



ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES EM COLÚVIO COM O USO DE CORTINAS ANCORADAS

Isadora Guimarães dos Santos

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Willy Alvarenga Lacerda
Francisco de Rezende Lopes

Rio de Janeiro
Outubro de 2017

ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES EM COLÚVIO COM O USO DE CORTINAS
ANCORADAS

Isadora Guimarães dos Santos

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph.D.

Prof. Leonardo de Bona Becker, D.Sc.

Prof. Mauricio Ehrlich, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ- BRASIL

OUTUBRO DE 2017

Santos, Isadora Guimarães dos

Estabilização de taludes em colúvio com o uso de cortinas ancoradas / Isadora Guimarães dos Santos. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2017.

XIV, 58 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Willy Alvarenga Lacerda

Francisco de Rezende Lopes

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2017.

Referências Bibliográficas: p. 52-58.

1. Estabilização de taludes. 2. Colúvios. 3. Cortinas Ancoradas. I. Lacerda, Willy Alvarenga *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Aos meus pais.

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Willy A. Lacerda, por propor um tema tão interessante e por compartilhar sua vasta experiência, e Francisco R. Lopes, pela dedicação, confiança, estímulo e paciência no desenvolvimento da pesquisa.

Ao professor Maurício Ehrlich por suas contribuições, decisivas na realização deste trabalho.

Ao Roney M. Gomes, pelo auxílio com o software usado nas análises.

Aos membros da banca, por terem aceito o convite para avaliação do trabalho.

Aos professores e funcionários do PEC/COPPE, pela receptividade e pelo aprendizado proporcionado.

Aos companheiros de COPPE, em especial, Alex Duarte, Arthur Veiga, Bruna Julianelli, Cid Dieguez, Douglas Costa, Laila Saraiva, Marcela Tortureli, Raquel Linhares, Ronaro Picoli e Tauana Oliveira, pelo convívio, apoio e amizade nesses anos.

À minha família, por todo apoio e compreensão.

À CAPES, pelo auxílio financeiro.

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

ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES EM COLÚVIO COM O USO DE CORTINAS ANCORADAS

Isadora Guimarães dos Santos

Outubro/2017

Orientadores: Willy Alvarenga Lacerda

Francisco de Rezende Lopes

Programa: Engenharia Civil

Obras rodoviárias e mesmo urbanas frequentemente requerem o corte de colúvios. Entre as ações de estabilização da parte remanescente do colúvio, estão: drenagem profunda, bermas de peso (drenantes) e cortinas ancoradas. O presente trabalho explora essa última opção, uma vez que esta solução historicamente tem apresentado problemas. Há diversos relatos de rupturas de cortinas dimensionadas como contendo um talude usual, mesmo com diferentes hipóteses para a posição do nível d'água. Inicialmente uma revisão dos métodos disponíveis é apresentada. As limitações de um método de cunhas brasileiro foram eliminadas (no que se refere como “metodologia proposta”). O estudo de um caso hipotético, que representa situações típicas da região Sudeste, é realizado para comparação dos diferentes métodos de projeto. O efeito da presença de fluxo de água na massa de solo é avaliado. O trabalho explora ainda a escavação parcial de colúvios.

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

STABILIZATION OF SLOPES IN COLLUVIUM WITH ANCHORED WALLS

Isadora Guimarães dos Santos

October/2017

Advisors: Willy Alvarenga Lacerda

Francisco de Rezende Lopes

Department: Civil Engineering

Road and urban construction often requires the excavation of colluvium. Among stabilization actions for the remaining part of the mass, it is possible to mention deep drainage, (draining) weight berms and anchored walls. This paper explores the last solution, since it has, historically, presented recurring problems. There are several reports of collapses of anchored walls that had been designed as usual retaining walls, even when considering a relatively high water table position. Initially a review of available methods is presented. The shortcomings of a Brazilian wedge method are worked around (herein referred as “proposed method”). The study of a hypothetical case, which represents a typical Southeast region's situation, is carried out to compare different design methods. The effect of the presence of water flow in the mass is examined. The work also explores the partial excavation of the colluviums.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVOS	1
1.2	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	1
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE SOLOS COLUVIONARES	3
2.1	PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS	4
2.2	MOVIMENTOS DE MASSA	5
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE ESTABILIZAÇÃO DE CORTES COM ANCORAGENS	15
3.1	SOLUÇÃO POR MEIO DAS TEORIAS USUAIS DE EMPUXO	15
3.1.1	Teoria de Rankine	16
3.1.2	Teoria de Coulomb	17
3.1.3	Outros métodos	18
3.2	SOLUÇÃO ATRAVÉS DA ANÁLISE DE CUNHA CRÍTICA	19
3.2.1	Método de Kranz	20
3.2.2	Método Costa Nunes -Velloso	21
3.2.3	Método de Hoek e Bray (1981)	22
3.2.4	Método de Stone (1987)	23
3.3	SOLUÇÃO POR MEIO DOS MÉTODOS DE FATIAS	25
3.3.1	Fator de segurança	26
3.3.2	Métodos de Equilíbrio Limite (Fatias)	26
4	PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA PROJETO DE CORTINAS ANCORADAS SEM A PRESENÇA DE ÁGUA	28
4.1	PROPOSTA DE METODOLOGIA	28
4.1.1	O problema estudado	29
4.1.2	Cálculo do Fator de Segurança inicial FS_{inic}	30
4.1.3	Cunha crítica e avaliação da estabilidade	30

4.1.4	Cálculo da Força de Ancoragem F_{anc}	31
4.2	APLICAÇÃO	32
5	PROPOSTA PARA PROJETO COM A PRESENÇA DE ÁGUA	36
5.1	PROPOSTA DE METODOLOGIA	36
5.1.1	Cálculo do Fator de Segurança inicial FS_{inic}	36
5.1.2	Cunha crítica e avaliação da estabilidade	37
5.1.3	Cálculo da Força de Ancoragem F_{anc}	37
5.2	APLICAÇÃO: FLUXO PARALELO À SUPERFÍCIE	39
5.3	APLICAÇÃO: CORTINA COM FACE DRENANTE	40
5.4	APLICAÇÃO: PRECIPITAÇÃO	43
5.5	APLICAÇÃO: CORTINA COM DHP	44
5.6	APLICAÇÃO: FALHA NA DRENAGEM	45
5.7	APLICAÇÃO: CORTE PARCIAL EM COLÚVIO	47
5.8	ANÁLISES DE ESTABILIDADE	47
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	50
6.1	CONCLUSÕES	50
6.2	RECOMENDAÇÕES	51
7	REFERÊNCIAS	52

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Processos de reativação de movimentos em colúvios saturados: elevação do nível piezométrico, cortes ao pé e sobrecarga no topo da encosta (Lacerda, 2004).....	8
Figura 2 – Comparação de hipóteses quanto às condições de percolação de água subterrânea. (PATTON e HENDRON, 1974).....	10
Figura 3 - Condições de percolação de água subterrânea antes e após um escorregamento (PATTON e HENDRON, 1974).	10
Figura 4 - Atuação dos diques de diabásio na geração de artesianismo e instabilização na encosta do Soberbo (LACERDA, 1999)	11
Figura 5 - Distribuição de tensões com a profundidade nos casos ativo e passivo	17
Figura 6 - Cunha e polígono de forças para Coulomb caso ativo (CRAIG, 1974)	18
Figura 7 – Teorema de Rebhann (CAPUTO, 1967).....	19
Figura 8 - Cunha de ruptura e polígono de forças para o método de Kranz (MORE, 2003)	20
Figura 9 - Esquema de forças atuando na estabilidade de taludes (adaptado de VELLOSO e COSTA NUNES, 1963).....	21
Figura 10 - Forças atuantes e distribuição de poropressões na superfície de ruptura (adaptado de HOEK e BRAY, 1981)	23
Figura 11 - Solução de Stone (Adaptado de Leventhal e Mostyn, 1987).....	24
Figura 12 - Geometria do problema	29
Figura 13: Cunha e polígono de forças – sem ancoragens	29
Figura 14 – Cunha e polígono de forças – com ancoragens.....	31
Figura 15 - Fator de Segurança em função do ângulo da cunha Θ	33
Figura 16 - Análise por Equilíbrio Limite	34
Figura 17 - Forças atuantes na cunha de ruptura e polígono de forças	36
Figura 18 – Polígono de forças considerando $U_2=0$	37
Figura 19-Representação das forças atuantes na massa de solo e na cortina ancorada..	38
Figura 20 - Rede de fluxo para modelo de talude - fluxo paralelo à superfície	39

Figura 21 - Fator de Segurança em função do ângulo da cunha θ	40
Figura 22 - Malha em Elementos Finitos	41
Figura 23- Funções de condutividade hidráulica.....	42
Figura 24 - Rede de fluxo para cortina ancorada com face drenante	42
Figura 25 - Vetores de velocidade para cortina com face drenante.....	43
Figura 26 - Funções da umidade volumétrica	43
Figura 27 - Vetores de velocidade para cortina com face drenante durante precipitação	44
Figura 28 - Vetores de velocidade para cortina com DHP	45
Figura 29 - Rede de fluxo para cortina ancorada com falha na drenagem	46
Figura 30 - Vetores de velocidade para cortina com falha na drenagem	46
Figura 31- Vetores de velocidade para cortina em corte parcial com face drenante.....	47

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Movimentos de massa segundo VARNES (1978: adaptado de Hungr, 2014)	7
Tabela 2 - Resumo de casos da literatura em colúvios brasileiros	13
Tabela 3 - Resumo de casos da literatura em colúvios brasileiros (continuação)	14
Tabela 4 - Formulações experimentais para cálculo de K_0	15
Tabela 5 - Hipóteses e equações satisfeitas em vários métodos de análise (CHENG e LAU, 2008).....	27
Tabela 6 – Geometria e parâmetros do colúvio	32
Tabela 7- Valores de FS calculados	33
Tabela 8- Valores obtidos usando formulações.....	33
Tabela 9 - Comparação entre métodos para diferentes valores de coesão	34
Tabela 10- Valores de FS calculados	39
Tabela 11- Parâmetros relacionados à permeabilidade nos solos.....	41
Tabela 12- Comparação entre métodos para diferentes condições de água	48

