. A inclinação ótima dos drenos não é necessariamente a horizontal. Não se consegue nenhum benefício adicional, prolongando-se o comprimento dos drenos além do ponto onde a superfície de ruptura intercepta a superfície do solo. A posição da superfície crítica de ruptura variará de posição devido à instalação dos drenos e o grau de variação é função da localização dos drenos em relação à zona de escorregamento crítica. E quanto mais próximo da zona de ruptura crítica forem os drenos instalados, maior será o ganho de estabilidade. A velocidade em que se processa a melhoria da estabilidade de taludes argilosos é função do coeficiente de adensamento do solo (C_v), do diâmetro dos drenos, espaçamento entre drenos e sua posição em relação à zona crítica de ruptura.

Das observações feitas pode-se chegar às conclusões de que drenos sub-horizontais podem ser usados para melho

rar a estabilidade de taludes argilosos. Em solos argilosos com coeficiente de adensamento reduzidos ($C_v < 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$), o nível piezométrico a profundidades superiores a 7 metros, é estático não sofrendo influência das mudanças das condições hidráulicas na superfície. Com isso, pode-se considerar permanente a redução do nível piezométrico a partir desta profundidade, devido a drenos sub-horizontais sendo independente das precipitações.

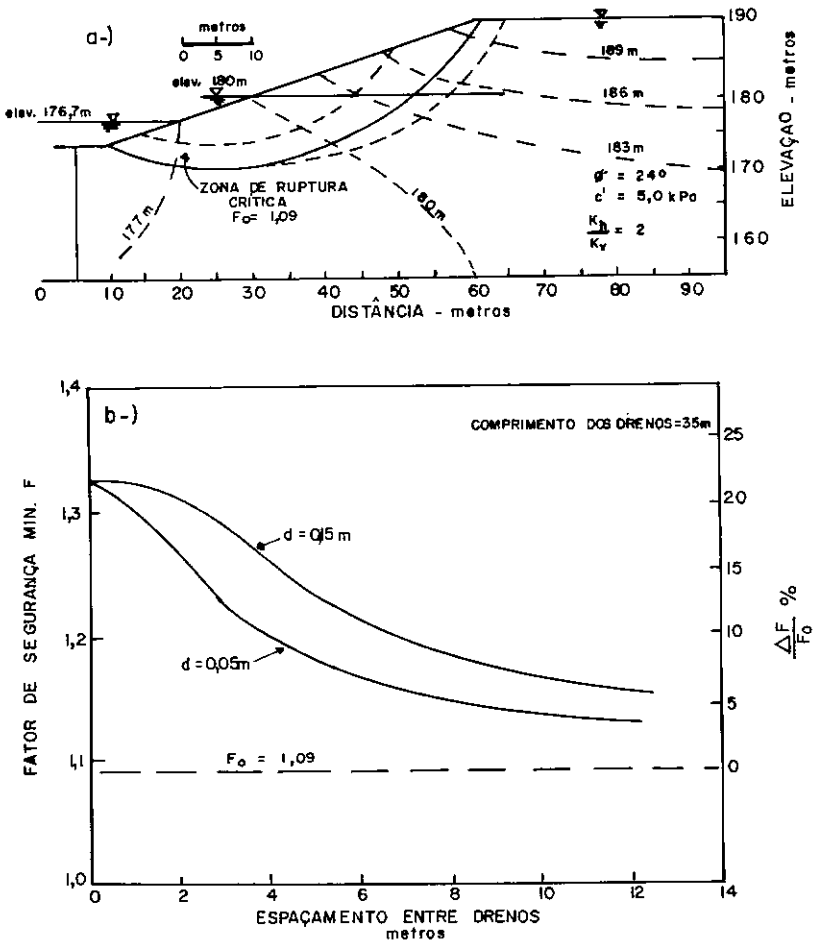


Fig.V.12_Talude de Wabi Creek-Analisado por Lau & Kenney (1983) com Elaboração de Estudo Paramétrico.

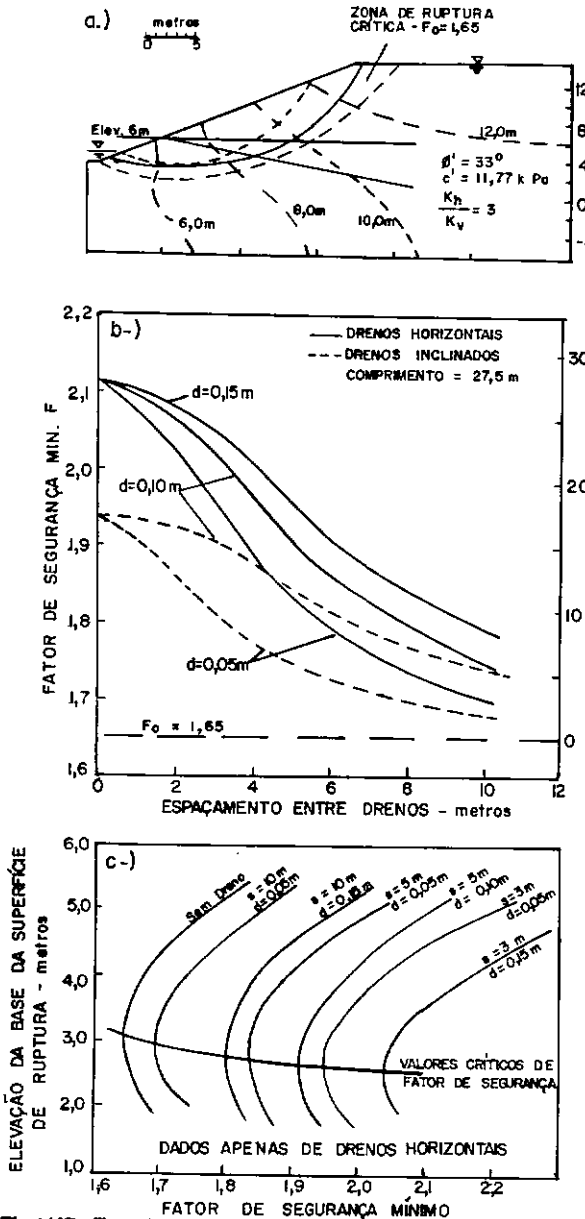


Fig.V.13. Talude de Rockcliffe - Análise por Lau & Kenney (1983), com Elaboração de Estudo Paramétrico

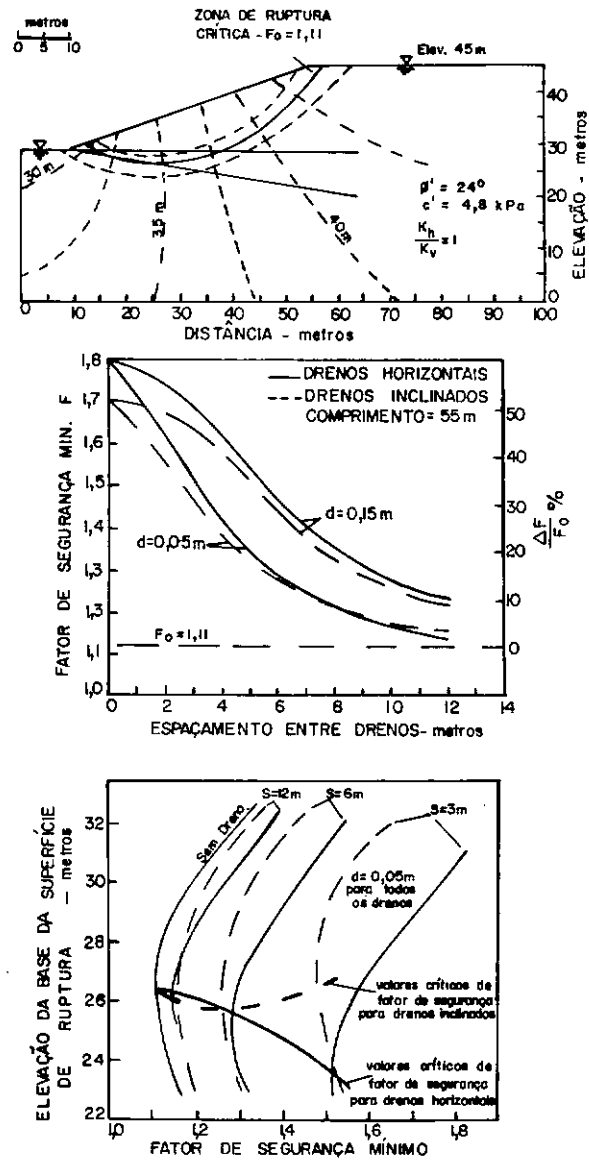
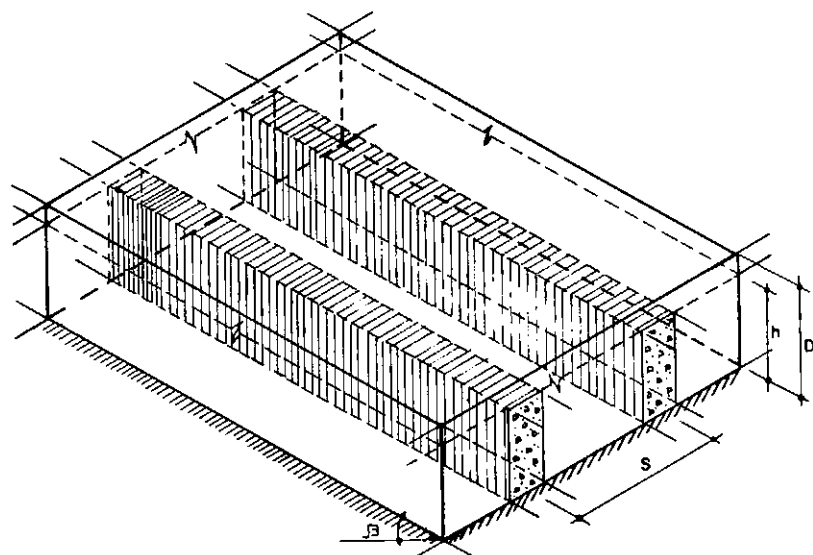


Fig. V.14. Talude Hipotético Análise por Lau & Kenney (1983), com Elaboração de Estudo Paramétrico

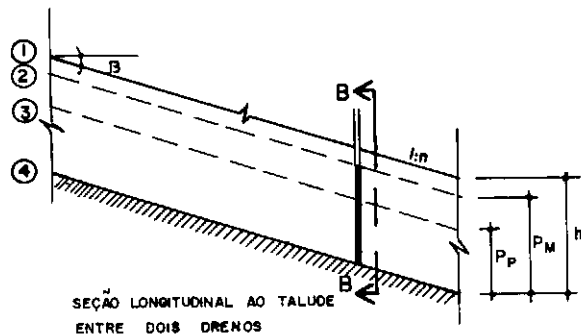
STANIC [57] realizou um estudo visando o dimensionamento de trincheiras drenantes, através do método dos elementos finitos, com uso de um programa de computador capaz de analisar fluxo estacionário em meio anisotrópico e não-homogêneo e também, problemas de fluxo planar, axissimétrico e tridimensional.

Neste trabalho não foi considerada a influência do tempo na variação das pressões neutras uma vez que, nas trincheiras drenantes o espaçamento entre drenos é muito reduzido, al

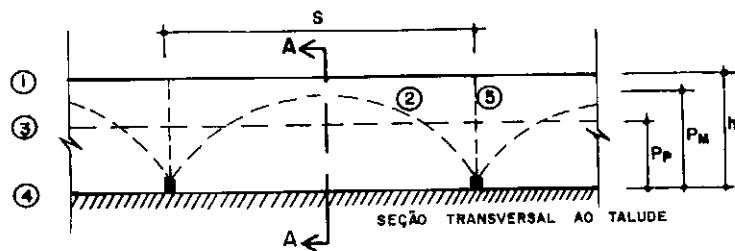


a-) PERSPECTIVA DO MODELO DE TALUDE COM TRINCHEIRAS DRENANTES

- ① NÍVEL D'ÁGUA
- ② MÁXIMO NÍVEL PIEZOMÉTRICO ENTRE DOIS DRENOS (P_M)
- ③ NÍVEL PIEZOMÉTRICO MÉDIO (P_P)



SEÇÃO LONGITUDINAL AO TALUDE ENTRE DOIS DRENOS



SEÇÃO TRANSVERSAL AO TALUDE

d-) SEÇÕES CARACTERÍSTICAS DE TALUDE COM TRINCHEIRAS DRENANTES

- ④ SUPERFÍCIE DE RUPTURA
 - ⑤ PLANO MÉDIO DO DRENO
- $1:n = 1g \beta$

Fig.V.15. Modelo de Talude com Trincheiras Drenantes Estudado por Stanic (1984)

cançando os drenos, sua eficiência máxima muito rapidamente, com isso, a solução fica independente do coeficiente de permeabilidade.

Foi considerado um talude infinito em todas as direções com inclinação β com a horizontal, com nível d'água paralelo à superfície do talude e não variável com o tempo e o solo homogêneo e com permeabilidade isotrópica, com profundidade da trincheira (h) indo do nível d'água à superfície de ruptura. A Figura (V.15) apresenta uma perspectiva do referido talude e duas seções transversais.

A partir do estudo paramétrico realizado chegou-se aos ábacos abaixo representados (Figura (V.16)), válidos para taludes com inclinação 1:2 e 1:8.

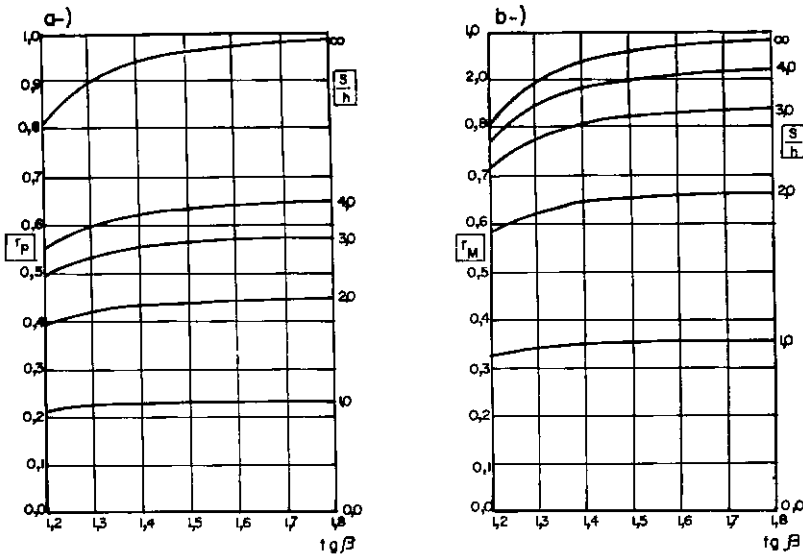


Fig. V.16. a-) Ábaco de Nível Piezométrico Normalizado Médio r_p , na Superfície de Ruptura.
b-) Ábaco de Nível Piezométrico Normalizado r_m , na Superfície de Ruptura.
(Apud Stanic-1984)

onde:

$$r_p = \frac{P_p}{h} \quad ; \quad r_m = \frac{P_m}{h}$$

e a razão $\frac{S}{h} = \infty$ compreende a situação sem dreno.

Os fatores influentes na mudança do nível freático são: a inclinação do nível d'água e da superfície de ruptura (β), o espaçamento entre drenos (S) e a altura do dreno (h), aparecendo S e h normalizados através do fator (S/h).

Para estudo da influência do rebaixamento do nível d'água na estabilidade do talude, considerou-se superfície de ruptura planar, obtendo-se a seguinte formulação para uma fatia de comprimento unitário (Figura (V.17)).

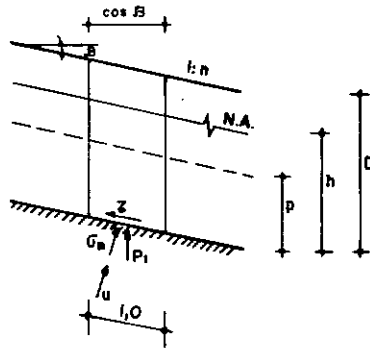


Fig.V.17 - Forças Atuantes em uma Fatia de Comprimento Unitário de Talude Infinito. (Apud Stanic - 1984)

Onde:

$$P_1 = \gamma D \cos \beta \rightarrow \text{reação na superfície de ruptura}$$

$$\tau = \gamma D \cos \beta \sin \beta \rightarrow \text{tensão cisalhante na superfície de ruptura}$$

$$\sigma_n = \gamma D \cos^2 \beta \rightarrow \text{tensão normal total}$$

$$u = p \gamma_w = r h \gamma_w \rightarrow \text{pressão neutra}$$

$$r = \text{nível piezométrico específico obtido do diagrama (Fig. (V.16))}$$

$$\gamma = \text{peso específico do solo}$$

γ_w = peso específico da água

$\tau_f = c' + (\sigma_n - \mu) \operatorname{tg} \phi'$ → resistência ao cisalhamento

c' → coesão efetiva do solo

$F_s = \frac{\tau_f}{\tau}$ → fator de segurança

$$F_s = \frac{c'}{\gamma D \operatorname{sen} \beta \cos \beta} + \frac{\cos \beta \operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{sen} \beta} - \frac{h \gamma_w r \operatorname{tg} \phi'}{\gamma D \operatorname{sen} \beta \cos \beta}$$

Denominando,

$$\frac{c'}{\gamma D} = N \quad \text{e} \quad \frac{\gamma_w h}{\gamma D} = M$$

temos:

$$F_s = \frac{N}{\operatorname{sen} \beta \cos \beta} + \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \beta} \cdot r \cdot \frac{M \operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{sen} \beta \cos \beta}$$

e

$$n = \frac{N}{\operatorname{sen} \beta \cos \beta} + \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \beta} \quad ; \quad m = \frac{M \operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{sen} \beta \cos \beta}$$

$$F_s = n - r \times m$$

onde,

n - representa o fator de segurança sem água

rm - o decréscimo do fator de segurança devido ao surgimento de pressão neutra na superfície de ruptura

São fornecidos ábacos para obtenção dos valores de n e m a partir de ϕ' , $\text{tg } \beta$, M e N (Figura (V.18) e (V.19)).