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A – Área;

a – Comprimento do bloco ativo;

b – Distância horizontal entre a crista do corte e as trincas de tração

c – coesão;

C, C_m = força de coesão, força de coesão mobilizada ao longo do comprimento da superfície de ruptura

c' – Intercepto efetivo de coesão do solo;

D – Altura no nível d'água na camada de solo;

E, E_l – Empuxo no solo;

E_a, E_p – Empuxo ativo e passivo;

F_{anc} – força de ancoragem;

F_{anc}^{trab} – Força de ancoragem de trabalho;

FS – Fator de Segurança ou Fator de Segurança Global;

FS_{mic} – Fator de segurança sem o uso das ancoragens;

FS_{proj} – Fator de segurança de projeto;

h_0 – Altura da sobrecarga;

H – Altura do corte;

h – Altura da camada de solo;

h' – Espessura de solo considerada como sobrecarga;

h_{cr} – Altura crítica;

h_w – Altura preenchida por água nas trincas de tração;

i – Ângulo entre a face interna da contenção e a horizontal;

K – Coeficiente de empuxo

K_a, K_p, K_0 – Coeficientes de empuxo ativo, passivo e de repouso;

k, k_1, k_2 - Coeficientes de permeabilidade;

M_v - Coeficientes de compressibilidade volumétrica;

OCR - *Over Consolidation Ratio*, razão de pré-adensamento;

P_0 – Força de ancoragem pelo Método de Stone;

P_I – Força entre bloco passivo e cunha ativa;
 q – sobrecarga distribuída na superfície;
 R, R_I – Forças de reação do solo;
 s – Espaçamento entre as cortinas ancoradas;
 U – força resultante das poropressões na base da superfície de deslizamento;
 u – Poropressão;
 V – força resultante das poropressões nas trincas de tração;
 W, W_I – Peso da cunha ativa, peso da cunha adicional;
 z – Profundidade;
 z_{tr} – Profundidade das trincas de tração;
 z_w – altura da coluna d'água nas trincas de tração
 α – Ângulo de inclinação do tirante em relação à horizontal;
 β – Ângulo de inclinação da encosta, inclinação do terrapleno;
 γ – Peso específico do solo;
 γ_w – Peso específico da água;
 δ' – Ângulo que o empuxo faz com a normal à face externa do paramento;
 Δ_a, Δ_p – Deslocamento lateral caso ativo e passivo;
 Θ – Ângulo da superfície de ruptura com a horizontal;
 $\Theta_{crit}, \Theta_a, \Theta_p$ – Ângulo crítico, ângulo do plano de ruptura no estado ativo e passivo;
 λ – razão entre FS_{proj} e FS_{inic} ;
 σ' – Tensão normal efetiva atuante no solo;
 σ'_1, σ'_3 – Tensões principais efetivas maior e menor;
 σ'_a, σ'_p – Tensões normais efetivas caso ativo e passivo;
 σ'_h, σ'_v – Tensões normais efetivas horizontal e vertical;
 τ – Tensões cisalhantes atuantes no solo;
 τ_s – Resistência ao cisalhamento do solo;
 ϕ' – Ângulo de atrito efetivo do solo;
 ϕ'_r – Ângulo de atrito efetivo em relação à resistência residual;
 ϕ'_m – Ângulo de atrito efetivo mobilizado;

1 INTRODUÇÃO

Frequentemente obras rodoviárias e mesmo urbanas requerem o corte de colúvios. Em muitos casos o espaço disponível não permite a execução de soluções técnicas como bermas de peso e recorre-se ao uso de cortinas ancoradas, por serem estas estruturas de contenção de paramento vertical capazes de suportar grandes esforços horizontais sem grandes deslocamentos do maciço de solo. Tal solução, no entanto, tem apresentado problemas.

São vários os relatos de cortinas em colúvio dimensionadas como contendo um talude usual e que apresentaram movimentações muito superiores àquelas previstas em projeto, e até rupturas, mesmo com diferentes hipóteses para a posição do nível d'água. A ruptura de cortinas ancoradas em massas coluvionares alerta para a necessidade de uma revisão das metodologias de projeto existentes e é a principal motivação para o desenvolvimento deste trabalho.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo principal desta dissertação é contribuir para o dimensionamento geotécnico de cortinas ancoradas para conter colúvios, tendo especificamente os seguintes objetivos:

- Compreender o comportamento das massas coluviais e os principais aspectos que diferenciam seu comportamento de um talude usual;
- Propor metodologia para avaliação da estabilidade junto à contenção e obtenção da força de ancoragem em cortinas ancoradas;
- Comparar os diferentes métodos disponíveis, através do estudo teórico de um colúvio hipotético, que representa situações típicas da região Sudeste, explorando diferentes condições de água. Explora-se, ainda, a possibilidade de o corte remover apenas parcialmente a camada de colúvio.

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está estruturada em seis capítulos, sendo este o primeiro, e os demais organizados conforme descrito a seguir.

No Capítulo 2 – Revisão bibliográfica sobre solos coluvionares. Apresenta, brevemente, os principais aspectos dos colúvios, sua formação e identificação, características, propriedades geotécnicas, os movimentos de massa aos quais estão sujeitos e as soluções de estabilização encontradas na literatura.

Capítulo 3 – Revisão bibliográfica dos métodos para determinação da força de ancoragem, principal aspecto no dimensionamento geotécnico de cortinas ancoradas.

Capítulo 4 – Propõe uma nova metodologia de projeto para dimensionamento de cortinas ancoradas e compara diferentes métodos para o caso de um colúvio hipotético, sem a presença de água.

Capítulo 5 – Avalia diferentes hipóteses para a presença de água, e compara novamente os diferentes métodos (para o colúvio hipotético), mas considerando as condições de fluxo.

Capítulo 6 – Apresenta as conclusões obtidas no presente trabalho e sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE SOLOS COLUVIONARES

O processo de formação dos solos envolve ações físicas, químicas e biológicas, que promovem desagregação física e alteração química das rochas, modificando suas propriedades de forma contínua, em um processo denominado intemperismo.

Os solos residuais se formam quando o produto do intemperismo permanece no local de origem, gerando perfis de alteração ao longo da profundidade. A remoção total ou parcial deste material dá origem aos solos transportados e, nesse processo, perde-se o vínculo com o material de origem. Dessa forma, as propriedades do solo são influenciadas pelos modos de transporte e deposição, através de agentes transportadores como a água, o vento ou a gravidade.

Lacerda e Sandroni (1985) definem colúvio como “depósito composto por blocos e/ou grãos de qualquer dimensão, transportados por gravidade e acumulados no sopé ou a pequena distância de taludes mais íngremes ou escarpas rochosas”. Segundo os autores, as massas colúvias são, predominantemente, compostas por uma mescla de solo escorregado e de blocos/lascas oriundos dos próprios escorregamentos ou de quedas. Conseqüentemente, pode-se encontrar cavidades, por vezes com muitos metros, em virtude da remoção (por *piping*, provavelmente) dos grãos mais finos adjacentes a estas peças maiores.

A geomorfologia das massas colúvias é muito característica e sua identificação em aerofotografias pode ser feita por um geólogo experiente. No entanto, a presença de cobertura vegetal densa pode amenizar aspectos geomorfológicos da superfície, dificultando o processo. Camadas colúvias que sobrepõem solos residuais podem ser reconhecidas com o uso de métodos sísmicos ou por meio de sondagens à percussão (SPT), observando-se o número de golpes (N) para a penetração dos últimos 30 cm do amostrador padrão. Valores de N abaixo de 10 são típicos de massas colúvias e, diferentemente dos solos residuais, esse valor não cresce linearmente com a profundidade (LACERDA, 2004).

As encostas colúvionares em sua maioria apresentam baixas inclinações – exceto na presença de matações e próximo a escarpas rochosas – e por isso são frequentemente assemelhadas a taludes infinitos: taludes de inclinação constante e superfície de ruptura aproximadamente paralela à superfície do terreno, com comprimento pelo menos dez vezes superior à espessura da massa de solo e propriedades geotécnicas constantes a uma

mesma profundidade. Dessa forma, o ângulo do talude costuma ser governado pela resistência do solo na interface colúvio/solo residual (BORDA GOMES, 1996; SANDRONI et al, 2001).

Visto que o nível d'água em colúvios frequentemente encontra-se próximo da superfície e considerando o fluxo paralelo, o procedimento de cálculo para taludes infinitos (TAYLOR, 1948) em um solo sem coesão nos fornece para condição de equilíbrio a relação:

$$tg\beta = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma} tg\phi' \approx \frac{1}{2} tg\phi' \quad (2-1)$$

Se aplicarmos à relação acima parâmetros usuais para o peso específico do solo (20kN/m³), da água (9,8kN/m³) e ângulo de atrito (25 a 32°) encontraremos valores semelhantes à inclinação natural média dessas encostas, entre 15° e 17°, de acordo com Lacerda (2004). Caso o nível d'água nunca atingisse a superfície, essa inclinação seria maior, o que já é um indicativo de que os movimentos nesse tipo de encosta estão intimamente ligados à hidrogeologia local e às precipitações pluviométricas.

2.1 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS

O estudo das propriedades geotécnicas de solos tropicais, em especial dos solos coluvionares, auxilia a compreensão comportamento e movimentações das massas coluvionares observadas em campo. A escolha adequada de parâmetros é de fundamental importância na resolução de problemas de estabilidade em colúvios.

O índice de vazios dos solos coluvionares depende da rocha de origem e do seu grau de intemperização. Se o colúvio é formado por escorregamentos translacionais ou rotacionais de um solo residual, este pode preservar as características de origem. Porém, se o processo de laterização ocorre após desestruturação do solo residual, então o colúvio apresentará maiores índices de vazios (LACERDA, 2010). Lacerda (2004) aponta índice de vazios na faixa de 0,6 a 0,9 em solos residuais saprolíticos, de 0,7 a 1,5 nos solos residuais lateríticos de granito-gnaiss e de 1 e 2,5 em solos coluviais originários desses materiais. Rodriguez (2005), menciona intervalo entre 1 e 1,5 para colúvios brasileiros, podendo atingir valores superiores a 2. A compressibilidade é baixa em colúvios laterizados, apesar do alto índice de vazios. Mostram-se também pouco colapsíveis, segundo Lacerda (2004).