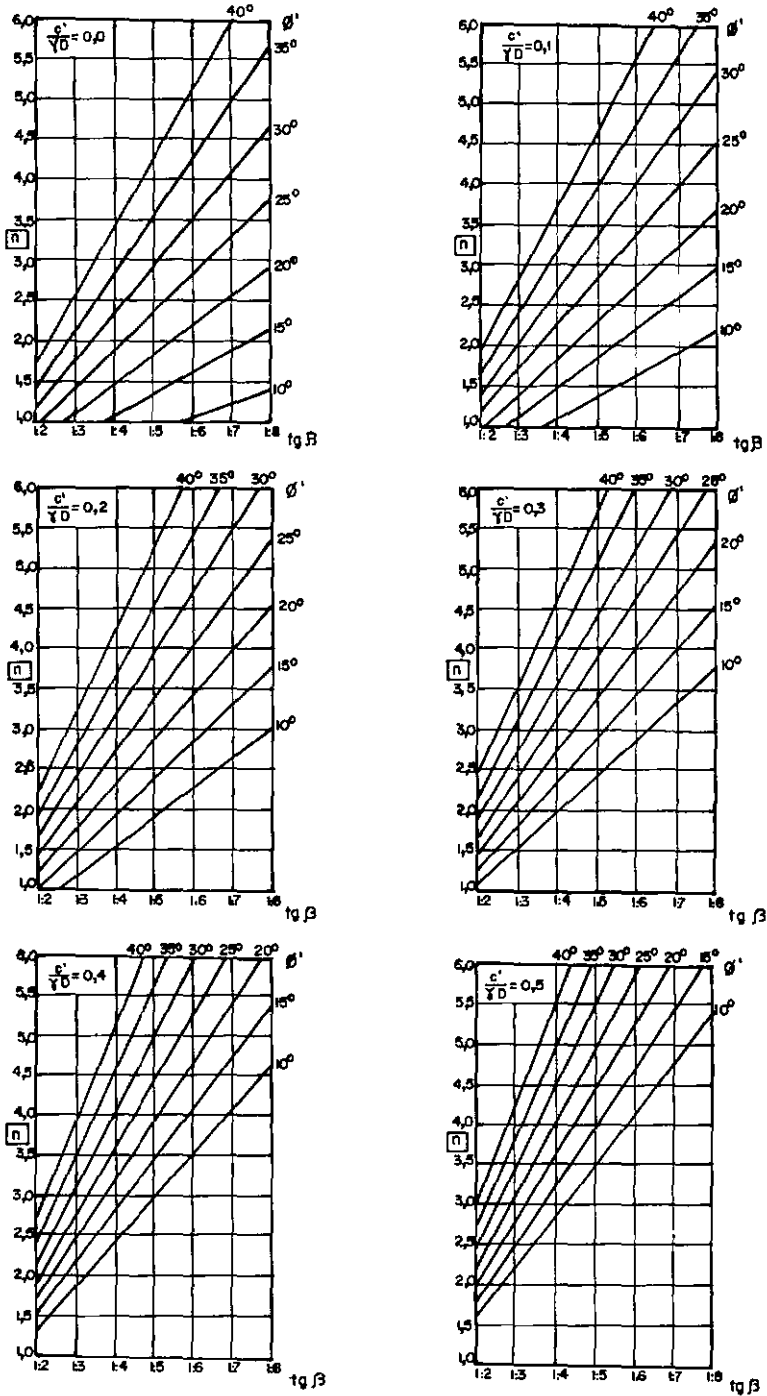


Fig.V.18 - Ábacos para Obtenção de Valores de $n=f(\beta, \phi', N)$, para $N=0,0$; $0,1$; $0,2$; $0,3$; $0,4$ e $0,5$. (Apud Stanic - 1984).

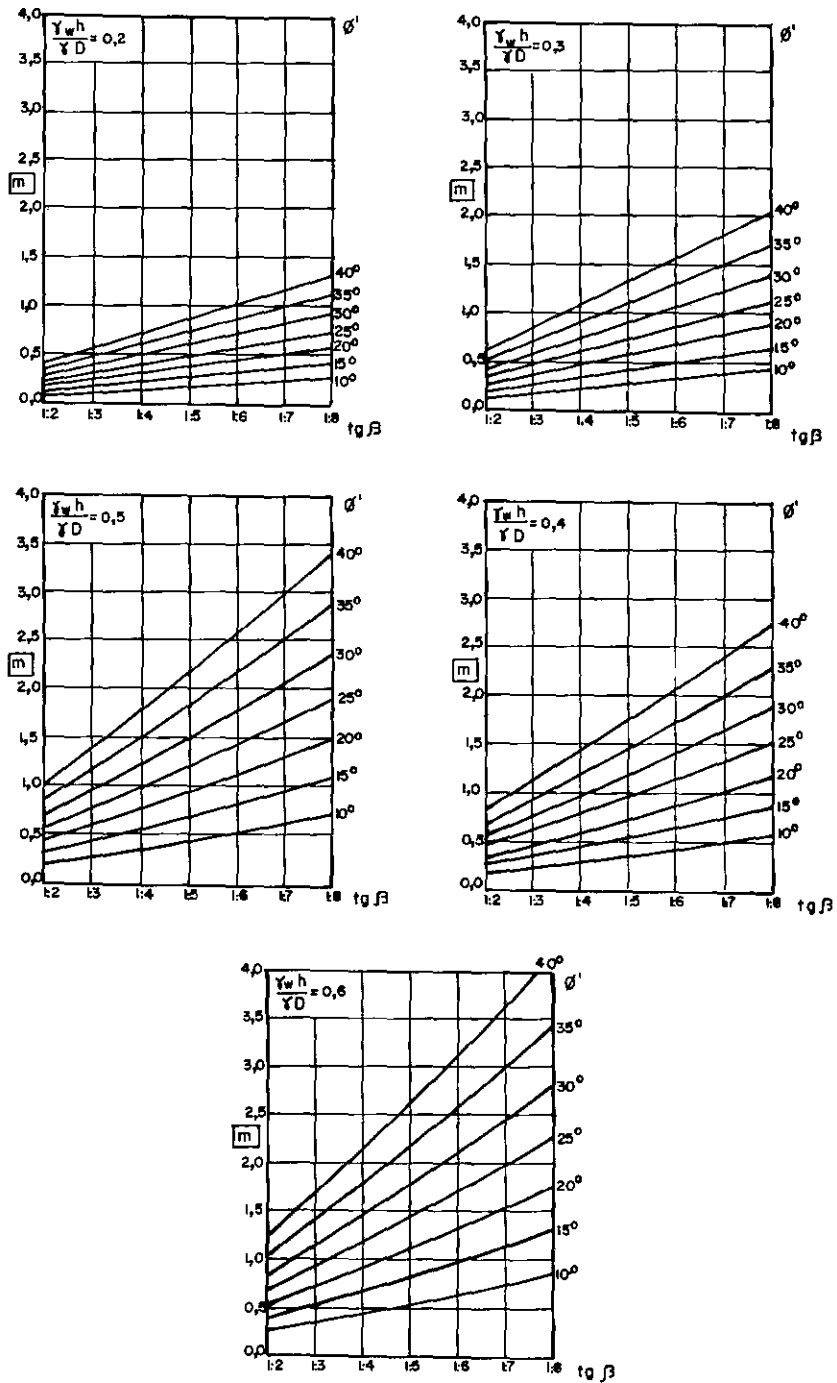


Fig.V.19-Ábacos para Obtenção de Valores de $m=f(\beta, \phi', M)$, para $M=0,2$; $0,3$; $0,4$; $0,5$ e $0,6$. (Apud Stanic - 1984).

A partir desses ábacos pode-se determinar o espaçamento necessário para se conseguir um determinado acréscimo do fator de segurança, sendo conhecidos a profundidade necessária para o dreno (h), profundidade da camada (D), inclinação do

talude (1:n) e os parâmetros c' , ϕ' e γ .

Para tanto, com auxílio dos âbacos das Figuras (V.16), (V.18) e (V.19), determina-se $F.S_0$ (fator de segurança antes da instalação do dreno) para $s/h = \infty$.

$$F S_0 = n - r_p . m$$

com:

$$n = \text{diagrama (Figura (V.18))}$$

$$m = \text{diagrama (Figura (V.19))}$$

$$r_p = \text{diagrama (Figura (V.16)) com } s/h = \infty$$

Para um incremento desejado do fator de segurança ($\Delta F.S_0$), temos um fator de segurança final

$$F S_f = F S_0 + \Delta F S_0$$

Deste modo, determina-se o nível piezométrico final

$$r_p \leq \frac{n - F S_f}{m}$$

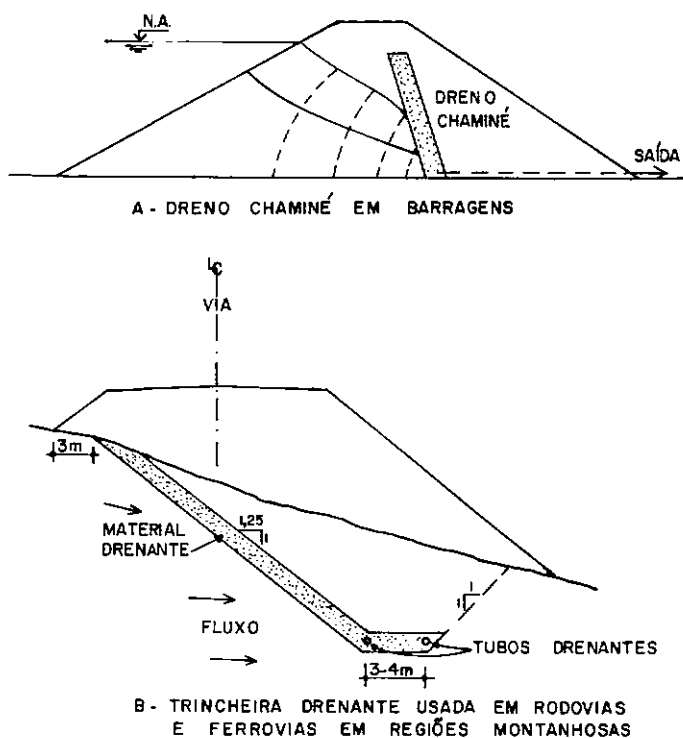
e, após obtido este valor, entra-se no âbaco (Figura (V.16)) e obtêm-se a relação s/h , como h é conhecido temos o espaçamento entre drenos desejado.

CAPÍTULO VIESTUDO DE CASOS PARTICULARES DE PERCOLAÇÃO DA
ÁGUA EM TALUDES DE REGIÕES TROPICAIS

Nesta etapa, baseando-se em trabalho de cedergren |⁹| pretendia-se chegar ao dimensionamento de sistemas de drenagem interna para uso em taludes de regiões tropicais, valendo-se do uso de redes de fluxo; esperando-se que os resultados finais pudessem ser apresentados na forma de âbacos para uso em alguns casos de taludes encontrados com mais freqüência na prática.

O trabalho elaborado por CEDERREN |⁹|, visou o dimensionamento de tapetes drenantes utilizados como trincheiras drenantes em rodovias e ferrovias em regiões montanhosas e como drenos chaminê em barragem (Figura (VI.1)), sendo abordados apenas taludes homogêneos de permeabilidade isotrópica. Não se ateve ao incremento de segurança advindo de tal instalação, visando apenas a permeabilidade necessária para que os drenos tivessem máxima eficiência na remoção de todo o fluxo d'água entrando no talude.

Para a determinação da permeabilidade dos drenos foram primeiro desenhadas, as redes de fluxo que forneciam o efeito desejado e, a partir da relação c/d , entre o número de quedas de potencial do material do dreno contidas entre duas linhas equipotenciais do solo, obtidas através da rede de fluxo



FigVI.1. Exemplos de Casos Onde Pode Ser Aplicado Método Proposto por Cedergren (1966) para Dimensionamento de Tapetes Drenantes.

(Figura (VI.2)). Tinha-se a permeabilidade necessária para um dreno de espessura (T) conhecida através da expressão

$$k_f = k_s \left(\frac{c}{d} \right)$$

onde:

k_f - permeabilidade do material drenante

k_s - permeabilidade do solo

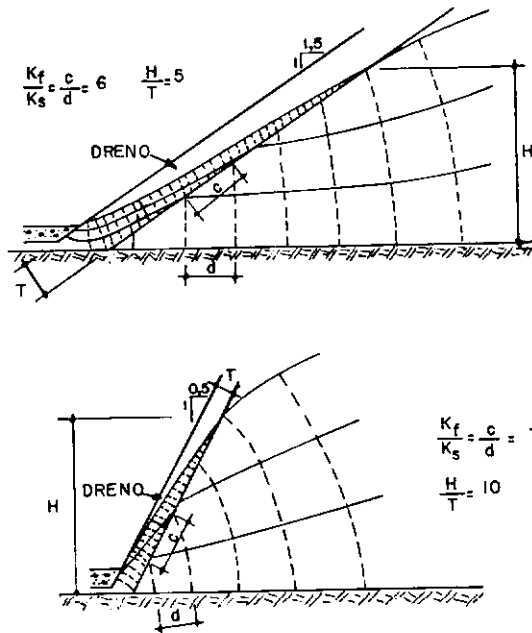


Fig.VI.2 - Redes de Fluxo Típicas para Percolação no Interior de Drenos de Taludes (Apud Cedergren - 1966)

Com uso de uns poucos casos, em que se fazia variar a espessura do dreno (T), medida normalmente ao talude; a altura do talude (H), correspondente à cota onde a superfície freática intercepta o dreno, a inclinação do talude (S) e sua permeabilidade (k_s). Pode elaborar ábacos vistos na Figura (VI.3)) a seguir, em que os parâmetros se apresentam de forma adimensional, podendo ser utilizados para taludes com inclinação variando de 1/4: 1 a 6:1.

No presente trabalho, foi analisado o fluxo de água através de três taludes hipotéticos, constituídos por solos residuais de rochas granito-gnaissicas, dois deles apresentando uma camada de solo transportado na parte mais inferior, próximo à área de descarga da água subterrânea.

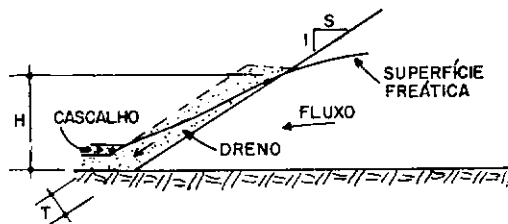
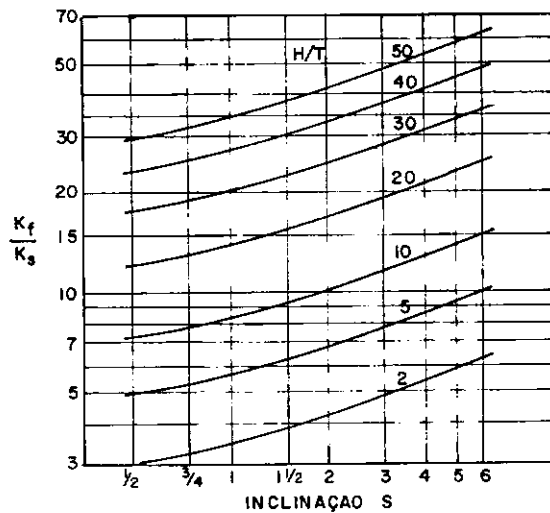


Fig.VI.3. - Ábacos para Dimensionamento de Tapetes Drenantes para Taludes com Inclinação Variando de 1/4:1 a 6:1 (Apud Cedergren - 1966)

Esta análise foi feita com uso do programa de elementos finitos FPM 500, desenvolvido por TAYLOR & BROWN [60] e adaptado por LOPES [28], estando implantado no computador B-6800 da UFRJ, sendo possível a análise de fluxo estacionário, bidimensional e axissimétrico, confinado e não confinado.

Este programa apresenta como limitação, já verificada por BORGES [5], o fato de que ocorre uma falha de convergência no processo iterativo da linha freática nas proximidades de fronteiras de materiais com contraste de permeabilidade muito acentuado, como pode ser observado nas Figuras (VI.19) e (VI.20) Casos c.11 e c.15, pela forma apresentada pela superfície freática, com um "salto" brusco.

Este fato em muito prejudicou o presente trabalho, tendo sido necessário fazer-se uma redução considerável dos casos que se pretendia analisar inicialmente. Não foi possível, em relação ao pretendido a princípio, a semelhança de CEDERGREN [9], chegar-se facilmente à elaboração de abacos. Assim sendo, fica o presente trabalho restrito apenas à observação da influência da introdução de sistemas de drenagem profunda na variação do fluxo d'água em lençóis confinados no interior de taludes de solos residuais em alguns casos típicos.

Este problema de convergência da linha freática, foi solucionado posteriormente, em programa desenvolvido por WITHERSPOON, JAVANDEL & NEUMAN [74], onde foi usado processo iterativo diferente. Este programa não está entretanto, implantado no Núcleo de Computação da UFRJ.

Segue agora uma descrição dos casos estudados:

● CASO A

Representa um caso simples de solo residual jovem de inclinação suave apresentando um lençol freático com área de descarga junto ao pé do talude e próximo a um rio. A Figura (VI.4) fornece as características geométricas e de permeabilidade deste caso. A remoção de parte do material da camada superior de solo menos permeável e posterior construção de aterro de baixa permeabilidade, apesar de não alterar o nível freático, causa ligeiro aumento nos valores da velocidade de fluxo próximo à

área de saída da água subterrânea, como pode ser observado através das redes de fluxo da Figura (VI.5). O aumento da velocidade do fluxo pode provocar o carreamento de grãos do solo, com conseqüentes danos à estabilidade do talude.

Neste caso, pensou-se na execução de um tapete drenante ao longo do contato talude/aterro ou apenas sob a área do aterro, como solução para o rebaixamento da superfície freática no interior do aterro e diminuição da velocidade de fluxo em pontos críticos do mesmo.

Comparando-se as redes de fluxo das Figuras (VI.6) e (VI.7) verifica-se ser desnecessário o uso de tapete drenante ao longo de todo o contato talude/aterro, pois não existe diferença sensível entre os efeitos destes e o efeito produzido pelo uso de tapete drenante apenas sob a área do aterro. Esta conclusão é válida caso o terreno natural não apresente nascentes localizadas no contato com o aterro, quando então, é essencial subir-se com o tapete.

Nos casos estudados, fez-se variar a permeabilidade do material drenante a fim de atingir-se o efeito desejado. O rebaixamento do lençol freático só foi sentido quando a relação entre permeabilidade do material drenante era cerca de cem vezes maior do que a permeabilidade da camada superior do talude, Casos a.4 (Figura (VI.5)) e a.6 (Figura (VI.7)). Para que os drenos funcionassem totalmente desafogados (com pressão atmosférica ao longo de todo o tapete) foi necessário fazer esta relação da ordem de mil vezes maior, os Casos a.3 (Figura (VI.5)) e a.6 (Figura (VI.7)).

Para melhor visualização do efeito dos tapetes drenantes na redução da velocidade de fluxo na região junto ao pé do talude, foi elaborado um gráfico (Figura (VI.8)) onde estão representadas as velocidades de fluxo obtidas das redes de fluxo ao longo da linha A-A. No gráfico é possível observar-se o aumento das velocidades de fluxo após a execução do aterro pelas curvas dos Casos a.1 e a.2, e sua diminuição progressiva com o aumento da permeabilidade do material drenante nas curvas dos Casos a.3 e a.4.