Solos coluvionares geralmente apresentam permeabilidade superior à dos solos residuais. Além da natureza porosa, a existência de caminhos preferenciais de percolação

relacionados a canalículos deixados por formigas e raízes mortas, além de trincas e outras descontinuidades contribuem para o aumento da permeabilidade em campo. Ensaio *in situ* e em laboratório demonstram a grande variabilidade, da ordem de 10^{-2} a 10^{-5} cm/s, para valores do coeficiente de permeabilidade em colúvios (AVELAR e COELHO NETTO, 1992; LACERDA e LOPES, 1992; SCHILLING et al, 1992; BACELAR, 2000; MORAES SILVA, 2000; SUZUKI, 2004; RODRIGUEZ, 2005). Rodriguez (2005) recomenda realizar determinações de campo sempre que possível e, caso a determinação seja feita em laboratório, os valores de permeabilidade devem ser sempre avaliados em relação às variáveis de campo.

A resistência ao cisalhamento de um solo tropical é influenciada por suas características mineralógicas, estruturais e condições de saturação, fatores que dependem do grau de intemperismo, da formação geológica e do nível de estruturação do solo (SUZUKI, 2004). Os parâmetros de resistência de pico, extraídos das envoltórias de resistência, geralmente são dependentes da faixa de tensões normais considerada e seus valores podem variar consideravelmente.

A resistência residual é definida por Skempton (1964) como o valor mínimo de resistência ao cisalhamento obtido no ensaio sob condição drenada, após grandes deslocamentos. Tal condição pode ocorrer em casos de superfícies de ruptura reativadas ou deslizamentos contínuos, onde a massa de solo atinge valores de resistência residual na interface colúvio/solo residual. Colúvios brasileiros estudados por Rodriguez (2005) apresentaram resistência residual entre 6 e 35° , semelhante ao apresentado por Pinheiro (2000) para solos tropicais no Sul do Brasil. A ampla faixa de valores mencionada está relacionada à mineralogia dos solos avaliados. Rodriguez (2005) explica que a presença de mica tende a reduzir os valores de ângulo de atrito residual e a ocorrência de laterização que tende a elevar os valores de ângulo de atrito residual, resultando em valores próximos aos valores de pico.

2.2 MOVIMENTOS DE MASSA

A instabilização de taludes e encostas é controlada por um conjunto de condicionantes que atuam no sentido de aumento das tensões cisalhantes (fatores externos) ou redução da resistência ao cisalhamento da massa (fatores internos).

Os critérios adotados para a diferenciação dos movimentos de massa em geral são o tipo de material, a velocidade e o mecanismo do movimento, as deformações, a geometria e a presença de água no maciço. Dentre os vários sistemas propostos, citam-se as propostas

de Sharpe (1938, *apud* Guidicini e Nieble, 1984), Freire (1965), Guidicini e Nieble (1984), Skempton e Hutchinson (1969), Costa Nunes (1969), Varnes (1978), Hansen (1987) e Augusto Filho (1992).

A classificação de Varnes (1978) tem boa aceitação internacionalmente e é ilustrada na Tabela 1. Nela, cada movimentação é associada a um tipo de movimento e material. Quanto ao tamanho das partículas, os materiais podem ser agrupados como solo (pelo menos 80% das partículas inferiores a 2mm), detritos (20 a 80% maiores que 2mm) ou rochas. Os movimentos dividem-se em cinco categorias: quedas, tombamentos, escorregamentos, espraamentos e escoamentos, além de movimentos complexos, formados pela combinação dos anteriores.

As quedas são movimentos de massas que se desprendem do alto de encostas, englobando não só movimentos de queda livre, mas outros fenômenos como saltos e rolamento. Os tombamentos caracterizam-se por rotação sobre um ponto abaixo do centro de gravidade da massa, direcionada para frente e para fora do talude. Os escorregamentos apresentam superfície de ruptura bem definida, sobre a qual a massa se desloca. Podem ser rotacionais, cuja superfície é curva e côncava, ou translacionais, que tem superfície planar frequentemente relacionada à presença de caminhos preferenciais de ruptura tais como estruturas reliquias e planos de fraqueza. Os espraamentos ocorrem em terrenos com pouca inclinação, através de movimentos de extensão lateral, acompanhado por cisalhamentos ou tensão de fraturas. Por fim, os fluxos ou escoamentos abrangem desde movimentos extremamente lentos (como os rastejos) a extremamente rápidos (como as corridas).

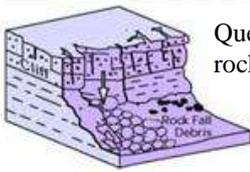
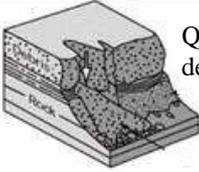
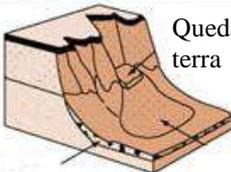
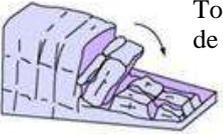
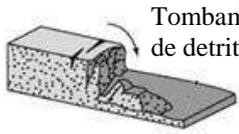
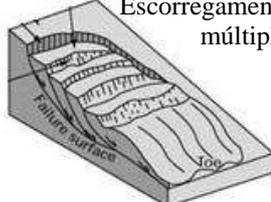
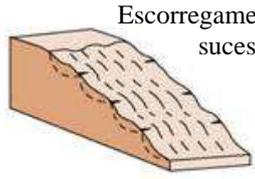
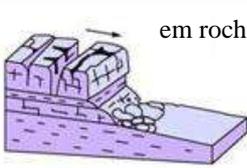
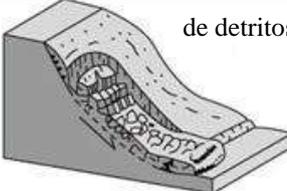
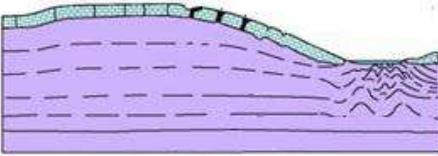
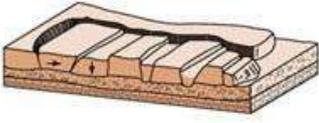
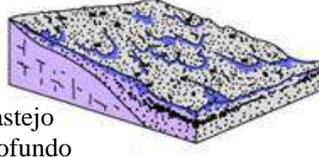
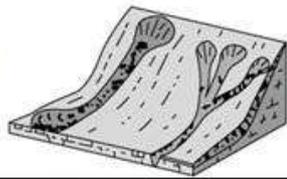
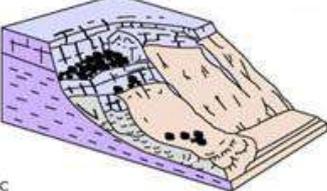
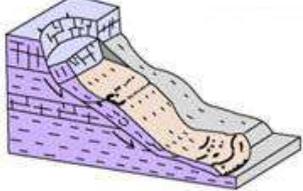
A classificação de Augusto Filho (1992) destaca-se por considerar rastejo como uma classe separada dos escoamentos, considerando quatro formas de movimentos: quedas, escorregamentos, rastejos e corridas.

Os rastejos são movimentações lentas que podem ocorrer de forma contínua, sazonal ou intermitente, prolongando-se por longos períodos. A movimentação normalmente deixa sinais na superfície, como trincas, deslocamento de eixos de estrada e inclinações ou encurvamentos de elementos verticais, como postes e árvores. A identificação da superfície de ruptura e o monitoramento do movimento são feitos com a instalação de inclinômetros.

A reativação de rupturas pretéritas em colúvios saturados está relacionada, basicamente, a três causas, como apresenta a Figura 1, de Lacerda (2004). A precipitação intensa, que eleva do nível piezométrico da encosta e é responsável pelos rastejos sazonais e aumento

da velocidade das movimentações, como nos casos da Ferrovia do Aço (RJ) e da rodovia Prestes Maia, SP-55 (CASTELLO BRANCO, 1986; PIMENTA *et al*, 1992).

Tabela 1 - Movimentos de massa segundo VARNES (1978: adaptado de Hungr, 2014)

MATERIAL TIPOS DE MOV.		ROCHA	DETRITOS	SOLO
QUEDAS		 Quedas de rochas	 Quedas de detritos	 Quedas de terra
	TOMBAMENTOS	 Tombamento de rochas	 Tombamento de detritos	 trincas Tombamento de terra
ESCORREGAMENTOS	ROTACIONAL	 Escorregamento único	 Escorregamentos múltiplos	 Escorregamentos sucessivos
	TRANSLACIONAL	 em rocha	 de detritos	 de terra
ESPRAIAMENTO			 de terra	
FLUXOS/ESCOAMENTOS	 Rastejo profundo		 Rastejo de solo	
COMPLEXOS			Combinação de dois ou mais tipos de movimentos 	

BGS © MERC

Outras causas muito comuns na reativação de movimentações são as ações de corte e remoção de solo ao pé da encosta e a construção de aterros (sobrecarga) no topo da encosta, responsáveis pela reativação de rastejo no Km 44 da Via Anchieta, em São Paulo (PEDROSA et al, 1982; RODRIGUES, 1992).