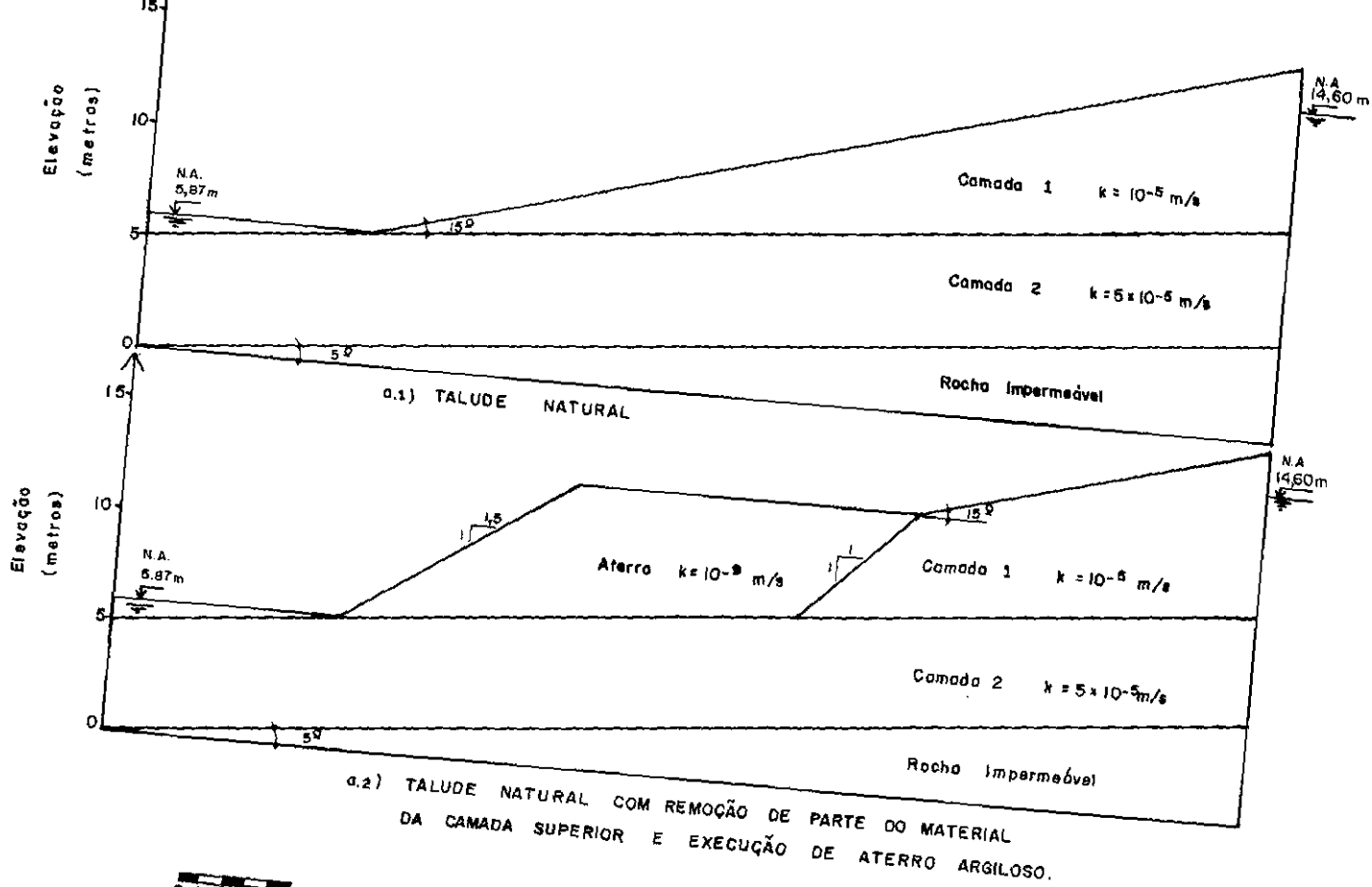


Fig. VII.4 - Características Geométricas e de Permeabilidade do Modelo "CASO A".

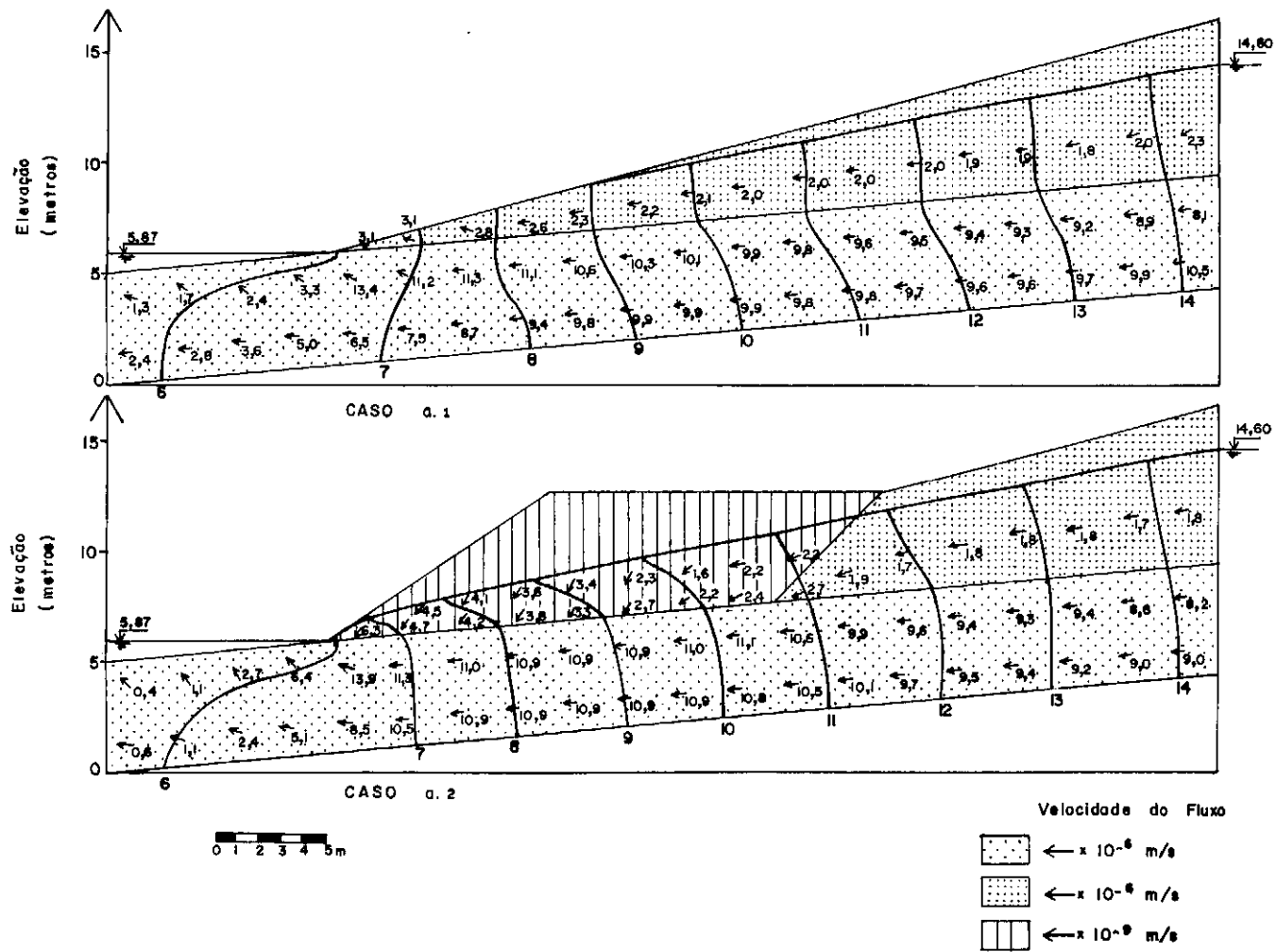
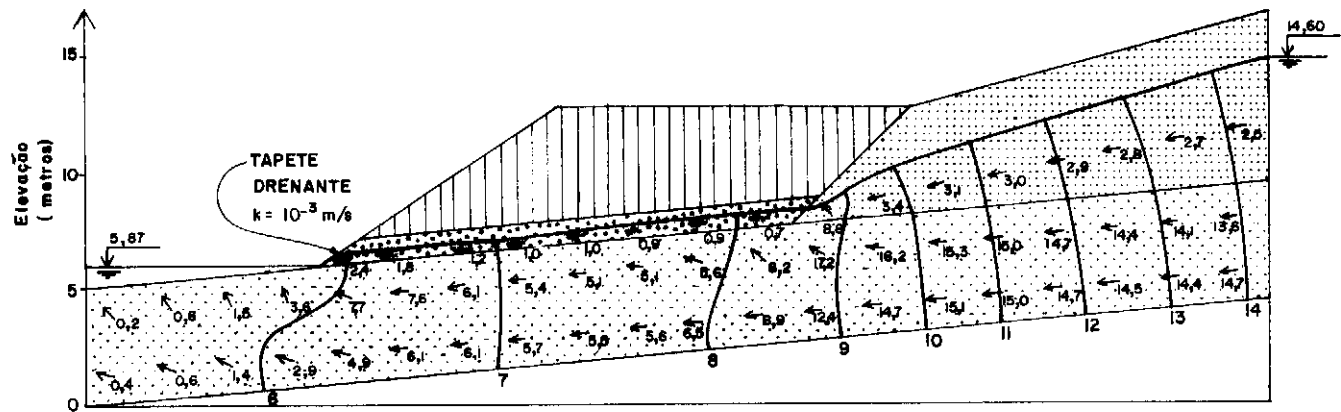
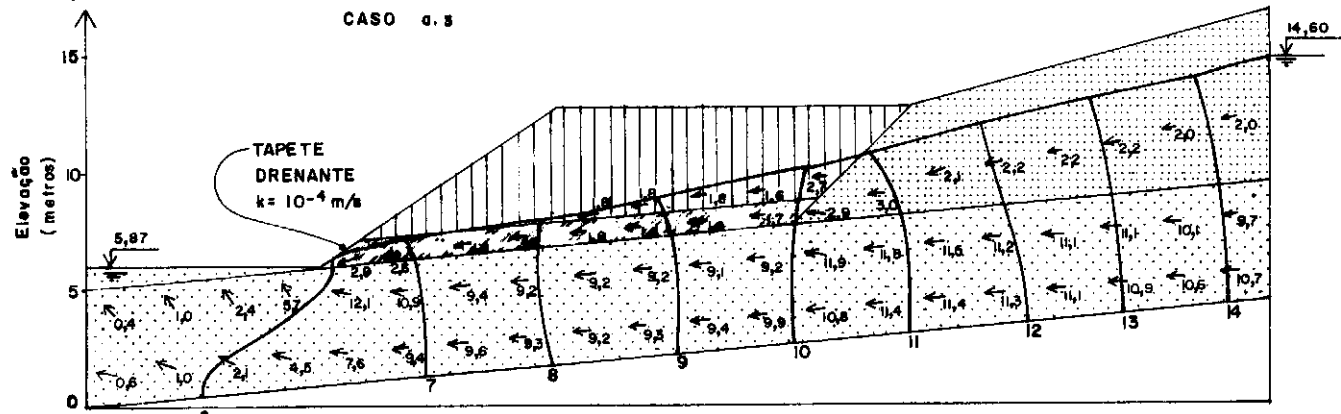


Fig.VI,5 - Representação de Fluxo D'água para o Talude "Caso A".



CASO a.5



CASO a.4

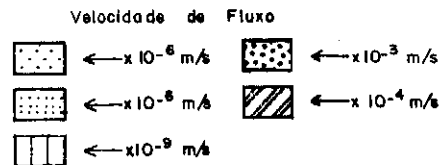


Fig.VI.6 - Representação do Fluxo D'água do Talude "Caso A" com Tapete Drenante sob o Aterro.

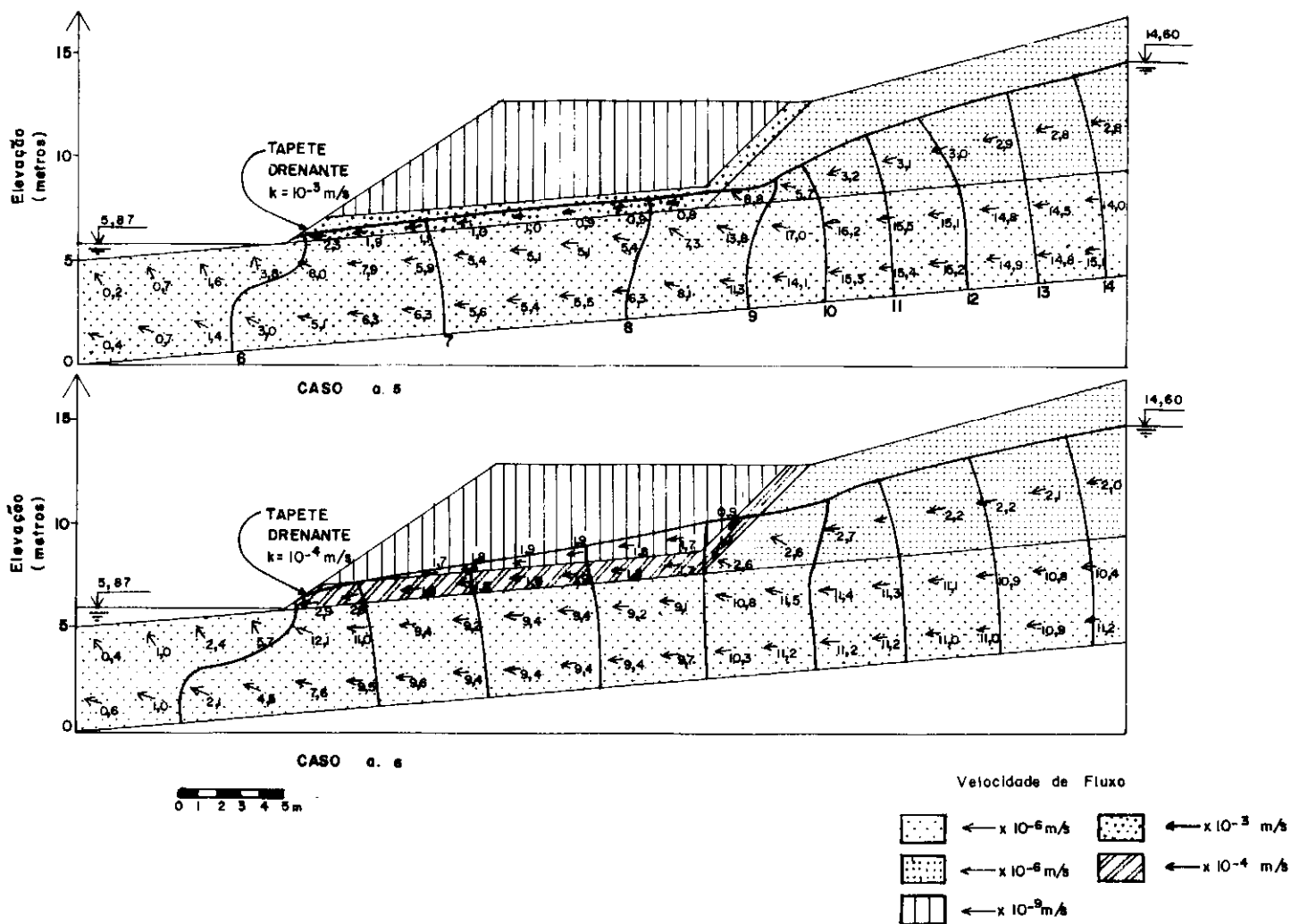


Fig.VII.7 - Representação do Fluxo D'água para o Talude "Caso A" com Tapete Drenante no Contato entre Talude Natural e Aterro.

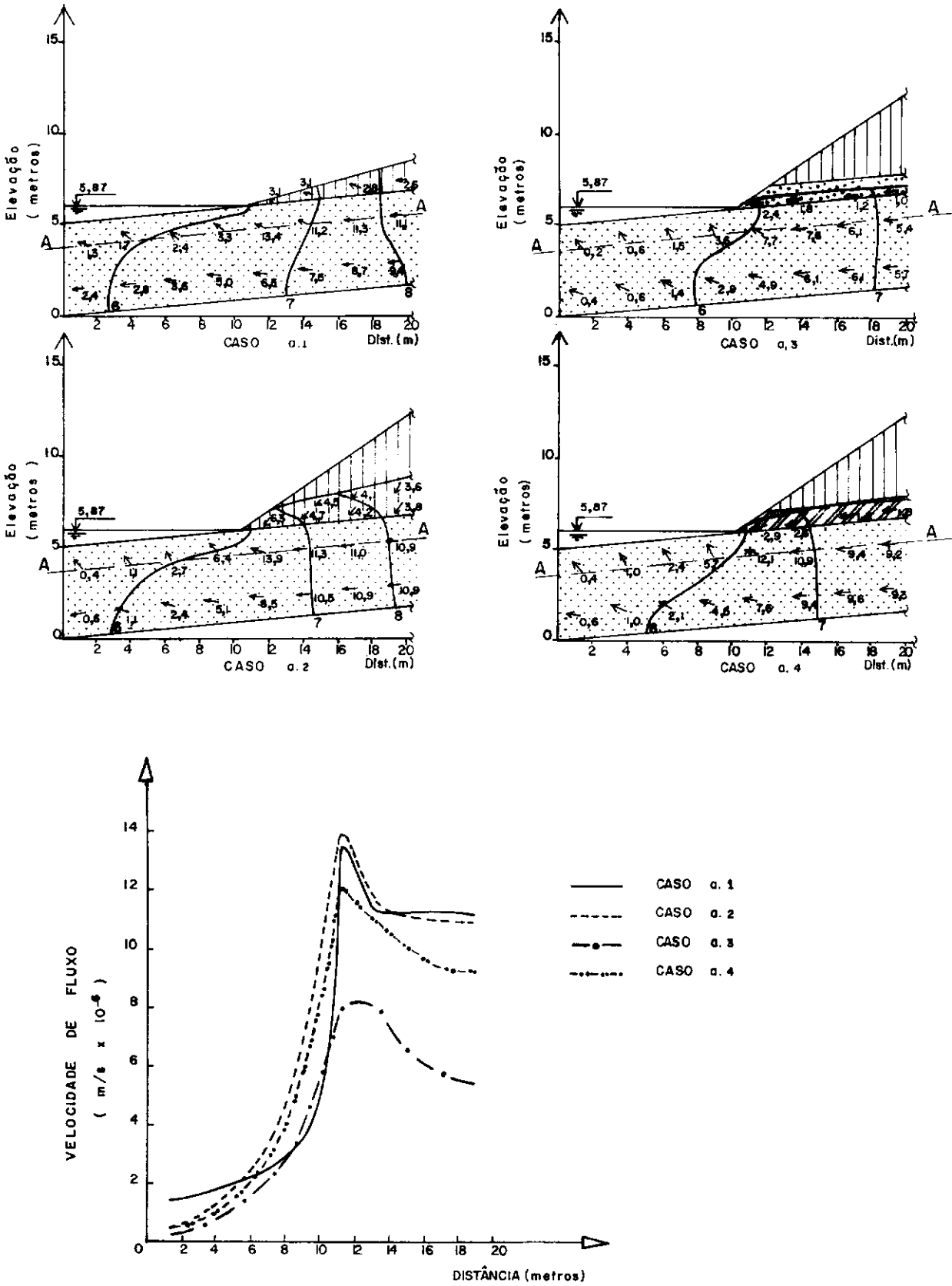


Fig. VI.8-Representação Gráfica da Velocidade de Fluxo para o Talude "CASO A", ao Longo da Linha A-A

- CASO B

Representa um talude em solo residual com dep \bar{o} sito junto ao seu p \bar{e} , que tanto pode ser de origem aluvionar argi \bar{l} osa, quando ent \bar{a} o apresenta baixa permeabilidade (Caso b.1), ou coluvio \bar{n} ar, quando ent \bar{a} o pode possuir permeabilidade mais elevada (Ca \bar{s} os b.2 e b.3). A Figura (VI.9) mostra as caracter \bar{i} sticas geo \bar{m} étricas e de permeabilidade deste caso e a Figura (VI.10) apre \bar{s} enta as redes de fluxos dos tr \bar{e} s casos acima.

O Caso b.1 representa a situa \bar{c} ão mais inst \bar{a} vel, em que o estrangulamento do fluxo da \bar{a} gua subterr \bar{a} nea provocado pelo ac \bar{u} mulo de material aluvionar leva \bar{a} forma \bar{c} ão de um len \bar{c} ol artesiano na camada de solo residual jovem, com elevadas pres \bar{s} ões neutras. Como pode ser visto atrav \bar{e} s do n \bar{i} vel alcan \bar{c} ado pe \bar{l} a \bar{a} gua no piez \bar{o} metro instalado no talude. No Caso b.2, apesar do material transportado possuir permeabilidade sensivelmente maior, pouco alterar \bar{a} a condi \bar{c} ão da \bar{a} gua subterr \bar{a} nea em rela \bar{c} ão a b.1 uma vez que a camada superior de solo residual tamb \bar{e} m con \bar{t} ribui para o confinamento do len \bar{c} ol d' \bar{a} gua.

Em b.3, ocorreu eros \bar{a} o de parte da camada de so \bar{l} o residual maduro, antes da deposi \bar{c} ão da camada de col \bar{u} vio, per \bar{m} itindo deste modo, a sa \bar{i} da da \bar{a} gua subterr \bar{a} nea mais livremente e com isto desaparecendo a situa \bar{c} ão de artesianismo, podendo se notar tamb \bar{e} m que houve uma mudan \bar{c} a da dire \bar{c} ão do fluxo de \bar{a} gua na camada de solo residual maduro para uma situa \bar{c} ão mais favor \bar{a} vel \bar{a} estabilidade.

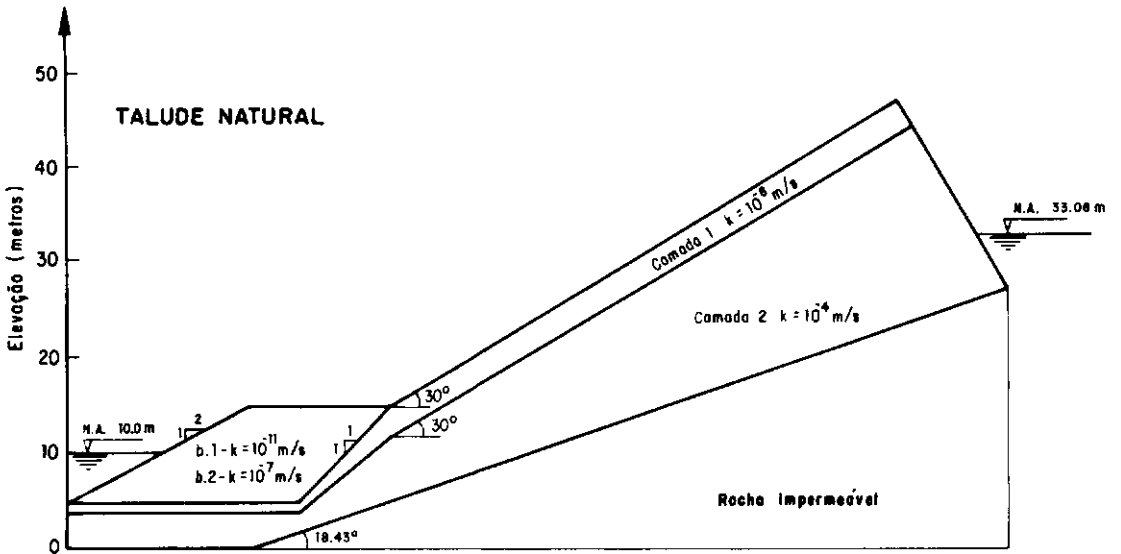
Os Casos b.4 e b.5, cujas redes de fluxo aparecem na Figura (VI.11), representam o mesmo Caso b.1 de talude em solo residual com camada de aluvião argiloso no pé, acrescido pela construção de um aterro imediatamente acima da camada de alúvio. No Cabo b.4 o material do aterro se apresenta mais permeável e em b.5 menos permeável que a camada de solo residual superior. Ambos os casos pouco alteram a condição da água subterrânea, representando situações de extrema instabilidade, devido às elevadas pressões neutras e à direção adversa do fluxo d'água.

Os Casos seguintes, b.6 a b.9 das Figuras (VI.12) e (VI.13), representam o mesmo Caso b.4 acrescido de tapetes drenantes, onde se fez variar a permeabilidade do material drenante e seu comprimento. Estes sistemas também podem simular o efeito de drenos horizontais profundos, desde que seja feita uma transformação da configuração da rede de fluxo bidimensional para uma correspondente tridimensional o que pode ser feito por exemplo, no sentido inverso ao proposto por KENNEY ^[22].

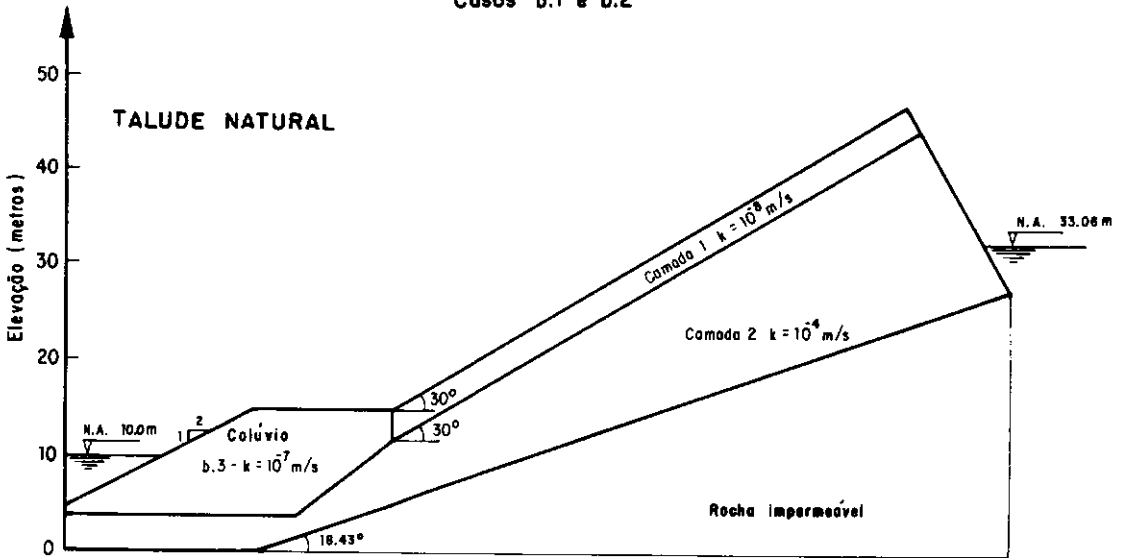
Nos casos analisados, podemos verificar a eficiência dos dispositivos de drenagem. Tendo os drenos perfurado a camada superior de solo residual menos permeável, a água confinada na camada inferior pode sair através destes, permitindo uma redução considerável de pressões neutras e rebaixamento da linha piezométrica. Com os drenos, em quase todos os casos, trabalhando sob regime de condutos livres, com pressão atmosférica ao longo de todo o comprimento. Esta situação alcançada ao dispor-se os drenos com permeabilidade equivalente entre 10 e 50 vezes maior

que a camada inferior do talude, mais permeável, onde a água se acha confinada.

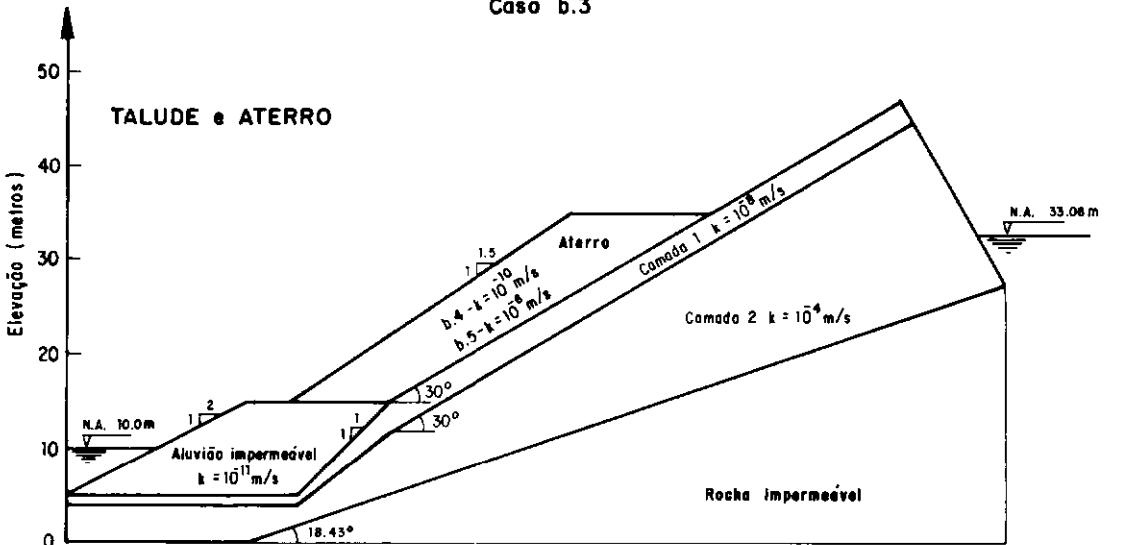
O CASO B é um bom exemplo de como o uso de redes de fluxo pode auxiliar no dimensionamento de sistemas de drenagem profunda. Neste caso, o uso dos resultados das redes de fluxo em conjunto com análise de estabilidade, podem levar ao comprimento ideal dos drenos, para ser alcançado o fator de segurança desejado para o talude.



Casos b.1 e b.2



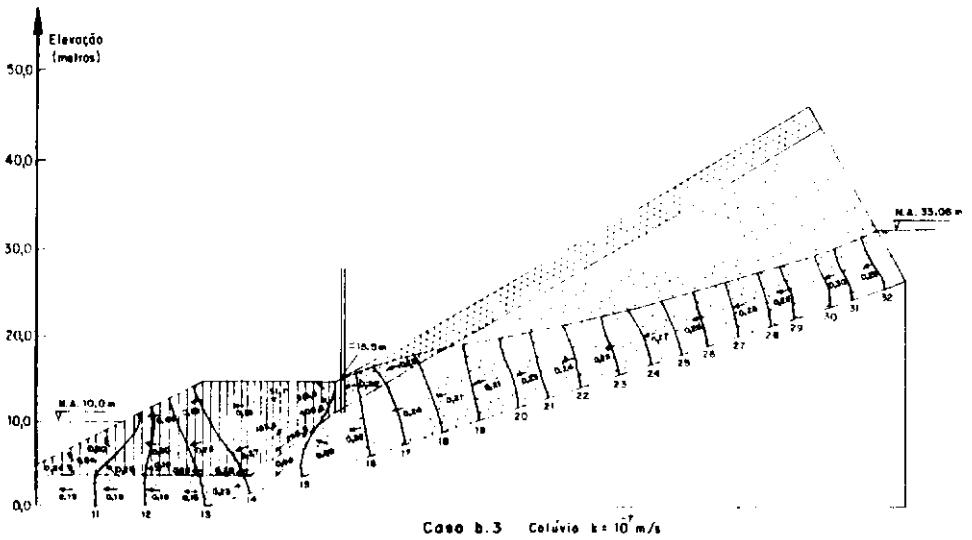
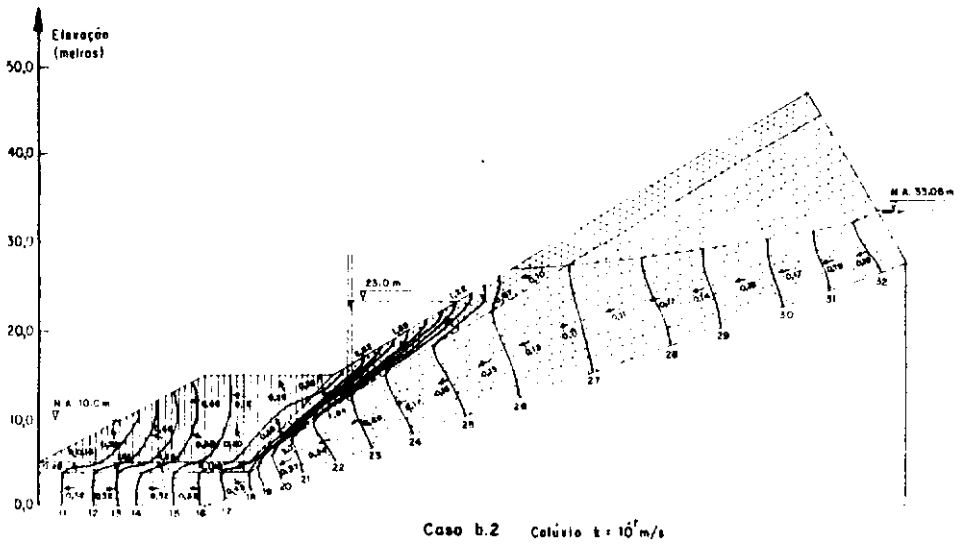
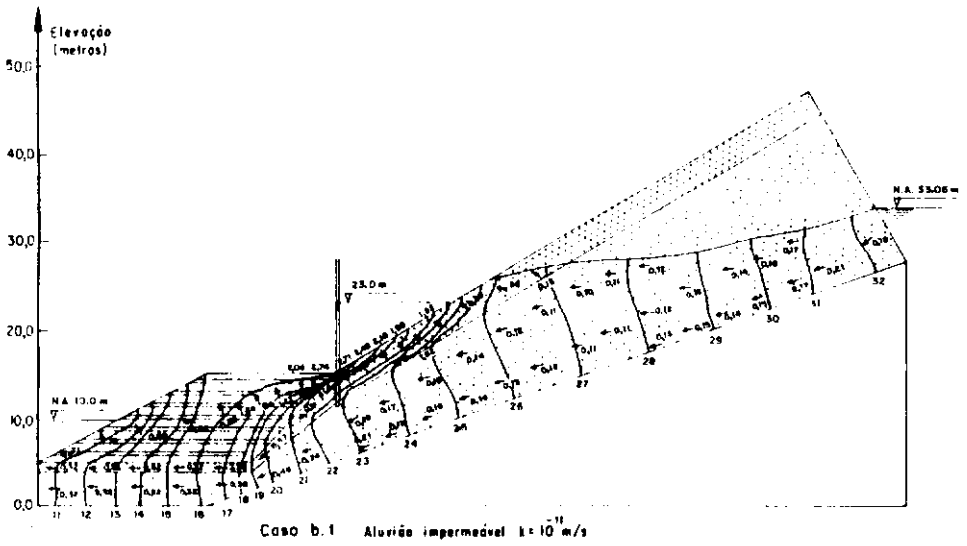
Caso b.3



Casos b.4 e b.5



Fig. VI.9 - Características geométricas e de permeabilidade do Modelo "Caso B".



Velocidade de Fluxo:

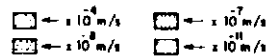
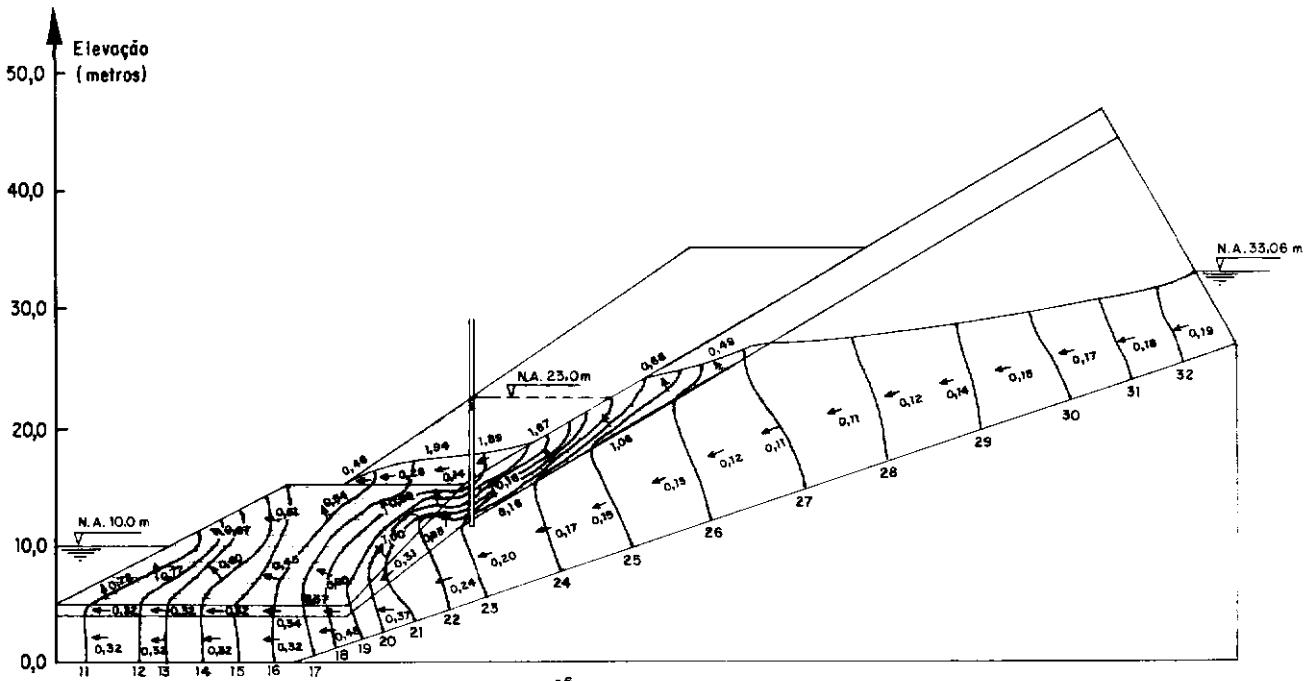
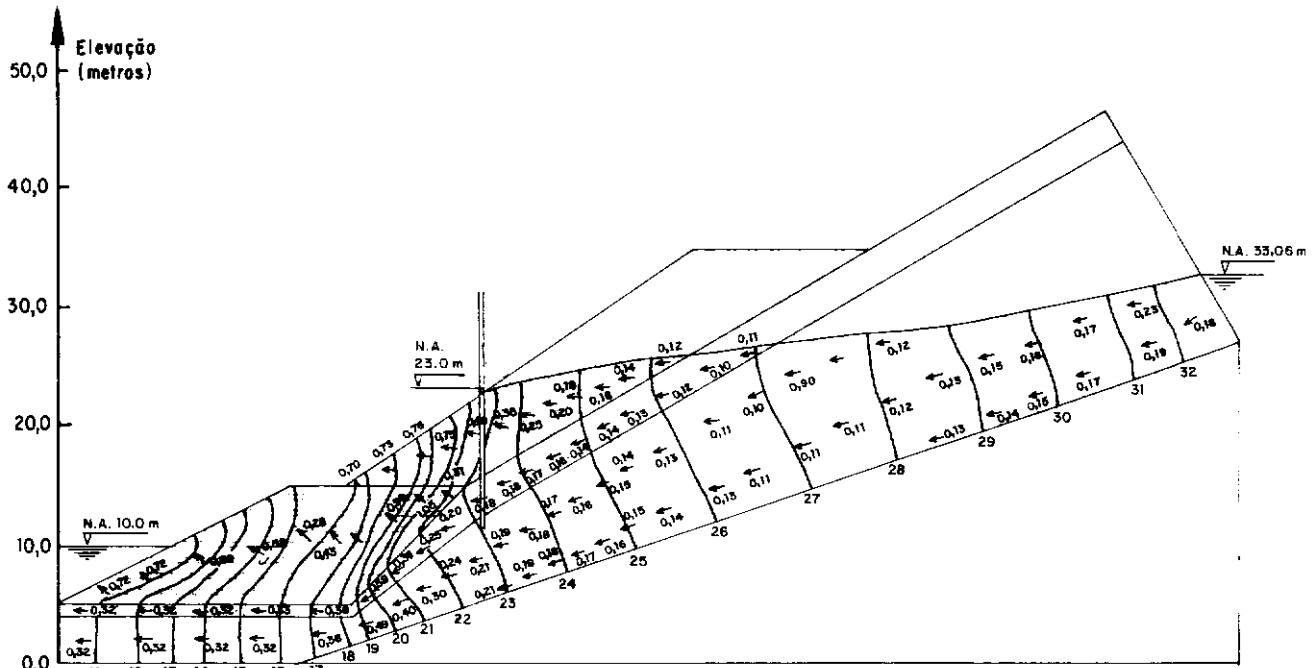


Fig. VIJO - Representação do Fluxo D'água para o Talude Natural "Caso B"