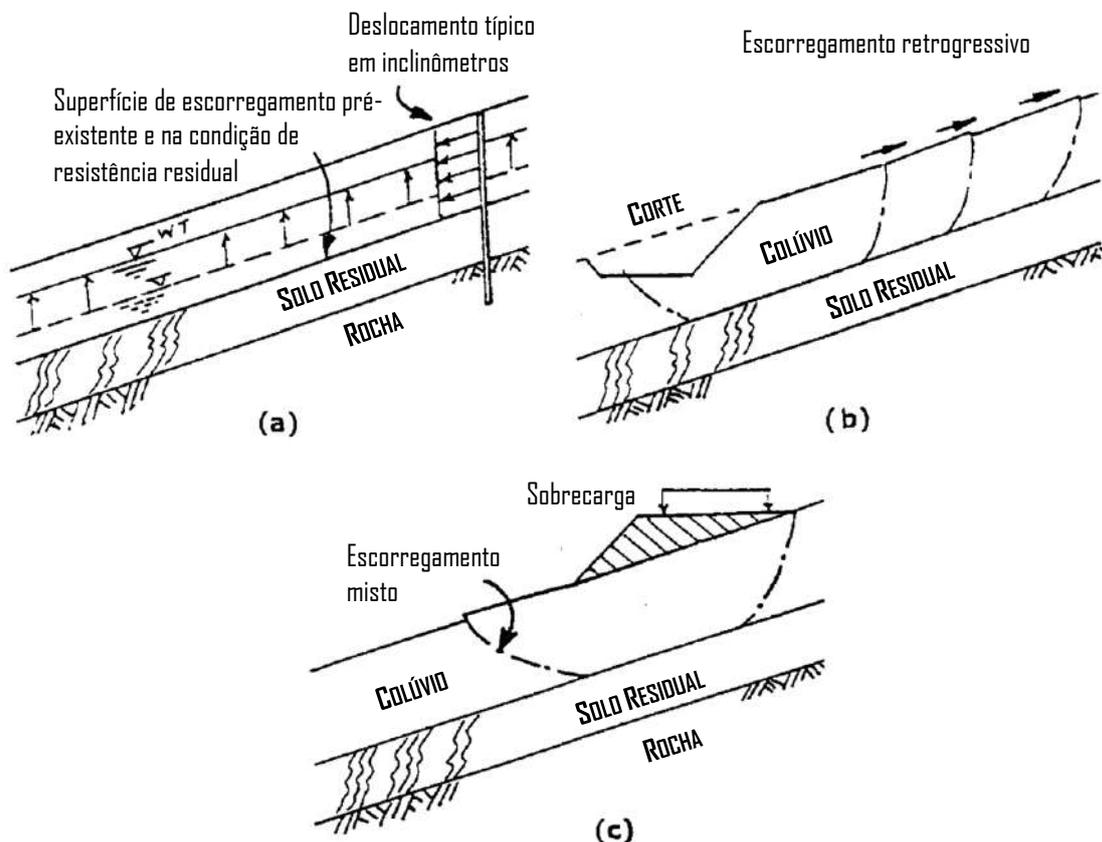


Figura 1 - Processos de reativação de movimentos em colúvios saturados: elevação do nível piezométrico, cortes ao pé e sobrecarga no topo da encosta (Lacerda, 2004)

Varnes (1978) divide os condicionantes em dois grandes grupos: os que promovem aumento da sollicitação e os que conduzem à redução da resistência ao cisalhamento. Compõem o primeiro grupo, ações como sobrecargas, a remoção de massa no pé ou nas laterais da encosta, pressões laterais e sollicitações dinâmicas. O segundo engloba características mecânicas do material e fatores variáveis, tais como mudança nas poropressões, deformações decorrentes de variações cíclicas de umedecimento e secagem e alterações físico-químicas devido ao intemperismo.

Hutchinson (1988) considera como fatores deflagradores: a hidrogeologia, o clima, a topografia, a vegetação, a litologia, geologia estrutural, a erosão e os eventos sísmicos.

Segundo Augusto Filho e Virgili (1998), dentre os principais condicionantes citados na literatura para movimentos de massa em encostas brasileiras estão:

- Características climáticas – principalmente o regime pluviométrico;
- Características dos materiais que compõem o substrato das encostas e a forma como estão dispostos (incluindo estruturas geológicas);
- Características geomorfológicas – destacando-se a inclinação, amplitude e forma do perfil das encostas (retilíneo, convexo e côncavo);
- O regime de águas de superfície e sub-superfície;
- Características relacionadas ao uso e ocupação, que englobam desde a presença de cobertura vegetal até as diferentes formas de intervenção antrópica das encostas.

A maioria dos deslizamentos no Rio de Janeiro ocorre durante ou no final da estação chuvosa e tem a precipitação como causa, afirma Barata (1969). Costa Nunes (1969) também associa o fenômeno à ocorrência de escorregamentos. Buscando relacionar intensidades de chuva à ocorrência de movimentos de massa, diversos autores (MOREIRA, 1974; VARGAS *et al.*, 1986; PEDROSA *et al.*, 1988; BORDA GOMES, 1996; FEIJÓ *et al.*, 2001; LACERDA, 2004; FREITAS, 2004; D'ORSI, 2011; MARTINS, 2014; SILVA, 2014; FREU, 2016; MENDES, 2016; VAN ONSELEN, 2016; COSTA, 2017; LUIZ, 2017) sugerem correlações entre precipitações diárias e/ou acumuladas e os deslocamentos obtidos por meio de instrumentação de campo. É importante ressaltar, no entanto, que estas correlações são válidas localmente e não necessariamente representam o comportamento de outras massas coluviais.

A compreensão da dinâmica das águas subterrâneas no maciço e do regime de infiltração na superfície do terreno são essenciais à compreensão dos movimentos e em uma encosta. O modelo clássico que considera fluxo paralelo à superfície, detectado através de medidores de nível d'água instalados, é razoável para taludes infinitos. Patton e Hedron Jr. (1974) apresentam modelo diferente do tradicional, no qual as linhas de fluxo convergem para o nível d'água na base das encostas, podendo ocasionar instabilidade na região (Figura 2). Os autores simulam, ainda situação de fluxo após escorregamento, com acúmulo de detritos no pé da encosta, como mostra a Figura 3. Após a movimentação, os detritos bloqueiam o fluxo no pé da encosta e o nível d'água se eleva, levando a um aumento da pressão piezométrica que pode causar nova instabilidade no maciço.

Casos presentes na literatura, no entanto, indicam que condições de fluxo complexas podem ocorrer nas massas coluviais, com distribuição não uniforme do lençol freático, como na encosta de Candelária-Sobradinho (COSTA, 1986). A modelagem das linhas de fluxo em perfis de alteração de meios tropicais não é uma tarefa simples e deve ser feita levando em conta a eventual presença de estruturas geológicas que possam formar zonas

preferenciais de infiltração ou de recarga, zonas de artesianismos ou a formação de lençóis suspensos.

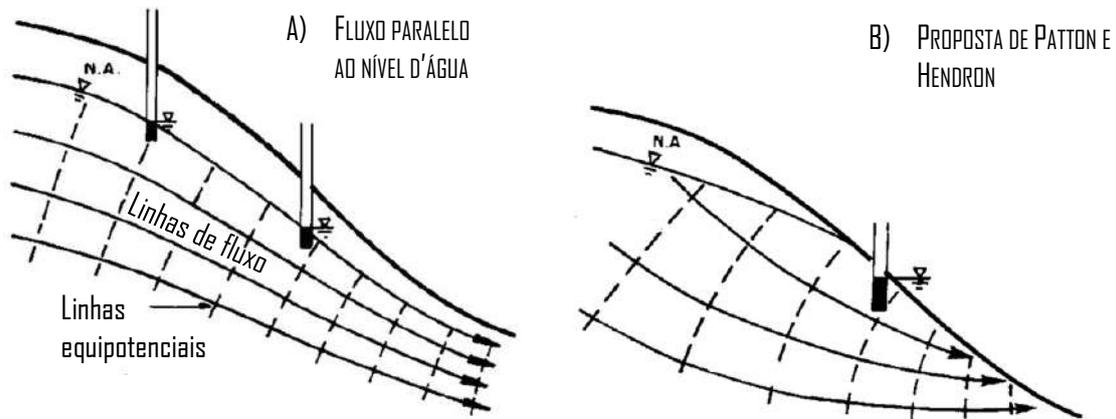


Figura 2 – Comparação de hipóteses quanto às condições de percolação de água subterrânea. (PATTON e HENDRON, 1974)

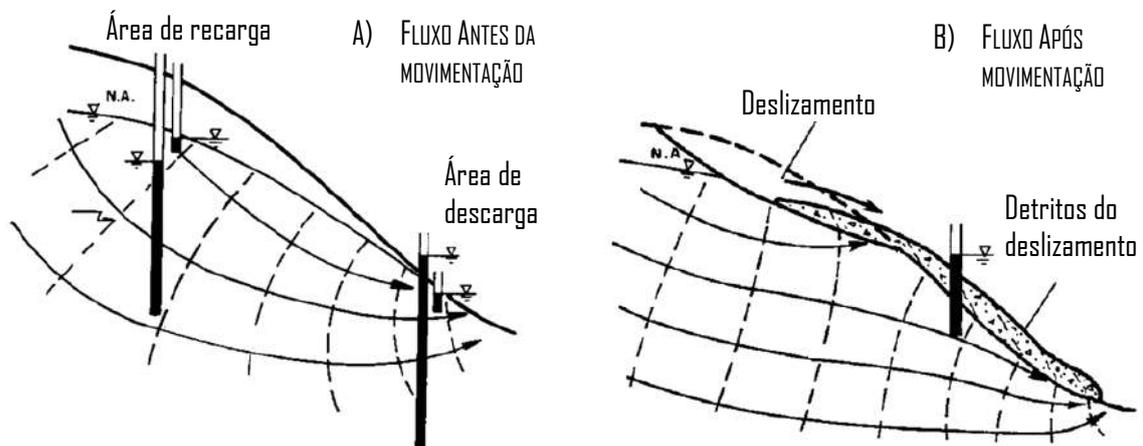


Figura 3 - Condições de percolação de água subterrânea antes e após um escorregamento (PATTON e HENDRON, 1974).