Caso b.4 Aterro $k = 10^{-6} \text{ m/s}$
 Aluvião impermeável $k = 10^{-11} \text{ m/s}$



Caso b.5 Aterro $k = 10^{-10} \text{ m/s}$
 Aluvião impermeável $k = 10^{-11} \text{ m/s}$

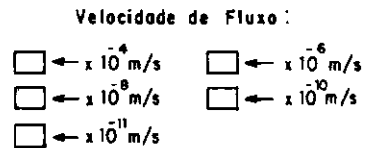
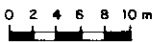
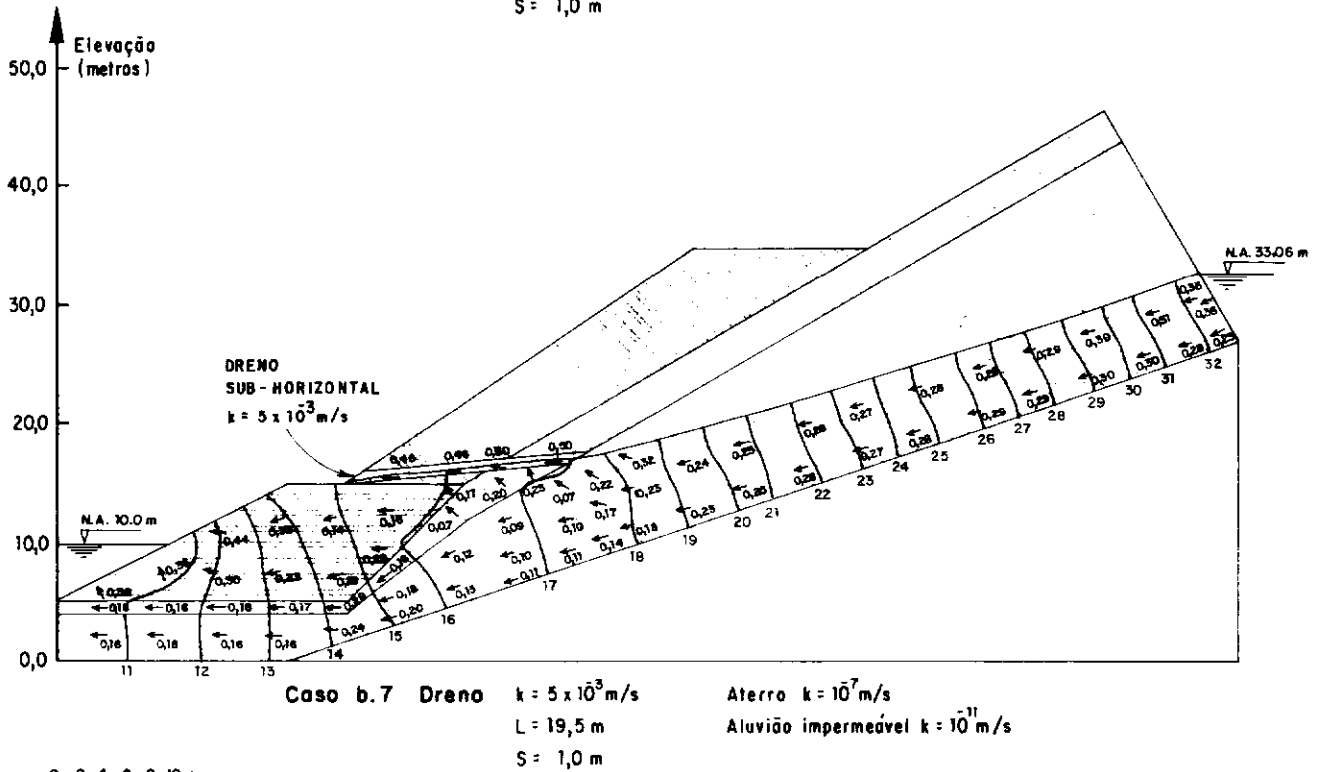
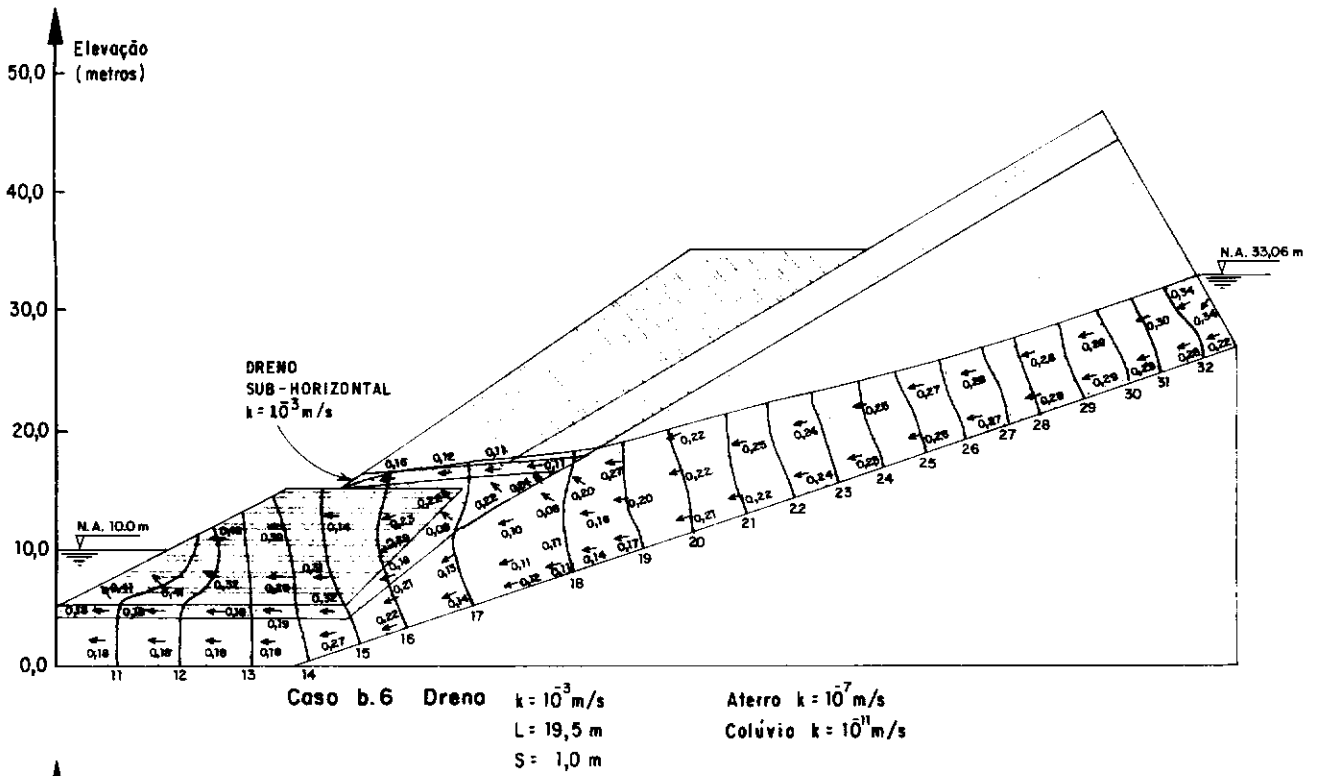


Fig.VI.11 - Representação do Fluxo D'água para o Talude Natural "Caso B" com Aterro.



Velocidade de Fluxo:

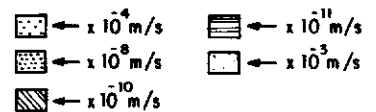
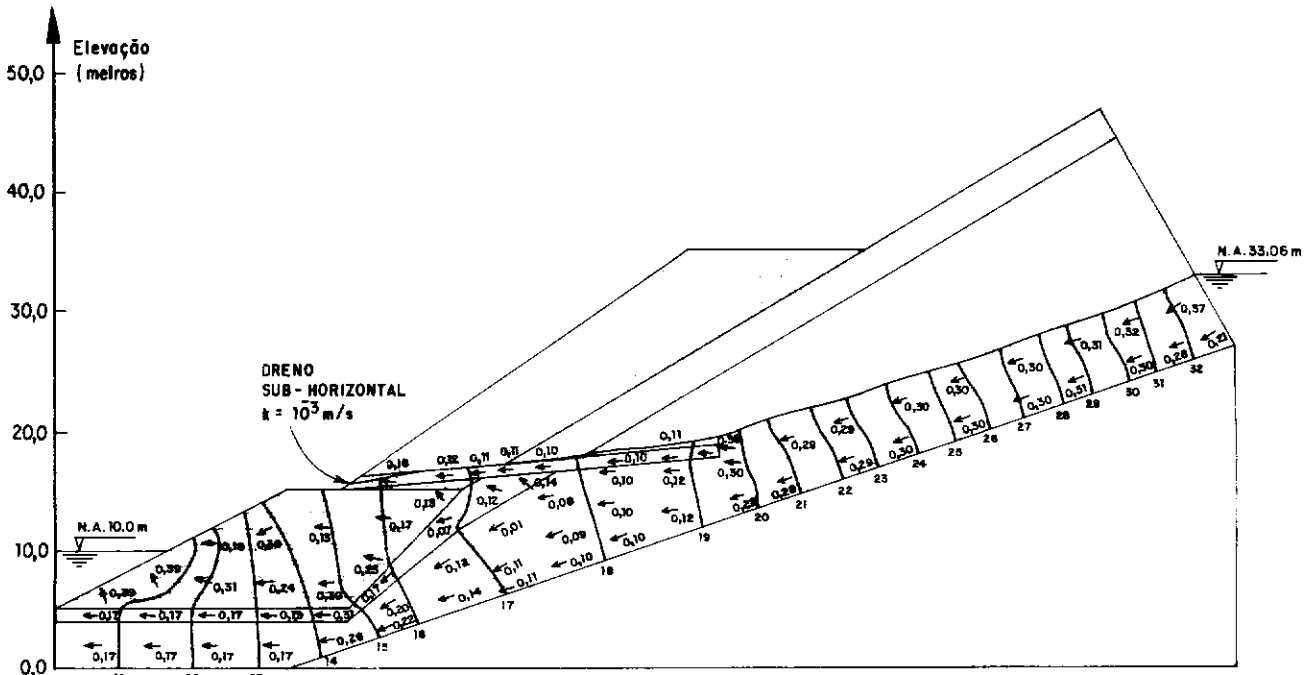
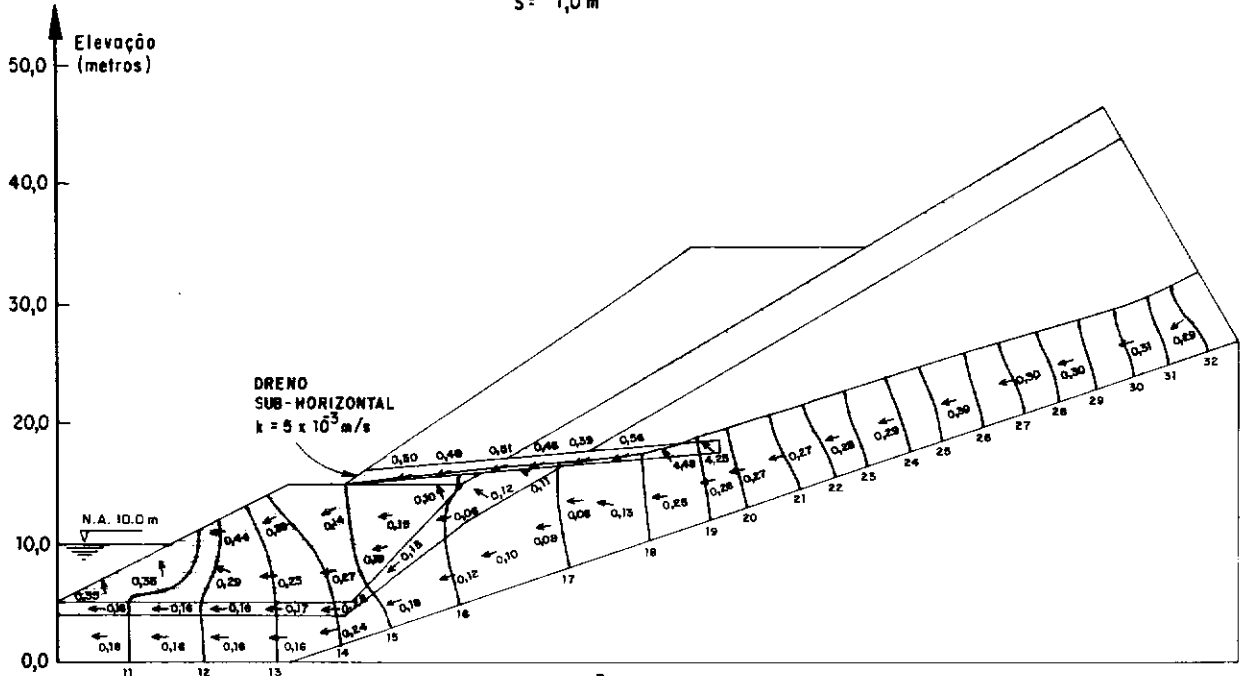


Fig.VI.12 - Representação do Fluxo D'água para o Talude Natural "Caso B" com Aterro e Dreno de Comprimento (L) = 19,5 m e Espessura (S) = 1,0 m.



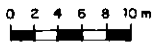
Caso b.8 Dreno $k = 10^{-3} \text{ m/s}$
 $L = 33,0 \text{ m}$
 $S = 1,0 \text{ m}$

Aterro $k = 10^{-7} \text{ m/s}$
 Aluvião impermeável $k = 10^{-11} \text{ m/s}$



Caso b.9 Dreno $k = 5 \times 10^{-3} \text{ m/s}$
 $L = 33,0 \text{ m}$
 $S = 1,0 \text{ m}$

Aterro $k = 10^{-7} \text{ m/s}$
 Aluvião impermeável $k = 10^{-11} \text{ m/s}$



Velocidade de Fluxo :

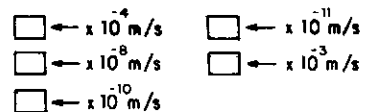


Fig.VI.13 - Representação do Fluxo D'água para o talude Natural "Caso B" com Aterro e Dreno de Comprimento (L) = 33,0m e Espessura (S) = 1,0 m .

● CASO C

Representa situação de talude constituído por solo residual jovem com camada de colúvio ligeiramente mais permeável na região do pé, próximo a um rio, onde se deseja executar um corte na camada superficial de solo residual. Caminhos preferenciais de infiltração ao longo de fraturas ou planos de falhas da rocha matriz subjacente fazem surgir uma nascente no interior do talude, variável de acordo com a intensidade de precipitação, provocando uma elevação do nível d'água. No caso mais extremo a direção do fluxo d'água chega a mudar para o sentido ascendente na parte superior do talude. Na Figura (VI.14) são representadas as características geométricas e de permeabilidade do CASO C.

Na Figura (VI.15) é mostrada a rede de fluxo do talude em um período seco (Caso c.1), quando não surge água através das fraturas da rocha, estando o nível d'água bem abaixo da área atingida pelo corte.

Nas Figuras (VI.16) a (VI.18) aparecem as redes de fluxo do talude com pressões d'água variável nos veios da rocha fraturada. Nos casos em que esta pressão não é tão intensa (Casos c.2 e c.4, com pressões de 98,1 e 117,7 kPascal/m respectivamente) a simples execução do corte é suficiente para remover todo o excesso de água que surge no talude (Casos c.3 e c.5). Porém, no caso de uma pressão mais intensa (Caso c.6 com pressão de 196,2 kPascal/m) a elevação do nível d'água provocará o surgimento de água na superfície do corte com o fluxo dire

cionado de modo a torná-lo instável.

Para a situação do Caso c.6 que aparece na Figura (VI.18), foi estudada a utilização de dispositivos drenantes no interior do corte, atingindo a nascente de água, variando-se a permeabilidade e o comprimento do material drenante; tentando-se com isso eliminar o excesso de pressões neutras neste ponto. As Figuras (VI.19) e (VI.20) mostram um detalhe da região de interesse das redes de fluxo dos casos analisados (Casos c.8 a c.15).

Devido ao problema já mencionado, de convergência da superfície livre no contato entre materiais de permeabilidades muito diferentes, não foi possível analisar casos com uma grande variação de permeabilidade do material drenante em relação às permeabilidades das camadas de solo residual jovem; ficando esta relação reduzida a um máximo de 500 vezes ($k_{\text{dreno}}/k_{\text{camada inferior de solo residual jovem}} = 500$), acarretando como consequência, não se conseguir variação muito grande do nível d'água nem se estabelecer a permeabilidade ideal para os drenos em questão.

Mas, com a permeabilidade máxima possível de ser analisada, já é possível observar-se uma mudança importante na direção do fluxo d'água para uma situação mais estável com diminuição das pressões neutras próximo à superfície do corte, o que, como foi visto no Capítulo V, já é suficiente para melhorar a estabilidade do talude.