O caso de Soberbo foi objeto de estudo de vários autores e ilustra bem tais ocorrências. As primeiras movimentações na encosta do Soberbo ocorreram em 1966. Um fluxo detrítico foi ocasionado por um aumento de poro-pressão devido ao impacto de um bloco rochoso sobre o colúvio, saturado após chuvas intensas por 3 dias. Posteriormente, em 1983, foram observados novos deslocamentos na encosta, que apresentou rastejo durante os períodos mais chuvosos do ano. Os principais condicionantes dessas movimentações foram uma combinação de alta pluviosidade (máxima e acumulada) associada à existência de diques de diabásio, que direcionaram movimentos e propiciaram zonas de artesianismo (PEDROSA *et al*, 1988; SCHILING, 1992, AVELAR e LACERDA, 1997). A Figura 4 apresenta a atuação dos diques de diabásio na geração de artesianismo e a consequente ocorrência de instabilização na encosta do Soberbo. As medidas de

estabilização adotadas nesse caso foram no sentido de cessar o artesianismo, através da instalação de drenos sub-horizontais profundos (LACERDA, 1999).

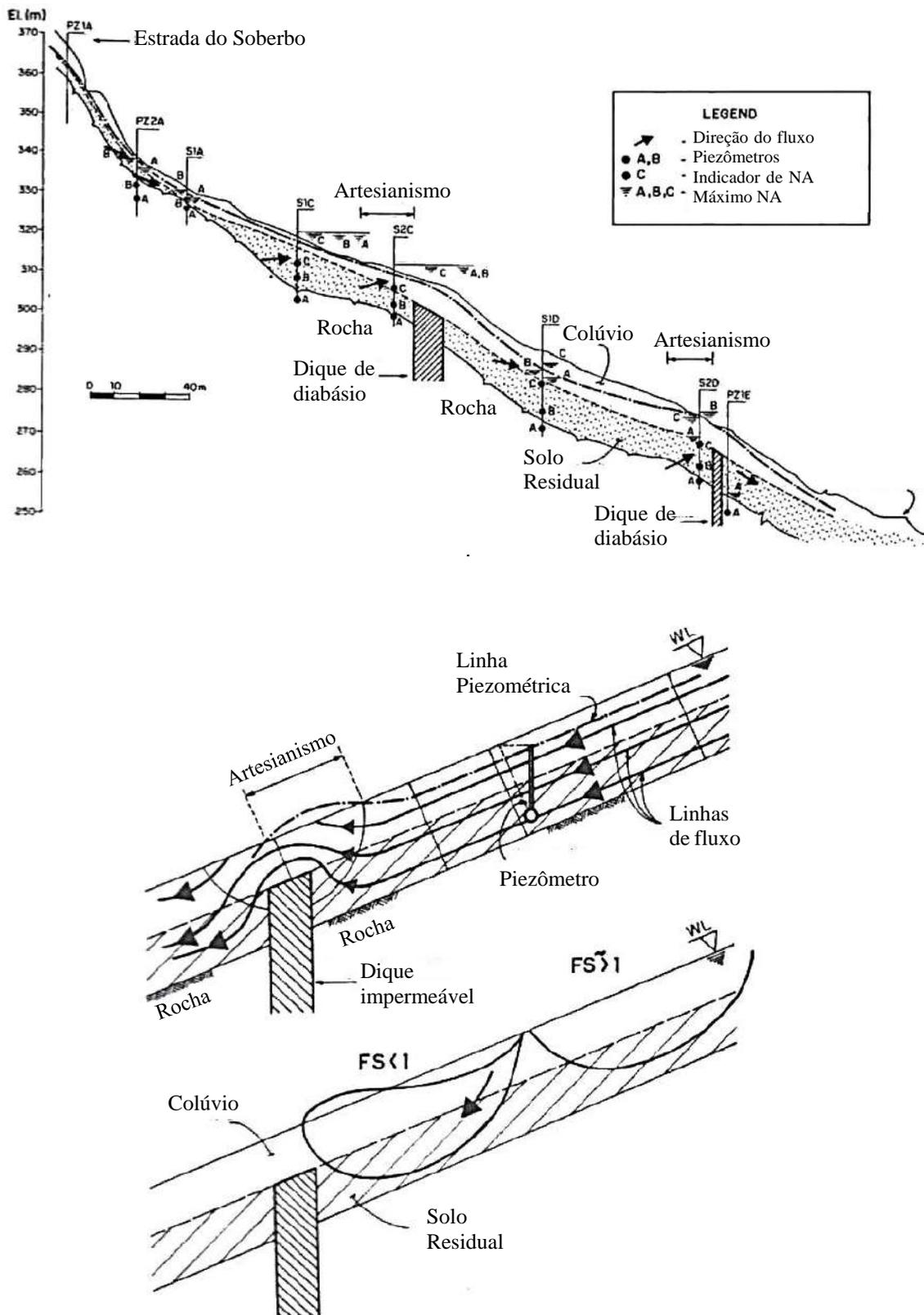


Figura 4 - Atuação dos diques de diabásio na geração de artesianismo e instabilização na encosta do Soberbo (LACERDA, 1999)

Existem várias soluções de estabilização de colúvios, com e sem o uso de estruturas de contenção, que podem ser combinadas para atingir a estabilidade. Quanto ao uso de contenções, as soluções geralmente englobam o uso de muros drenantes e cortinas ancoradas. Destaca-se aqui a importância do uso de sistemas de drenagem (superficial e subterrânea), cuja função é impedir a infiltração de água da chuva e manter baixos os níveis d'água nas encostas.

A drenagem subterrânea pode ser aplicada com uso de trincheiras drenantes, drenos sub-horizontais profundos (DHPs), túneis ou galerias de drenagem. Em colúvios é muito comum a instalação dos DHPs, que abrangem superfícies com profundidade na faixa de 8 m a 20 m. (BASTOS, 2006).

As Tabela 2 - Resumo de casos da literatura em colúvios brasileiro e Tabela 3 apresentam uma série de casos de movimentações em colúvios brasileiros encontrados na literatura. O quadro resume, para cada situação, o tipo de movimentação, os condicionantes do processo e as soluções consideradas.

Observa-se que a solução por meio de drenagem superficial e profunda predomina na estabilização dos colúvios. Em alguns casos, no entanto, foram necessárias intervenções sucessivas, com uso de múltiplas soluções, até atingir a estabilidade da encosta. Estruturas de contenção, dimensionadas como para conter um talude usual podem apresentar movimentações expressivas e até mesmo chegar à ruptura, como ocorreu com as cortinas ancoradas em Soberbo (RJ) e na Rodovia de Taubaté-Campos do Jordão (SP). Fica clara, então, a necessidade do estudo do comportamento dessas estruturas em colúvios e das metodologias de dimensionamento existentes.

Tabela 2 - Resumo de casos da literatura em colúvios brasileiros

CASO	TIPO DE MOV.	CAUSA	SOLUÇÃO ADOTADA	REFERÊNCIA
Encosta do Cactáreo (RJ)	Escorregamento planar	Desenvolvimento de poro- pressões positivas devido à infiltração e percolação da água da chuva no talude	Drenagem superficial	(ANDRADE et al., 1992)
Candelária-Sobradinho (RS) - próxima ao km 12 da estrada RST-481	Rastejo sazonal	Distribuição não uniforme do lençol freático	Remoção do material	(COSTA, 1986)
Ferrovias do Aço (RJ) - Aterro A52	Rastejo	Presença de talvegue preenchido por solo onde havia intensa percolação e formação de lençol d'água	Drenagem com DHPs	(CASTELLO BRANCO, 1986)
Ferrovias do Aço (RJ) - Corte C62	Escorregamento	Corte em talus/colúvio (20m) com NA próximo ao NT	1º) Retaludamento e DHP 2º) Remoção parcial, drenagem superficial no pé, DHPs, trincheiras drenantes e regularização da região rompida (proteção vegetal, selagem de trinças, drenagem superficial, berma)	(CASTELLO BRANCO, 1986)
Santa Genoveva (RJ)	Queda de escarpa rochosa (4600m³) seguida de corrida de blocos	Faturamento no maciço rochoso	Desmonte de dois blocos e execução de canaleta de drenagem a montante do material escorregado	(BARROS et al., 1988)
Linha 1 - metrô do Rio de Janeiro (RJ)	Ravinamentos, escorregamentos superficiais e rastejo	Instabilidade natural e induzida, em vários pontos	Drenagem superficial, muros de arrimo com DHPs e barbacãs, manutenção	RIDEG et al. (1997)
Shopping Angra (RJ)	Rastejo	Formação de lençol d'água dentro do colúvio	DHPs	(SANDRONI et al., 1992)
Morro do Imperador (MG)	Escorregamento profundo localizado	Infiltração no encontro talus/escarpa e a percolação no contato solo/rocha	Cortina ancorada com DHPs	(FONSECA et al., 1982)

Tabela 3 - Resumo de casos da literatura em colúvios brasileiros (continuação)

CASO	TIPO DE MOV.	CAUSA	SOLUÇÃO ADOTADA	REFERÊNCIA
Licurgo (RJ)	Escorregamento	Artesianismo devido à variação de poropressões durante chuvas intensas e prolongadas. Presença de caminhos preferenciais (contato solo/rocha, camadas alteradas e fraturadas e veios de pegmatito)	Obras localizadas (retaludamento, muros e desmonte de blocos), drenagem superficial, 2 linhas de DHPs	(CLEMENTINO, 1993; RAMOS, 1991)
Rodovia Prestes Maia (SP-55) - município de São Sebastião (SP)	1º Rastejo de tálus 2º Rolamento de blocos	1º Lençol empoleirado no contato entre o tálus e o solo residual, com elevação de nível durante as chuvas 2º erosão superficial aliado à elevada declividade do talude	Drenagem superficial, DHPs, muro com chumbadores e tela contra rolagem de blocos	(PIMENTA et al., 1992)
Soberbo (RJ)	1º Fluxo de detritos 2º Movimentações em cortina 3º Rastejo	1º Queda de bloco de rocha 2º piping	1º Cortina ancorada 2º Cortina ancorada e canaletas de drenagem	(BARATA, 1969; SCHILLING, 1992; AVELAR e LACERDA, 1997; SILVEIRA, 1993)
Rodovia Taubaté-Campos do Jordão (SP)	1º Rastejo 2º Ruptura de uma das cortinas	Cortes e a existência de diques e sills sob a massa de tálus	1º Duas cortinas ancoradas 2º Remoção parcial do tálus e rebaixamento do lençol por trincheiras drenantes	(PEDROSA et al., 1982)
Usina de Angra dos Reis (RJ)	1º Escorregamento rotacional seguido de translacional do talude superior 2º Rastejo sazonal	1º Escavação Artesianismo 2º	1º Relocação do canal e drenagem 2º Berma no pé do talude e DHPs	(SANDRONI, 1982; BORDA GOMES, 1996)
Via Anchieta km 44 – cota 500 (SP)	1º Rastejo 2º Reativação do rastejo	1º Zonas preferenciais de água 2º sobrecarga (aterro)	Drenagem superficial e DHPs (estabilidade provisória e permanente)	(RODRIGUES, 1992)
Itacuruçá (RJ)	Rastejo	Chuvas acumuladas	Canaletas, DHPs e cortinas ancoradas	(FREITAS, 2004; LACERDA, 2004)

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE ESTABILIZAÇÃO DE CORTES COM ANCORAGENS

A questão central no dimensionamento geotécnico de cortinas ancoradas é a determinação da força a ser introduzida pelas ancoragens (“força das ancoragens”) para conter o maciço com fator de segurança adequado. Para determinação dessa força, pode-se recorrer a um dos seguintes métodos: o cálculo do empuxo atuante na cortina, através das teorias usuais de empuxo; determinar a força necessária para o equilíbrio da cunha crítica, em que uma das forças é a força de ancoragem ou o emprego de solução – em geral computacional – de método de equilíbrio limite (fatias), que permite a introdução das ancoragens.