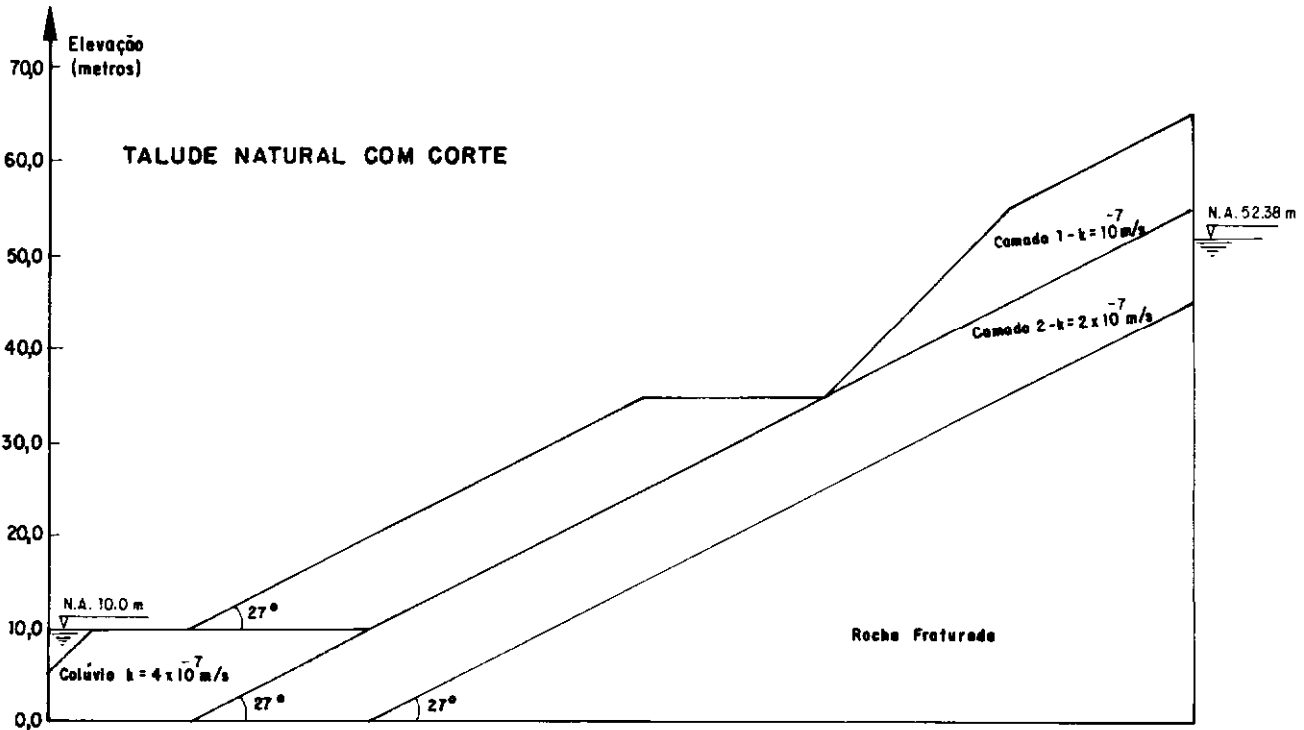
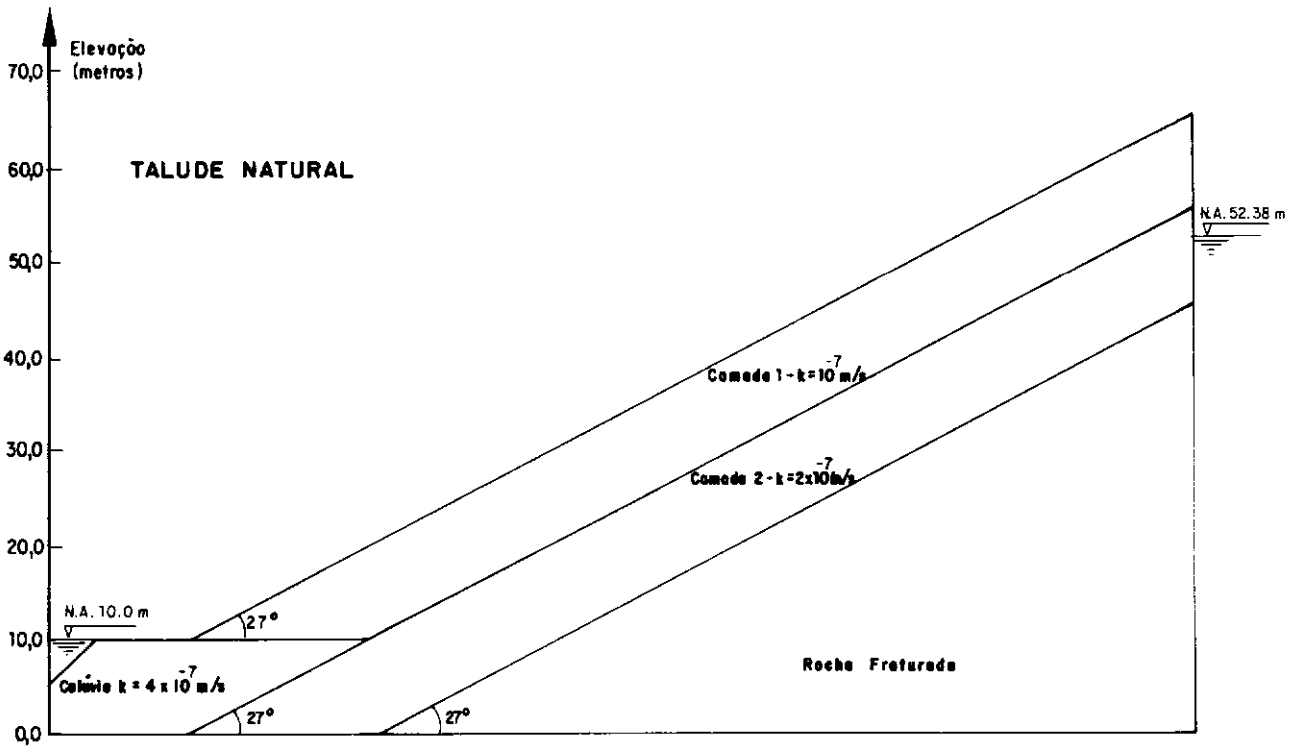
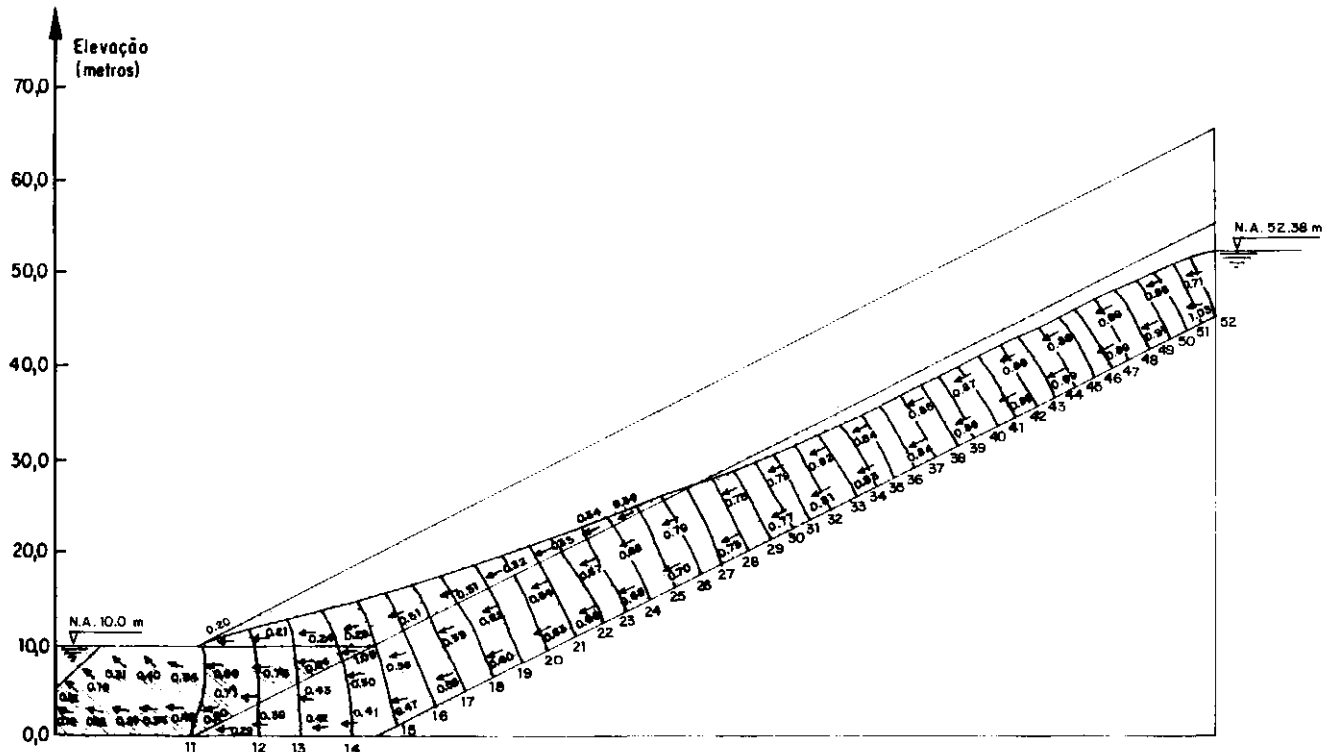
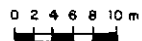


Fig. VI. 14- Características Geométricas e de Permeabilidade do Modelo "Caso C".

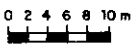
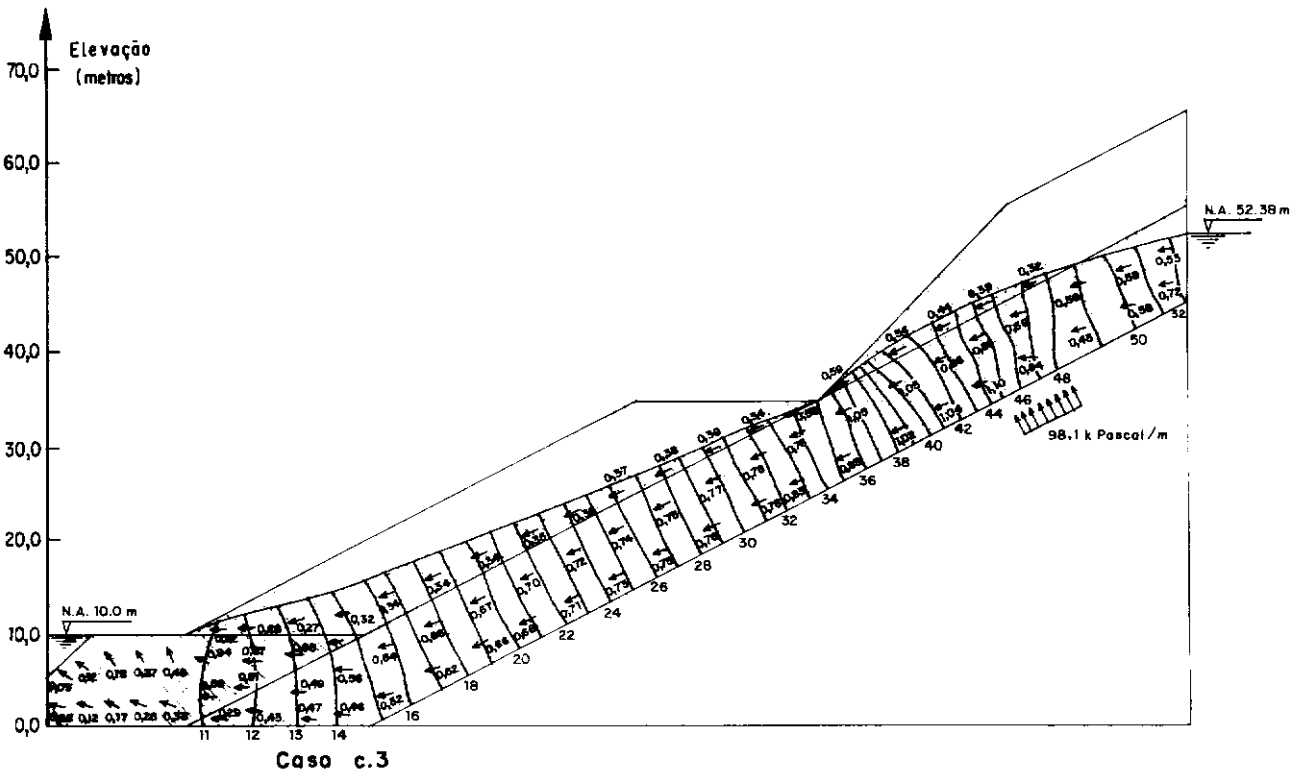
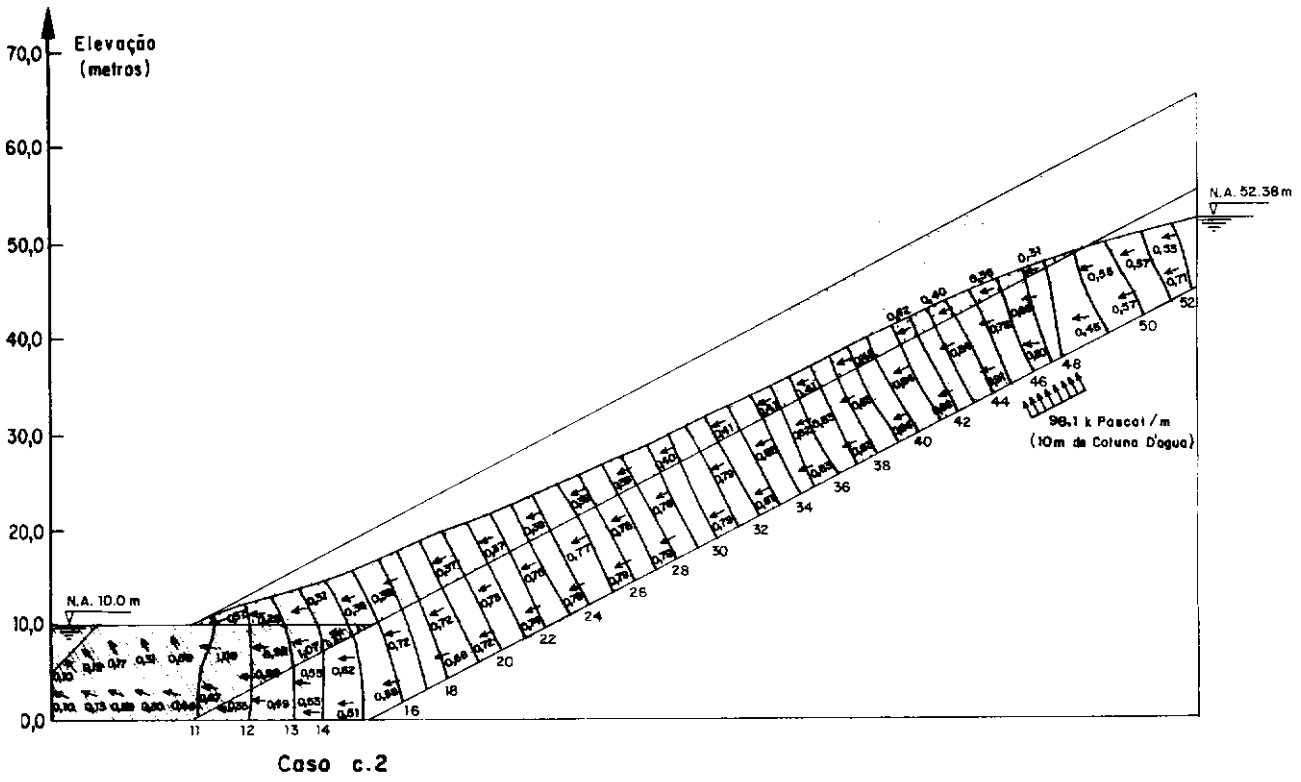


Caso c.1



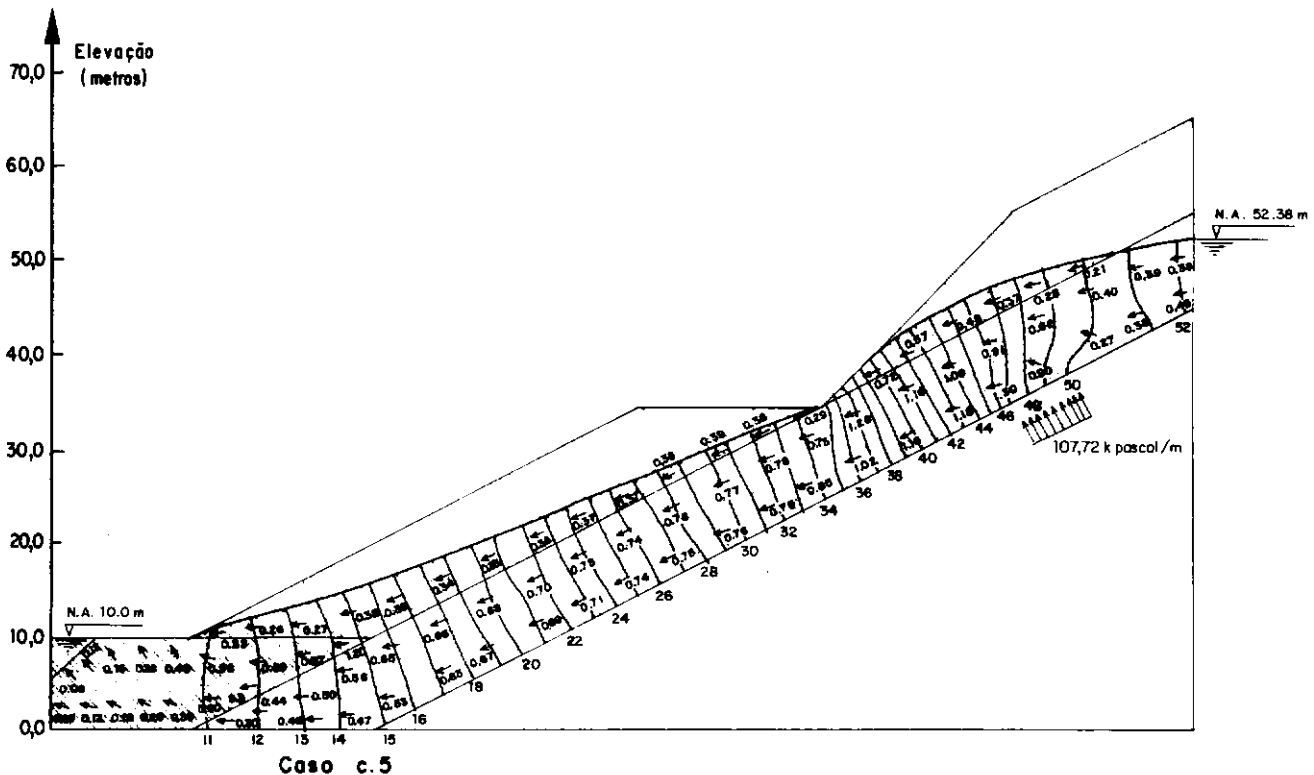
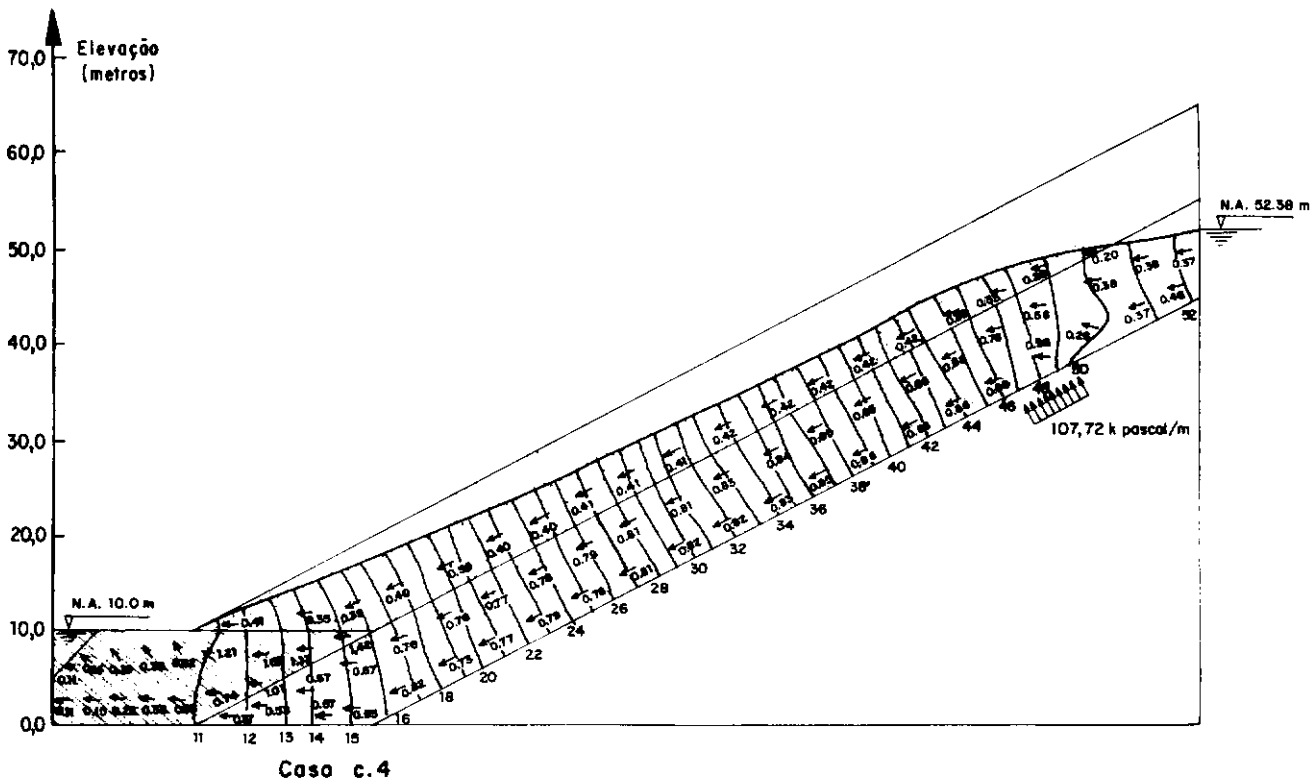
Permeabilidade	Velocidade de Fluxo
2×10^{-7} m/s	$\times 10^{-7}$ m/s
10^{-7} m/s	$\times 10^{-7}$ m/s
4×10^{-7} m/s	$\times 10^{-7}$ m/s

Fig. VI.15 - Representação do Fluxo D'água para o Talude Natural "Caso C"
(Superfície Freática Abaixo da Área de Corte).



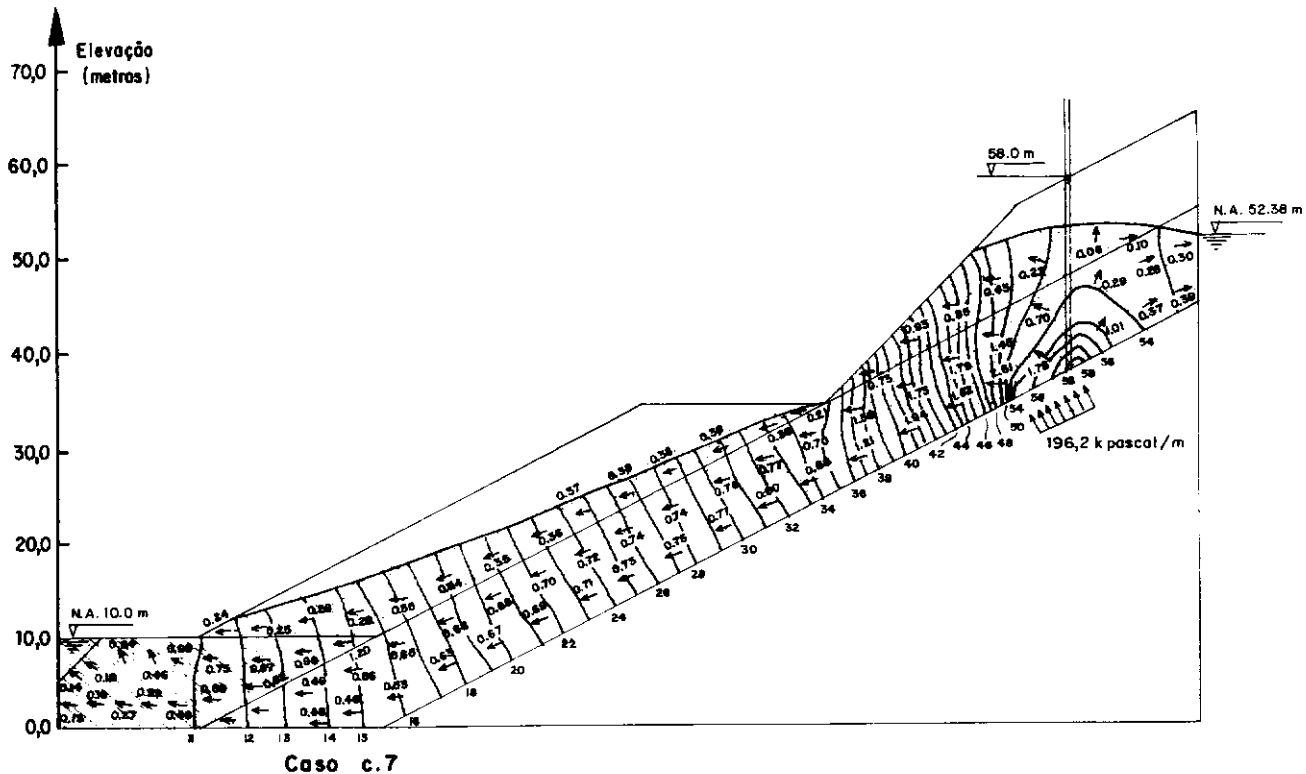
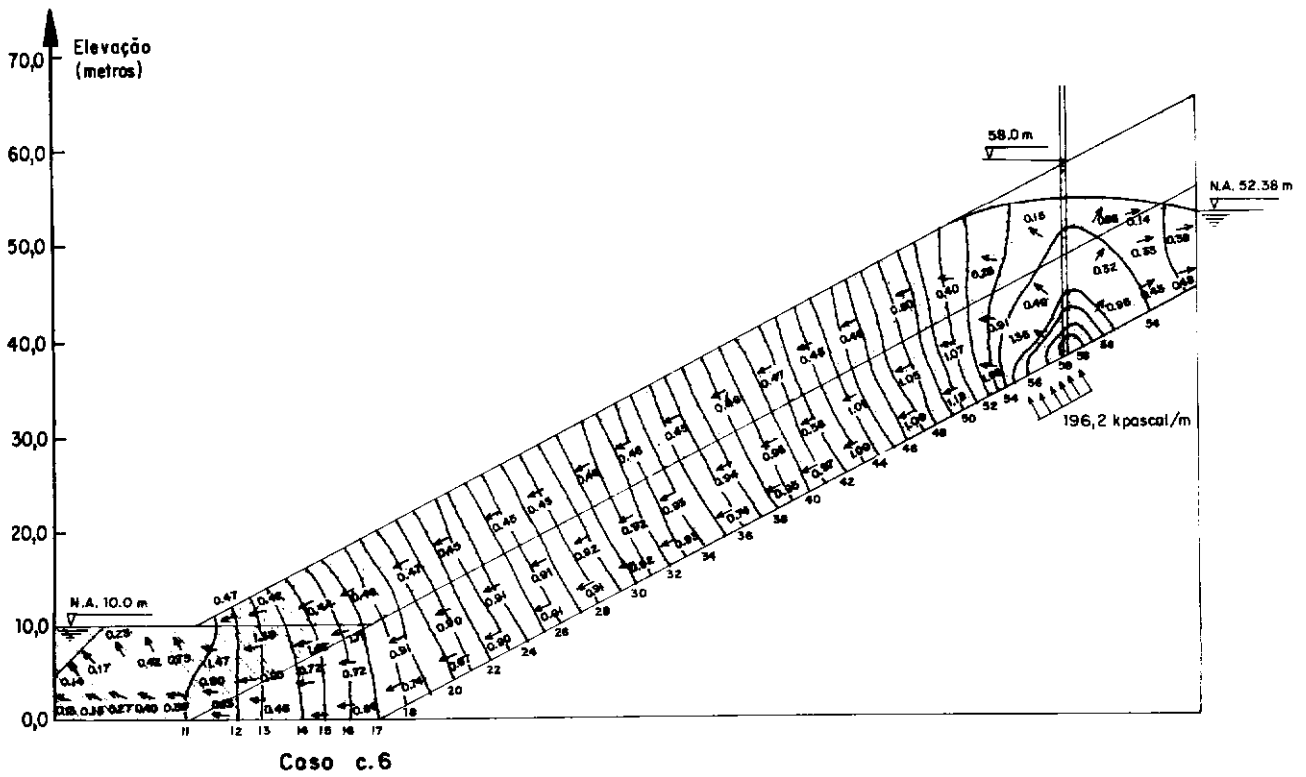
Permeabilidade	Velocidade de Fluxo
2×10^{-7} m/s	$\times 10^{-7}$ m/s
10^{-7} m/s	$\times 10^{-7}$ m/s
4×10^{-7} m/s	$\times 10^{-7}$ m/s

Fig. VI.16 - Representação do Fluxo D'água para o Talude Natural "Caso C" com Água sob Pressão de 98,1 K Pascal (por metro linear de Talude), em veio permeável da Rocha Fraturada.



Permeabilidade	Velocidade de Fluxo
2×10^{-7} m/s	$\times 10^{-7}$ m/s
10^{-7} m/s	$\times 10^{-7}$ m/s
4×10^{-7} m/s	$\times 10^{-7}$ m/s

Fig. VI.17 - Representação do Fluxo D'água para o Talude Natural "Caso C" com Água sob Pressão de 107,72 k Pascal (por metro linear de Talude) em veio Permeável da Rocha Fraturada.



Permeabilidade	Velocidade de Fluxo
2×10^{-7} m/s	$\times 10^{-7}$ m/s
10^{-7} m/s	$\times 10^{-7}$ m/s
4×10^{-7} m/s	$\times 10^{-7}$ m/s

Fig. VI.18 - Representação do Fluxo Água para o Talude Natural "Caso C" com Água sob Pressão de 196,2 k Pascal (por metro linear de Talude) em veio Permeável da Rocha Fraturada.

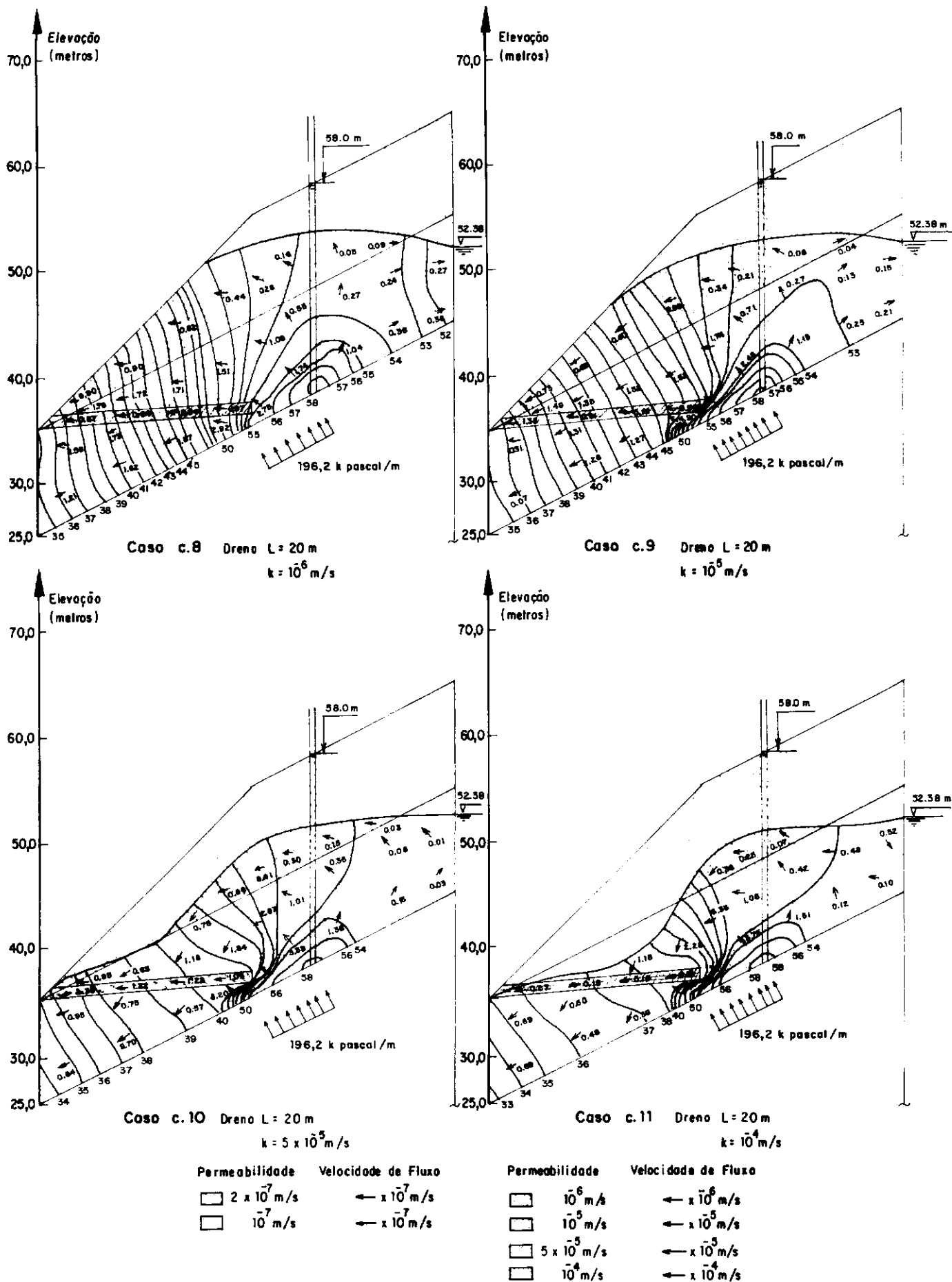


Fig. VI.19 - Detalhe do Talude "Caso C" com Água sob Pressão de 196,2 k pascal (por metro linear de Talude) em veio Permeável da Rocha Fraturada, com Representação do Fluxo D'água Próximo a Região onde Foi instalado Dreno sub-horizontal de Comprimento (L) = 20,0 m, Instalado de 5°.

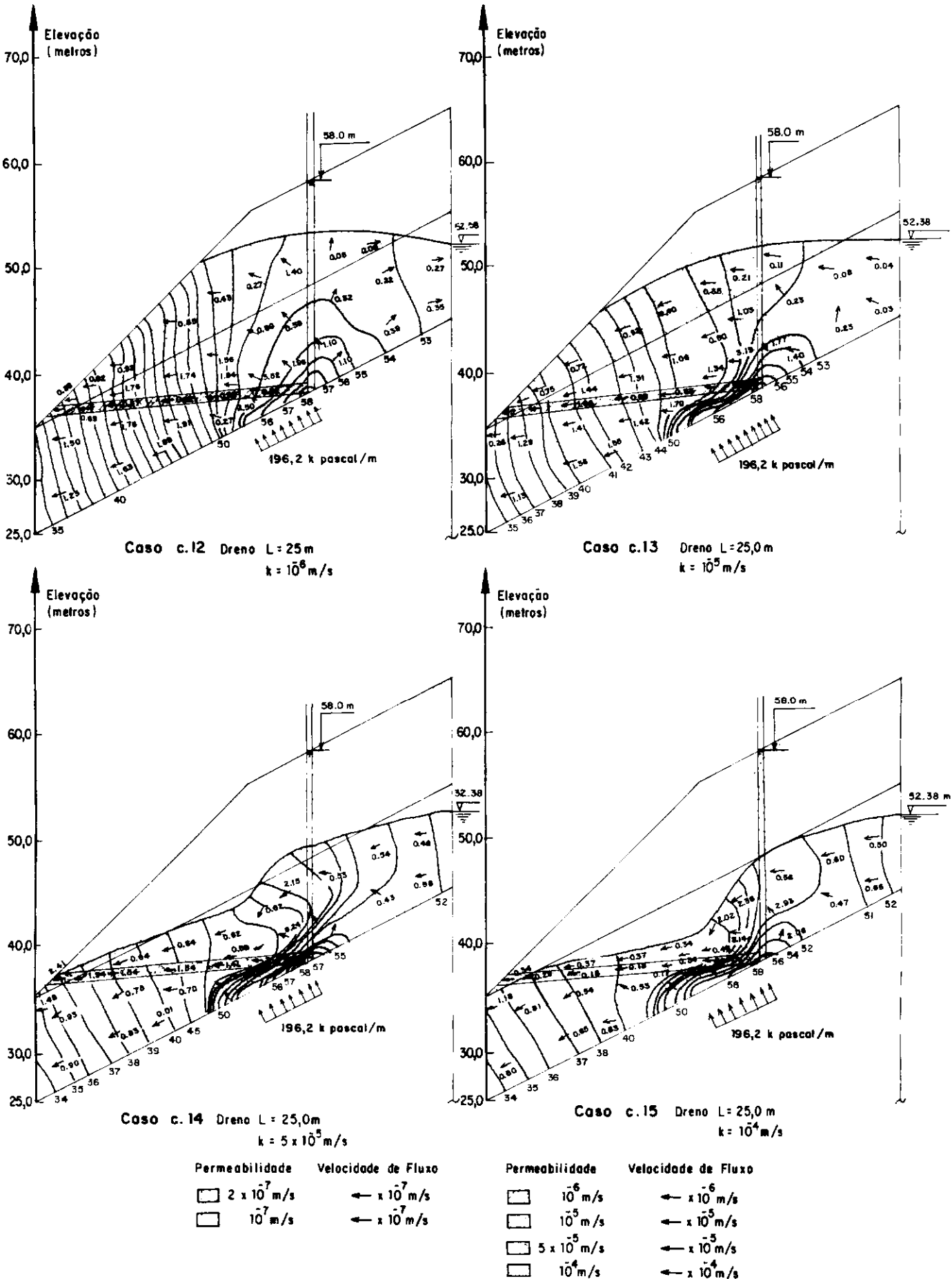


Fig. VI.20 - Detalhe do Talude "Caso C" com Água sob Pressão de 196,2 k pascal (por metro linear de Talude) em veio Permeável da Rocha Fraturada, com Representação do Fluxo D'água Próximo a Região onde Foi instalado Dreno sub-horizantal de Comprimento (L) = 25,0 m.

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES

1. Em relação à bibliografia lida, constata-se que, na grande maioria das vezes, mesmo em situações envolvendo alto risco, devido ao volume das obras de execução de cortes e aterros próximo a zonas edificadas, são raros os trabalhos de investigação de campo para detectar possíveis instabilidades, e, quando são feitos, quase sempre são de extensão limitada, o que leva, muitas vezes, a rupturas desastrosas; são então realizados trabalhos de exploração de campo mais detalhados. Mesmo assim, muitas vezes esses trabalhos são insuficientes e visam quase sempre, a solução mais imediata para o problema. Em muitos casos a instabilidade voltará a se manifestar.
2. Uma conseqüência da carência de trabalhos de investigação de campo vem a ser que existe uma tendência entre os autores que apontam como causa principal de escorregamentos de taludes em solos residuais a perda da coesão aparente, quando parcialmente saturados pela infiltração da água das chuvas. Estes autores não comentam como outro fator também causador de escorregamento, o aumento das pressões neutras na camada de solo saprolítico, chegando mesmo a desprezar o uso de drenagem interna como método de correção e prevenção de escorregamentos.

Verifica-se que ambos os fatores são possíveis de causar escorregamentos, sendo necessário investigações de campo mais detalhadas, de modo que se tenha dados suficientes para se reconhecer o mecanismo que está efetivamente causando instabilidade.

Geralmente, se os carregamentos são superficiais, o primeiro mecanismo é o condicionante. Se os escorregamentos são extensos, em taludes de inclinação mais suave, o segundo mecanismo é que está atuando. Às vezes, ambos os mecanismos podem ocorrer numa encosta mais complexa.

3. Para taludes em solos homogêneos e isotrópicos, os estudos já realizados no que diz respeito, ao dimensionamento de sistemas de drenos sub-horizontais profundos e trincheiras drenantes, estão já em um estágio relativamente avançado, tendo-se à disposição do projetista ábacos que permitem a solução para um grande número de casos. Desses estudos foi verificado também, que estes sistemas podem ser aplicados com eficiência em materiais argilosos.

Porém, no caso de taludes estratificados a lacuna ainda é muito grande havendo necessidade de se criarem métodos semelhantes aos já existentes para taludes homogêneos e isotrópicos. Nestes taludes a grande dificuldade está no fato de não se poder fazer grandes generalizações pois, cada caso é quase sempre único. O uso de programas de computador, utilizando métodos numéricos que abranjam estratificação, ani

sotropia e fluxo tridimensional de execução rápida, em muito facilitaria a solução deste problema.

4. Ao utilizar o programa FPM 500 verificou-se que ele não se apresentava apropriado para o tipo de trabalho pretendido a princípio, qual seja: a elaboração de abacos para dimensionamento de tapetes drenantes e drenos sub-horizontais em taludes em solos residuais. Ficando restrito a observação do fluxo d'água em lençóis subterrâneos.

Apesar das limitações do programa, pôde-se constatar o quanto é importante o uso de redes de fluxo no dimensionamento de sistemas de drenagem profunda.