3.1 SOLUÇÃO POR MEIO DAS TEORIAS USUAIS DE EMPUXO

A força das ancoragens é determinada como aquela que suporta o empuxo atuante na massa de solo, calculado através de uma das teorias usuais, majorada pelo fator de segurança previsto.

O estado de repouso ocorre quando um solo submetido a carregamento vertical apresenta deformação horizontal nula. Em 1891, Donath define o conceito de coeficiente de empuxo no repouso (K_0) como a relação entre as tensões efetivas horizontal e vertical. Segundo Terzaghi (1943), o valor de K_0 depende do tipo de solo e de seu histórico de tensões e sugere valores na faixa de 0,45 a 0,50 para areia solta e 0,40 a 0,45 para areia compacta. A Tabela 4 apresenta relações estabelecidas experimentalmente, para solos sobreadensados e normalmente adensados.

Tabela 4 - Formulações experimentais para cálculo de K_0

Solos normalmente adensados	$K_0 \cong 1 - \text{sen} \phi'$	(Jaky, 1944)
	$K_0 \cong 0,19 + 0,233 \log(\text{IP})$	(Alpan, 1967)
	$K_0 = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{1,15(\phi' - 9)}{2} \right)$	(Rowe, 1957)
Solos sobreadensados	$K_0 \cong (1 - \text{sen} \rho) \cdot \text{OCR}^{\text{sen} \rho}$ onde $\rho = 1,2 \phi'$ para argilas	(Schmidt, 1967)
	$K_0 \cong (1 - \text{sen} \phi') \cdot \text{OCR}^{\text{sen} \phi'}$	(Mayne e Kulhawy, 1982)

O estado de equilíbrio plástico em uma massa semi-infinita de solo precede o escoamento plástico é representado pela envoltória de ruptura. Admitem-se duas hipóteses de colapso: a ruptura ativa, decorrente do desconfinamento do solo, em diminuição da tensão horizontal e a ruptura passiva, por compressão lateral, com aumento da tensão horizontal. A mobilização completa do estado passivo requer deformações muito maiores que a condição ativa. A razão entre deslocamento lateral e a espessura camada de solo deslocada, no estado passivo, Δ_p/H fica em torno de 10% enquanto no caso ativo, Δ_a/H é da ordem de 1‰ (BUDHU, 2000).

Cabe ao projetista a decisão do coeficiente de empuxo a ser utilizado. Massas de colúvio extensas, mesmo com drenagem próxima da cortina, estão sujeitas a movimentos lentos sob chuvas intensas e/ou persistentes. Assim, o empuxo pode aumentar com o tempo, e chegar a, pelo menos, valores que correspondem ao repouso.

Dentre as várias teorias propostas para o cálculo do empuxo ativo e passivo, destacam-se aqui dois métodos clássicos, de Coulomb e Rankine, que assumem superfície de ruptura plana e, originalmente, não consideram a coesão nos solos ($c' = 0$). Posteriormente, essas teorias foram desenvolvidas, incorporando a coesão dos solos, o efeito de sobrecargas e da submersão na avaliação do empuxo de terra.

3.1.1 Teoria de Rankine

A teoria de Rankine (1857) foi formulada originalmente para estruturas com terrapleno horizontal, desprezando o atrito solo-cortina, com base na equação de ruptura de Mohr:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 N_\phi + 2c' \sqrt{N_\phi} \quad (3-1)$$

onde σ'_1 e σ'_3 são as tensões principais e $N_\phi = \tan^2(45 + \phi'/2)$. As expressões para cálculo do empuxo ativo e passivo são:

$$E_a = \int_0^h \sigma'_h dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2c' H \sqrt{K_a} \quad (3-2)$$

$$E_p = \int_0^h \sigma'_h dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2c' H \sqrt{K_p} \quad (3-3)$$

onde $K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$ no caso ativo e $K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$ no caso passivo.

A distribuição das tensões com a profundidade é mostrada na Figura 5. No caso ativo, as fendas de tração se estendem até a profundidade z_{tr} , ponto no qual a tensão horizontal é nula ($\sigma'_h = 0$). A altura crítica H_{cr} é aquela para a qual o maciço se mantém estável, sem uso de contenção.

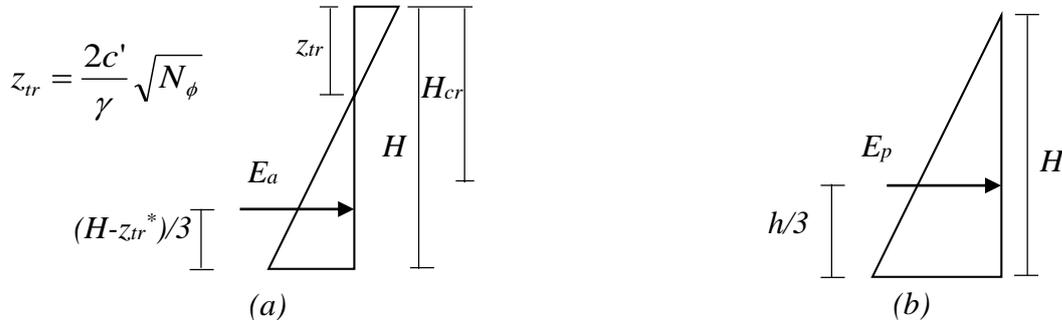


Figura 5 - Distribuição de tensões com a profundidade nos casos ativo e passivo

A teoria de Rankine pode ser generalizada para terrenos inclinados. Nesse caso, as direções principais já não são a vertical e horizontal, nem mesmo as direções paralela e perpendicular à superfície. As direções principais mantêm-se constantes com a profundidade para massas de solo em estado de repouso e para solos não-coesivos ($c' = 0, \phi' \neq 0$) no estado plástico. Nos solos que apresentam coesão, no entanto, há rotação dos planos principais com a profundidade e, conseqüentemente, rotação dos planos de ruptura (BARBOSA, 1992). Segundo Rankine, ainda, existem múltiplos planos de ruptura, inclinados com relação aos planos principais segundo $\theta_a = 45 + \phi'/2$ (caso ativo) e $\theta_p = 45 - \phi'/2$ (caso passivo), definindo assim zonas de plastificação. A superfície de ruptura é aquela que limita as zonas instável e estável e é dependente da geometria do talude e dos parâmetros do solo.

3.1.2 Teoria de Coulomb

Anterior ao método de Rankine, Coulomb (1776) não avalia um elemento de solo, mas a massa como um maciço indeformável que se rompe segundo superfícies curvas, admitidas planas. O método se baseia no equilíbrio de forças para uma cunha na iminência da ruptura (Figura 6), em que toda a resistência do solo já foi mobilizada. Dentre os possíveis planos de escorregamento, a superfície de ruptura é definida como aquela na qual atua o empuxo máximo, no caso ativo, e mínimo, no caso passivo. Para solos não coesivos ($c' = 0$), o empuxo é dado pela expressão a seguir:

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 K \quad (3-4)$$

atribuindo a K o coeficiente de empuxo ativo ou passivo, conforme o caso, sendo

$$K_a = \left[\frac{\frac{\text{sen}(i - \phi')}{\text{sen}i}}{\sqrt{\text{sen}(i + \delta') + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \cdot \text{sen}(\phi' - \beta)}{\text{sen}(i - \beta)}}}} \right]^2 \quad \text{e} \quad K_p = \left[\frac{\frac{\text{sen}(i + \phi')}{\text{sen}i}}{\sqrt{\text{sen}(i - \delta') + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \cdot \text{sen}(\phi' + \beta)}{\text{sen}(i - \beta)}}}} \right]^2$$

O ponto de aplicação do empuxo não é dado pela teoria de Coulomb, mas assume-se que atue a 1/3 da base do corte. Particularmente, para $i = 90^\circ$ e $\beta = \delta' = 0$, obtém-se as mesmas expressões de Rankine. Quanto ao valor do o ângulo de atrito solo-paramento δ' , sabe-se que este não pode exceder ϕ' . Müller Breslau limita esse máximo a $\delta' = 3/4 \phi'$ enquanto Terzaghi estabelece o intervalo $\phi'/2 \leq \delta' \leq 2/3 \phi'$ (CRAIG, 1974; CAPUTO, 1967). Uma das vantagens do método é permitir a análise da geometria real de superfícies complexas e facilitar análises que envolvam carregamentos diversos.

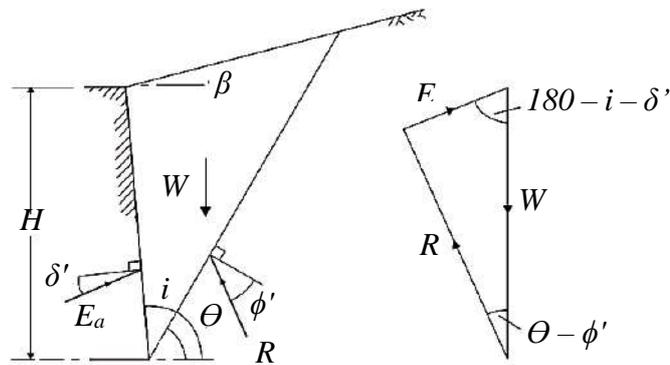


Figura 6 - Cunha e polígono de forças para Coulomb caso ativo (CRAIG, 1974)

3.1.3 Outros métodos

A partir da hipótese de Coulomb, vários autores desenvolveram soluções gráficas: Poncelet (1840), Culmann (1866), Rebhann (1871). Tanto Poncelet como Rebhann obtém o traçado da cunha crítica através de processos geométricos e o empuxo é calculado através de relação geométrica estabelecida entre a área da cunha e a área de um triângulo CDG , definido na Figura 7.

O teorema de Rebhann se adapta à forma do paramento e da superfície livre do terrapleno, permitindo cálculo do empuxo considerando sobrecargas distribuídas (q) na forma de espessura de solo (h'):

$$E_a = \left(\gamma + \frac{2q}{h'} \right) \cdot \text{Área}_{CDG} \quad (3-5)$$

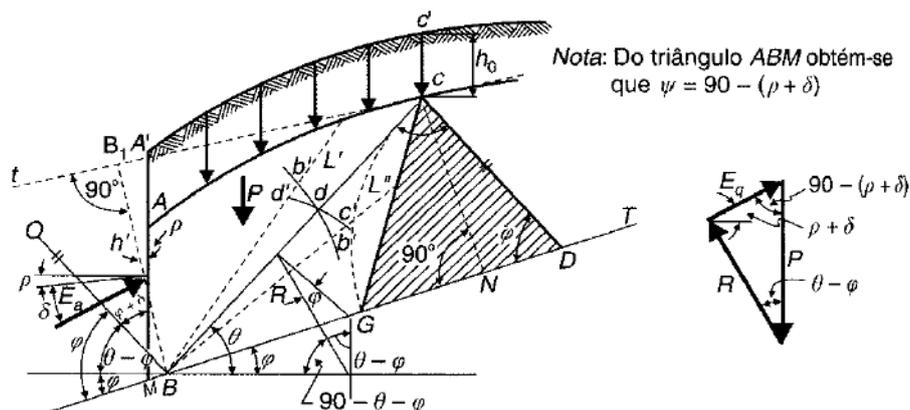


Figura 7 – Teorema de Rebhann (CAPUTO, 1967)

O método de Culmann (1875) permite determinar graficamente a localização da cunha crítica e a magnitude do empuxo. É aplicável à qualquer formato de paramento interno, à diferentes sobrecargas e geometrias de superfície.

Há vários métodos consideram superfícies de deslizamento não planas, desenvolvidos por Kötter (1903), Krey (1936), Caquot e Kerisel (1948), Terzaghi e Peck (1967), James e Bransby (1970).

Ao derivar a equação diferencial que diz respeito à distribuição de tensões, em 1903, Kötter desenvolveu metodologia de análise para superfícies curvas. Krey (1936) produziu tabelas com valores de K_a e K_p considerando superfícies circulares.

Terzaghi e Peck (1967) propuseram mecanismo de ruptura em superfície espiral logarítmica, com início na base da contenção, atingindo a superfície do terreno em ângulo correspondente ao estado passivo de Rankine. James e Bransby (1970) consideram outra espiral logarítmica.

Em 1948, Caquot e Kerisel apresentaram ábacos para os coeficientes de empuxo, pressupondo superfície curva elíptica. Os valores obtidos se mostraram mais próximos dos resultados experimentais em relação a Coulomb e Rankine.

3.2 SOLUÇÃO ATRAVÉS DA ANÁLISE DE CUNHA CRÍTICA

Após um estudo da cunha crítica do talude, a força das ancoragens é calculada como aquela necessária para o equilíbrio. Essa determinação pode ser feita por polígono de forças – em que a força necessária para fechar o polígono é a força das ancoragens – ou por fórmulas que reproduzam esse polígono.

3.2.1 Método de Kranz

O método de Kranz foi idealizado para cortinas de estacas-prancha com uma linha de ancoragens. Na Figura 8 são mostradas a cunha ativa, definida pelo triângulo ABC , e a cunha adicional, limitada pelo polígono $BCDE$, que devem garantir a estabilidade global.

Conhecidos os esforços da cunha ativa, peso W e empuxo E , obtém-se a reação R , que compõe o polígono de forças da cunha adicional, cujo peso W_I e empuxo E_I são conhecidos. São conhecidas também as direções de R_I e F_{anc} , cujos módulos podem ser calculados visando o equilíbrio de forças na cunha. O fator de segurança, nesse método, é definido como o quociente entre a força máxima na ancoragem F_{anc} e a de trabalho F_{anc}^{trab} .

Posteriormente, autores alemães (Jelinek e Ostermayer, em 1966 e Ranke e Ostermayer, em 1968) estenderam o método para casos com o uso de múltiplas ancoragens, utilizando raciocínio análogo ao descrito em que calcula-se fator de segurança para cada segmento da superfície de deslizamento, adotando-se como FS global o menor dos valores. Pacheco e Danziger (2001) incluíram na análise do polígono de forças parcela referente à coesão. O método de Kranz generalizado ficou conhecido como Método Alemão, talvez em contraposição ao Método brasileiro, desenvolvido por Costa Nunes e Velloso, descrito adiante.

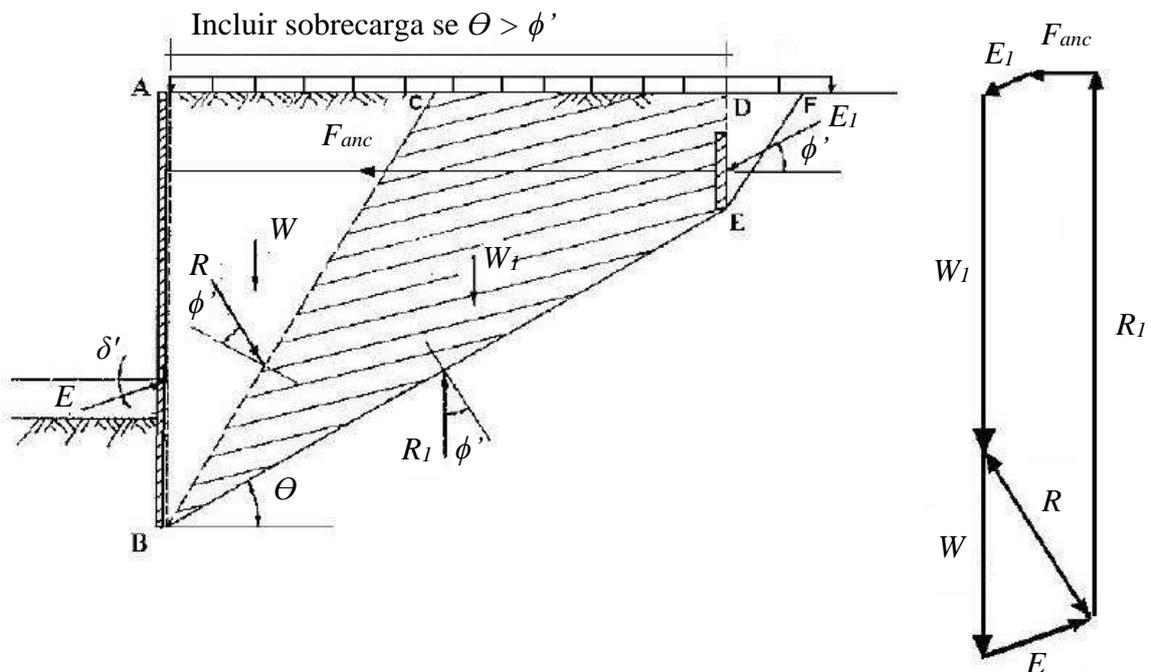


Figura 8 - Cunha de ruptura e polígono de forças para o método de Kranz (MORE, 2003)

3.2.2 Método Costa Nunes -Velloso

Com o objetivo de estabilizar taludes de origem granito-gnaissica que compõem a Serra do Mar, Velloso e Costa Nunes (1963) propuseram uma formulação simples, que se baseia no equilíbrio de forças atuantes na cunha da Figura 9.

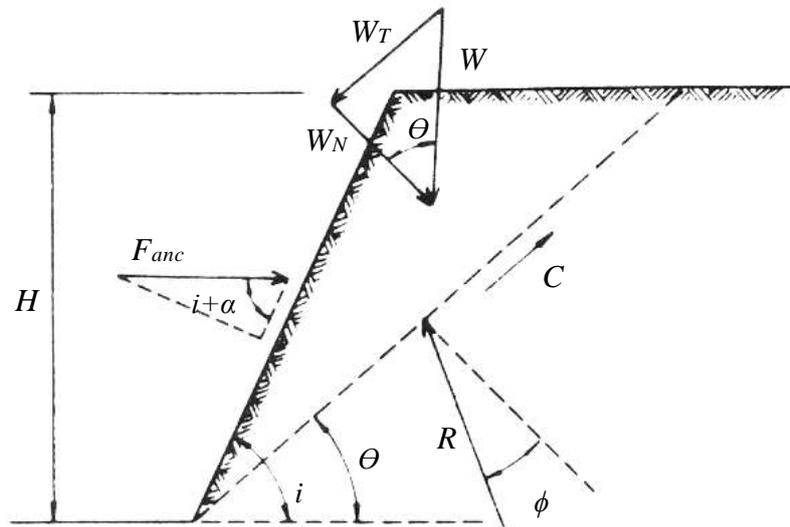


Figura 9 - Esquema de forças atuando na estabilidade de taludes (adaptado de VELLOSO e COSTA NUNES, 1963)

O método, conhecido como Método Brasileiro, assume as seguintes hipóteses simplificadoras:

- O maciço é homogêneo;
- O corte apresenta terrapleno horizontal ou com inclinação inferior a 30°;
- O ângulo crítico para o qual tem-se a superfície de deslizamento mais desfavorável dado por:

$$\theta_{crit} = \frac{(i + \phi')}{2} \quad (3-6)$$

- O fator de segurança da encosta sem o uso de ancoragens é definido pela relação entre a força de coesão necessária para o equilíbrio, C , e aquela disponível ao longo do comprimento da superfície de ruptura L .