5. De posse de dados de uma boa investigação de campo que forneça o perfil completo da área a ser estudada, bem como, parâmetros de permeabilidade do solo e medidas piezométricas em pontos criteriosamente escolhidos do talude, é possível obter-se redes de fluxo confiáveis que vão fornecer dados importantes para a análise, permitindo a determinação da direção do fluxo ao longo do talude, com valores da velocidade do fluxo e de pressões neutras.

Com esses dados pode-se realizar análises de estabilidade bastante acuradas como também, estimar-se com mais rigor qual o método estabilizante mais adequado a cada caso.

6. Nos modelos de taludes estudados, foi possível fazer-se algumas verificações elucidativas quanto ao dimensionamento de

drenos sub-horizontais e tapetes drenantes, apesar de não ter sido feita uma análise de estabilidade para determinação do incremento de segurança alcançado por estes sistemas.

Entre as verificações feitas tem-se: para o talude A estudado, foi preciso que o tapete drenante tivesse uma permeabilidade cerca de 1.000 vezes maior do que a permeabilidade da camada superior de solo residual, para que o tapete funcionasse totalmente desafogado. Para o talude B, constituído por um solo residual com camada superior praticamente impermeável, provocando o confinamento do lençol freático; não houve necessidade de dispor-se os drenos com um contraste muito grande de permeabilidade em relação à camada inferior de solo residual, no caso, entre 10 a 50 vezes. O simples fato dos drenos perfurarem a camada superior, permitindo, deste modo, o desconfinamento do lençol d'água, foi suficiente para o rebaixamento do nível piezométrico. Para o talude C, com pressão d'água nas fraturas da rocha equivalente a 196,2 KPa/m, apesar de não se ter chegado à permeabilidade ideal para os drenos sub-horizontais, verificou-se que esta deve ser superior à permeabilidade máxima estudada, que era cerca de 500 vezes maior que a permeabilidade da camada superior de solo residual, para os drenos funcionarem totalmente desafogados; e ainda, que o comprimento ideal para os drenos deve situar-se entre 20 a 25 metros.

CAPÍTULO VIIISUGESTÕES PARA PESQUISAS

1. A primeira sugestão a ser feita é a elaboração de programa de elementos finitos que forneça redes de fluxo sem o problema de convergência da superfície freática na interseção entre materiais com contrastes muito grandes de permeabilidade.
2. Adaptação no computador B-6800 da UFRJ de um dos programas já existentes que incluam solos estratificados, permeabilidade anisotrópica, fluxo tridimensional e fluxo transiente em taludes de baixa permeabilidade, para verificação da influência da permeabilidade no tempo necessário para ser atingida configuração de fluxo estável.
3. De posse de programa que substitua o FPM 500 ou de um programa que considere fluxo tridimensional, dar prosseguimento ao presente trabalho, na tentativa de aprimorar o dimensionamento de sistemas de drenagem profunda para taludes em regiões tropicais.
4. Pesquisas sobre taludes naturais em solos residuais instrumentados, com medições de pressões neutras, para estudo da configuração do fluxo neste maciços, principalmente em casos onde estiver sendo empregado sistemas de drenagem inter

na. Deste modo tornar possível uma comparação entre estudos teóricos e medições de campo; para uma maior confiabilidade e julgamento dos dados obtidos de estudos teóricos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- | ¹ | BAKER, R.F. e MARSHALL, H.C. - "Control and Correction" in Eckel, E.B., Ed., *Landslides and Engineering Practice*; Natl. Research Council, Highway Research Board Spec. Rept. 29, pp. 150-188 (1958).
- | ² | BARATA, F.E. - "Landslides in the Tropical Region of Rio de Janeiro", *Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, México, Vol. 2, pp. 507-516 (1969).
- | ³ | BARATA, F.E. - "Elucubrações sobre Aspectos Geotécnicos Interessantes, Específicos e Diferenciáveis dos Solos Tropicais, em Geral, Particularmente os do Brasil", *Anais do Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia*, Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ - CNPq-AMBS, Vol. 2, pp. 7-29 (1981).
- | ⁴ | BARATA, F.E. - "Técnicas Recentes de Estabilização de Encostas", *Mesa Redonda sobre Aspectos Geotécnicos de Encostas*, Realizada no Clube de Engenharia/RJ, pp. VI.1 - VI.13 (1985).
- | ⁵ | BORGES, C.M. - "Fluxo Estacionário Plano ou Axissimétrico em Meios Porosos pelo Método dos Elementos Finitos", *Tese de Mestrado*, PUC/RJ (1975).

- | ⁶ | BRAND, E.W. - "Some Thoughts on Rain-Induced Slope Failures", *Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol. 3, pp. 373-376 (1981).
- | ⁷ | CARNEVALE, G. e FONDEDILE, S.A. - "La Consolidation d'une Route a Mi-cote sur in Penchant Rocheuse Ebouleux". *Proc. 2nd International Congress of the International Association of Engineering Geology*, São Paulo, pp. V-30.1-V.30.10 (1974).
- | ⁸ | CARTIE, G. et al - "Glissement de Talus Ferroviaires: Surveillance et Prévention". *Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol. 3, pp. 381-384 (1981).
- | ⁹ | CEDERGRÉN, H.R. - "*Sepage, Drainage and Flow Nets*", John Wiley & Sons, Inc. (1966).
- | ¹⁰ | COATES, D.R. - "Landslides Perspectives" - Geological Society of America, *Reviews in Engineering Geology*, Volume III, pp. 3-28 (1977).
- | ¹¹ | Curso Intensivo sobre "Pile Foundation for Offshore Structures" COPPE/UFRJ, Palestras dadas por Milton Vargas, Victor de Mello, Nelson Aoki, entre outros, (1985).

- [¹²] D'APPOLONIA, E. et al - "Behavior of a Colluvial Slope", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Proc. ASCE, Vol. 93, Nº SM4, pp. 447-473 (1967).
- [¹³] DEARMAN, W.R.; BAYNES, F.J. e IRFAN, T.Y - "Engineering Grading of Weathered Granite", *Engineering Geology*, Vol. 12, nº 4, pp. 345-374 (1978).
- [¹⁴] DEERE, D.V. e PATTON, F.D. - "Slope Stability in Residual Soils" - State-of-the Art Paper. Proc. 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Porto Rico, Vol. 1, pp. 87-170 (1971).
- [¹⁵] FREIRE, E.S. de M. - "Movimentos Coletivos de Solos e Rochas e sua Moderna Sistemática". *Revista Construção*, Rio de Janeiro, Vol. 9(98), pp. 10-18 (1965).
- [¹⁶] FONSECA, A.M.M.C.C. - "Drenagem e Controle de Erosão", *Me sa Redonda sobre Aspectos Geotécnicos de Encostas*, realizada no Clube de Engenharia/RJ, pp. IV.1 - IV.25 (1985).
- [¹⁷] GUIDICINI, G. & NIEBLE, C.M. - "Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação" - Editora Edgard Blücher Ltda., São Paulo, 194 pp. (1983).
- [¹⁸] GRIM, R.E. e BRADLEY, W.F. - "Clay Mineral Composition and Properties of Deep Residual Soils from São Paulo, Brazil". Proc. 2nd Panamerican Conference on Soil

Mechanics and Foundation Engineering, São Paulo, Vol. I, pp. 63-72 (1963).

- |¹⁹| HRB - "*Landslides and Engineering Practice*", Eckel, E.B., Ed., Natl. Research Council, Highway Research Board Spec. Rept. 29, 232 pp. (1958).
- |²⁰| HUTCHINSON, J.N. - "Assessment of the Effectiveness of Corrective Measures in Relation to Geological Conditions and Types of Slopes Movement", *Proc. Symposium of Landslides and Other Mass Movement*, Theme 3, General Report, Bulletin, AIGI, nº 16, pp. 131-155 (1977).
- |²¹| KANJI, M.A. - "Residual Strength. New Testing and Microstructure", *Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. 1, pp. 153-154 (1977).
- |²²| KENNEY, T.C. et al - "Design of Horizontal Drains of Soil Slopes", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Proc. ASCE, Vol. 103, nº GT11, pp. 1311-1323, (1977).
- |²³| LACERDA, W.A. - "A Estabilização de um Aterro a Meia Encosta", *Anais do 3º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Belo Horizonte, MG, pp. VI.1 - VI.31 (1966).

- |²⁴| LACERDA, W.A. - "Algumas Considerações sobre a Aplicação dos Drenos Horizontais em Taludes de Solo Residual e sobre a Observação dos Movimentos de Taludes em Profundidade". *Trabalho apresentado no Simpósio sobre Proteção Contra Calamidades Públicas*, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, 8 pp. (1967).
- |²⁵| LACERDA, W.A. e SANDRONI, S.S. - "Movimentos de Massas Coluviais" - *Mesa Redonda sobre Aspectos Geotécnicos de Encostas*. Realizada no Clube de Engenharia/RJ, pp. III.1 - III.19 (1985).
- |²⁶| LAU, K.C. e KENNEY, T.C. - "Horizontal Drains to Stabilize Clay Slopes" - Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Ontario, M5S1A4 (1983).
- |²⁷| LIANG, T. e BELCHER, D.J. - "Airphoto Interpretation " in Eckel, E.B., Ed., *Landslides and Engineering Practice*, Natl. Research Council; Highway Research Board Spec. Rept. 29, pp. 69-92 (1958).
- |²⁸| LOPES, F.R. - "Análise do Controle da Água em Escavações pelo Método dos Elementos Finitos", *Tese de Mestrado*, COPPE/UFRJ (1974).
- |²⁹| LUMB, P. - "The Properties of Decomposed Granite", *Geotechnique*, Vol. 12, nº 3, pp. 226-243 (1962-a).

- |³⁰| LUMB, P. - "Effect of Rain Storm on Slope Stability", *Proc. Symposium on Hong Kong Soils*, Hong Kong, pp. 73-87, (1962-b).
- |³¹| LUMB, P. - "The Residual Soils of Hong Kong", *Geotechnique* Vol. 15, nº 2, pp. 180-194 (1965).
- |³²| LUMB, P. - "Slope Failures in Hong Kong", *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 8, pp. 31-65 (1975).
- |³³| MELLO, V.F.B. de - "Discussion", *Proc. 2nd Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Brasil*, Vol. 2, pp. 561-563 (1963).
- |³⁴| MELLO, V.F.B. de - "Apreciações sobre a Engenharia de Solos Aplicáveis a Solos Residuais". Tradução nº 9, ABGE, (*Proc. 3rd Southeast Asian Conference on Soil Engineering*, 1972) (1979).
- |³⁵| MITCHELL, R.J. & Williams, D.R. - "Induced Failure of an Instrumented Clay Slope" - *Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol. 3, pp. 479-484 (1981).
- |³⁶| MOREIRA, J.E. - "Estabilização de Taludes de Solos Residuais de Granito e Gnaisse", *Tese de Mestrado*, COPPE/UFRJ (1974).

- |³⁷| MORGENSTERN, N.R. & MATOS, M.M. - "Estabilidade de Taludes em Solos Residuais". *Proc. 5th panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires, Argentina, Vol. 3, pp. 367-383 (1975).
- |³⁸| NIEBLE, C.M.; CORNIDES, A.T. & FERNANDES, A.J. - "Regressive Failures Originated by Relict Structures in Saprolites" - *Proc. 1st International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils*, Brasília, Brasil, Vol. 2, pp. 41-48 (1985).
- |³⁹| NONVEILLER, E. - "Efficiency of Horizontal Drains on Slope Stability", *Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol. 3, pp. 495-500 (1981).
- |⁴⁰| NUNES, A.J.C. - "Landslides in Soils of Decomposed Granite Due to Intense Rainstorms" - *Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, México, Vol. 2, pp. 547-554 (1969).
- |⁴¹| NUNES, A.J.C. - "Fatores Geomorfológicos e Climáticos na Estabilidade de Taludes de Estradas", *Revista Latino-Americana de Geotecnia*, Vol. 1, nº 3, pp. 191 - 223, (1973).
- |⁴²| NUNES, A.J.C. & FERNANDES, C.E.M. - "Slides in Saprolites from Gneissic Rocks with Relict Slip Surfaces. The B.N.D.E.S. Case History" - *Proc. 1st International Con*

ference on Geomechanics in Tropical Laterict and Saprolitic Soils, Brasília, Brasil, Vol. 2, pp. 49 - 59 (1985).

- |⁴³| NUNES, A.J.C. & VELLOSO, D.A. - "Estabilização de Taludes em Capas Residuais de Origem Granito-Gnaissica", *Proc. 2nd Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brasil, Vol. 2, pp. 383 - 384, (1963).
- |⁴⁴| PATTON, F.D. & HENDRON, Jr., A. J. "General Report on Mass Movements", *Proc. 2nd International Congress of the International Association of Engineering Geology*, São Paulo, pp. V-GR.1 - V-GR.57 (1974).
- |⁴⁵| PHILBRICH, S.S. & CLEAVES, A.B. - "Field and Laboratory Investigations". - in Eckel, E.B., Ed., *Landslides and Engineering Practice*, Natl. Research Council, Highway Research Board Spec. Rept. 29, pp. 93-111 (1958).
- |⁴⁶| ROOT, A.W. - "California Experience in Correction of Landslides and Slipouts". Paper apresentado na Convenção da ASCE, em São Francisco (1953).
- |⁴⁷| ROOT, A.W. - "Prevention of Landslides" - in Eckel, E. B. Ed., *Landslides and Engineering Practice*. Natl. Research Council, Highway Research Board Spec. Rept. 29, pp. 113-149 (1958).

- |⁴⁸| RUXTON, B.P. & BERRY, L. - "Wethering of Granite and Associated Erosional Features in Hong Kong". *Bulletin of the Geological Society America*, Vol. 68, pp. 1263-1292 (1957).
- |⁴⁹| SAITO, M. & VEZAWA, H. - "Failure of Slopes Due to Creep", *Proc. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, Vol. 1, pp.315-318, (1961).
- |⁵⁰| SANDRONI, S.S - "Solos Residuais Gnaissicos, Pesquisas Realizadas na PUC/RJ", *Anais do Congresso Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia*, COPPE/UFRJ, CNPq, ABMS, Vol. 2, pp. 30-65 (1981).
- |⁵¹| SANDRONI, S.S. - "Previsão de Comportamento de Taludes, Examinadas a Partir de Casos Históricos", *Anais do 7º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Olinda/Recife, PE, Vol. 7, pp.74-97, (1982).
- |⁵²| SANDRONI, S.S. - "Sampling and Testing of Residual Soils in Brazil" - *A Review of Internal Practice*, E.W. Brand and H.B. Philipson Ed. - Southeast Asian Geotechnical Society, pp. 1-20 (1985).
- |⁵³| SAUNDERS, M.K. & FOOKES, P.G. - "A Review of the Relationship of Rock Weathering and Climate and its Significance to

Foundation Engineering", *Engineering Geology*, Vol. 4, nº 4, pp. 289-325 (1970).

- |⁵⁴| SKEMPTON, A.W. & HUTCHINSON, J. - "Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations", *Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, México, State of the Art., Vol. , pp. 291-340 (1957).
- |⁵⁵| SMITH, T.W. - "Horizontal Drains on California Highways" *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 83, nº SM3, pp. 1300-1 - 1300-26 (1957).
- |⁵⁶| SOWERS, G.F. - "Engineering Properties of Residual Soils Derived from Igneous and Methamorphic Rocks", *Proc. 2nd Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brasil, Vol. 1, pp. 39-62 (1963).
- |⁵⁷| STANIC, B. - "Influence of Drainage Trenches on Slope Stability", *Journal of Geotechnical Engineering*, Proc. ASCE, Vol. 110, nº 11, pp. 1624-1636 (1984).
- |⁵⁸| STATON, T.E. - "California Experience in Stabilizing Earth Slopes Through the Instalation of Horizontal Drains by the Hidrauger Method". *Proc. 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, pp.256-260 (1948).

- |⁵⁹| St. JOHN, B.J.; SOWERS, G.F. & WEAVER, E. - "Slickensides in Residual Soils and their Engineering Significance", *Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, México, Vol. 2, pp. 591-597, (1969).
- |⁶⁰| TAYLOR, R.L. & BROWN, C.D. - "Darcy Flow Solutions with a Free Surface", *Proc. American Society of Civil Engineers, Hydraulic Division*, Vol. 93, nº HY2, pp. 23-33 (1967).
- |⁶¹| TEIXEIRA, A.H. & ABRÃO, P.C. - "Estabilização de Encostas na Via Anchieta, Km. 44,7 - 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering", Buenos Aires, Vol. 3, pp. 345-356 (1975).
- |⁶²| TEIXEIRA, A.H. & KANJI, M.A. - "Estabilização do Escorregamento da Encosta da Serra do Mar na Área da Cota 500 da Via Anchieta", *Anais do 4º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Rio de Janeiro, Vol. I, Tomo I, pp. IV.33 - IV.53 (1970).
- |⁶³| TERZAGHI, K. - "Mecanismo dos Escorregamentos de Terra, Tradução, *Revista Politécnica*, nº 167, IPT, (1952).
- |⁶⁴| TÖTH, J. - "A Theoretical Analysis of Groundwater Flow in Small Drainage Basins", *Journal of Geophysical Research*, Vol. 68, nº 16, pp. 4795-4812 (1963).

- |⁶⁵| TOWNSEND, F.S. - "Geotechnical Characteristics of Residual Soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, nº 1, ASCE, pp. 77-94 (1985).
- |⁶⁶| TRB - "Landslides - Analysis and Control" - Robert L. Schuster & Raymond J. Krizek Editors, Transportation Research Board, Commission on Sociotechnical Systems, National Research Council, Washington, D.C., 234 pp. (1978).
- |⁶⁷| VARGAS, M. - "Some Engineering Properties of Residual Clay Soils Occuring in Southern Brazil", *Proc. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, Vol. 1, pp. 67-71 (1953).
- |⁶⁸| VARGAS, M. - "Estabilização de Taludes em Encostas de Gnaisses Decompostos", *Anais do 3º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Belo Horizonte, MG, Vol. 1, pp. VI-32 - VI.55 (1966).
- |⁶⁹| VARGAS, M. - "Origem, Propriedade e Natureza dos Solos Residuais Indeformados" - em "Propriedades Mecânicas dos Solos Residuais". *Seminário de Mecânica dos Solos*, COPPE/UFRJ, Publicação nº 2/70 - Jacques de Medina, Editor, (1970).
- |⁷⁰| VARGAS, M. - "Discussion - Slope Stability in Residual Soils" - *Proc. 4th Panamerican Conference on Soil Me-*

chanics and Foundation Engineering, Porto Rico, Session II, pp. 125-147 (1971-a).

|⁷¹| VARGAS, M. - "Geotecnia dos Solos Residuais", *Revista Latinoamericana de Geotecnia*, Vol. 1, nº 1, pp. 20-41, (1971-b).

|⁷²| VARGAS, M. - "Progresso dos Estudos Geotécnicos dos Solos Tropicais em São Paulo", *Anais do Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia*, Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, CNPq, ABMS, Vol. 2, pp. 66-120 (1981).

|⁷³| VARNES, D.J. - "Ladslides, Types and Processes", in Eckel E.B., Ed., *Ladslides and Engineering Practice*. Natl. Research Council, Highway Research Board Spec. Rept. 29, pp. 20-47 (1958).

|⁷⁴| WITHERSPOON, P.A.; JAVANDEL, I. & NEUMAN, S.P. - "Use of the Finite Element Method in Solving Transient Flow Problems in Aquifer Systems" - The Use of Analog and Digital Computers in Hydrology, Publication nº 81, *International Association of Scientific Hydrology*, Vol. 2, (1968).

|⁷⁵| WOLLE, C.M. - "Taludes Naturais - Mecanismos de Instabilização e Critérios de Segurança" - *Tese de Mestrado*, USP/SP (1980).