A fórmula para o FS antes da atuação das ancoragens é:

$$FS_{inic} = \frac{\frac{C}{\gamma H}}{\frac{1 - \cos(i - \phi')}{4 \sin i \cdot \cos \phi'}} \quad (3-7)$$

Em particular, para paramentos verticais ($i = 90^\circ$):

$$FS_{inic} = \frac{2c' \cdot \cos \phi'}{\gamma H \cdot \cos \theta \cdot \sin(\theta - \phi')} \quad (3-8)$$

É estabelecida, então, a razão λ entre os fatores de segurança desejado, FS_{proj} , e o obtido através da fórmula acima:

$$\lambda = \frac{FS_{proj}}{FS_{inic}} \quad (3-9)$$

Em seguida, procede-se com o cálculo da força de ancoragem F_{anc} para valores de λ que superem a unidade:

$$F_{anc} = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \cdot \frac{W \cdot \sin(\theta - \phi')}{\cos(\theta + \alpha - \phi')} \quad (3-10)$$

As ancoragens devem ter o início do trecho injetado em um plano que apresente, sem o uso das ancoragens, fator de segurança equivalente ao estipulado em projeto. Esse plano tem ângulo de inclinação com a horizontal θ' , e apresentará FS_{inic} igual ao fator de segurança desejado FS_{proj} .

3.2.3 Método de Hoek e Bray (1981)

A formulação de Hoek e Bray (1981) supõe superfície de ruptura plana com $\phi' < \theta < i$, podendo apresentar trincas de tração preenchidas ou não por água. A cunha crítica tem inclinação $(i + \phi') / 2$ e a distribuição das poropressões varia conforme as condições de água apresentadas na Figura 10:

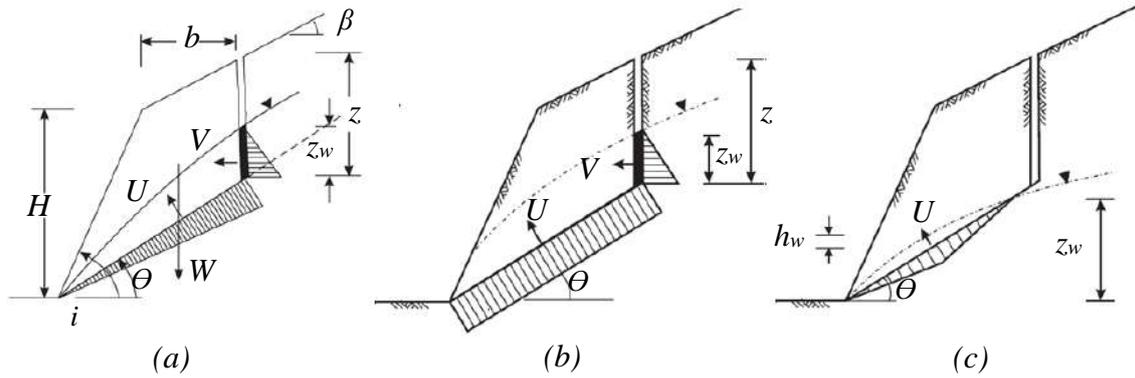


Figura 10 - Forças atuantes e distribuição de poropressões na superfície de ruptura (adaptado de HOEK e BRAY, 1981)

- (a) As trincas de tração estão preenchidas por água até uma altura z_w e há drenagem na face do corte. As poropressões U e V tem distribuição triangular:

$$V = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w z_w^2 \quad (3-11)$$

$$U = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w z_w (H + b \cdot \text{tg} \beta - z) \cdot \cos \theta \quad (3-12)$$

onde: $\frac{z}{H} = 1 - \sqrt{\cot i \cdot \text{tg} \theta}$ e $\frac{b}{H} = \sqrt{\cot i \cdot \text{tg} \theta} - \cot i$

- (b) Com o bloqueio da drenagem na face do corte, a resultante da poropressão U dobra, distribuindo-se uniformemente na base da cunha.
(c) O nível d'água não atinge a profundidade z e a drenagem é mantida na face do corte. Nesse caso, $V = 0$ e U é dado por:

$$U = \frac{1}{2} \cdot \frac{z_w}{\text{sen} \theta} \gamma_w h_w \quad (3-13)$$

O FS é dado pela fórmula:

$$FS = \frac{c' A + [W \cos \theta - U - V \text{sen} \theta + F_{anc} \text{sen}(\alpha + \theta)] \cdot \text{tg} \phi'}{W \text{sen} \theta + V \cos \theta - F_{anc} \cos(\alpha + \theta)} \quad (3-14)$$

3.2.4 Método de Stone (1987)

Leventhal e Mostyn (1987) atribuem a Stone formulação para estabilização de taludes infinitos que admite como hipótese de projeto a possibilidade de deslizamento de terra passando por cima da cortina ancorada, em condições hidrológicas extremas. O autor sugere ainda o uso de cortinas sucessivas, considerando-se os parâmetros residuais de resistência e a extensão do talude, conforme metodologia descrita a seguir.

A solução de Stone considera modelo de ruptura bi-linear, apresentado na Figura 11, que divide a massa de solo em três regiões: o bloco rígido, a cunha passiva e o bloco ativo. O procedimento tem por objetivo determinar o espaçamento entre as cortinas e a força de ancoragem necessária para que as regiões passiva e ativa estejam em equilíbrio estático.

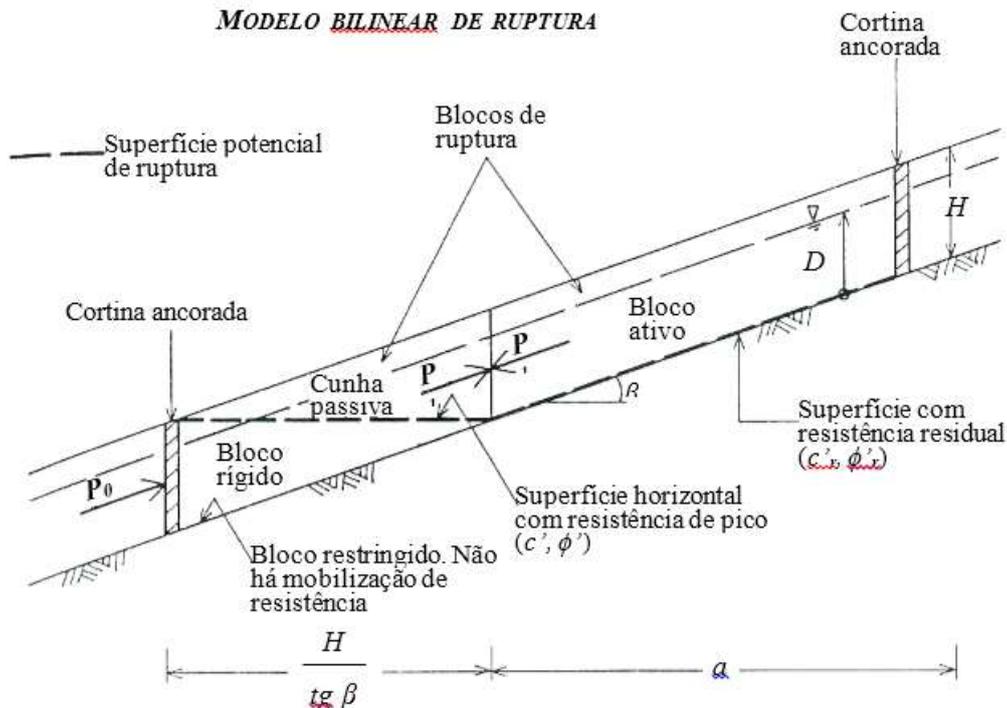


Figura 11 - Solução de Stone (Adaptado de Leventhal e Mostyn, 1987)

A superfície de ruptura apresenta resistência residual ao longo do bloco ativo e resistência de pico ao longo da cunha passiva. Não há mobilização de resistência na base do bloco rígido, uma vez que a cortina restringe movimentações. A cunha passiva deve suportar a força resultante do bloco ativo, que se estende até a próxima cortina.

A análise deve ser realizada na condição limite, seguindo a sequência:

1. Obtenção do fator de segurança do talude infinito antes do uso de ancoragens, através da fórmula:

$$FS = \left(1 - \frac{D}{H} \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \cdot \frac{tg \phi'}{tg \beta} + \frac{c'}{\gamma H \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (3-15)$$

Caso o fator de segurança inicial esteja abaixo do fator de segurança de projeto FS_{proj} , o cálculo procede.

2. Determinação da força entre blocos P_1 com base na resistência ao cisalhamento da cunha passiva:

$$\frac{P_1}{\gamma H^2} = \frac{\tan \phi' - r_u \cdot \frac{D}{H} \cdot (\tan \phi' + \tan \beta) + \frac{2c'}{\gamma H}}{2 \operatorname{sen} \beta \cdot (1 - \tan \phi' \tan \beta)} \quad (3-16)$$

onde $r_u = \frac{D}{H} \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \cos^2 \beta$

3. Cálculo da extensão a do bloco ativo necessária para gerar força de módulo igual a P_1 .

$$\frac{a}{H} = \frac{\frac{P_1}{\gamma H^2}}{\cos \beta \cdot \left[\tan \beta - \left(1 - \frac{r_u}{\cos^2 \beta} \right) \cdot \tan \phi' \right]} \quad (3-17)$$

4. Definição do espaçamento mínimo entre cortinas s:

$$s = a + \frac{H}{\operatorname{tg} \beta} \quad (3-18)$$

5. Cálculo da força de ancoragem P_0 inclinada em β :

$$P_0 = s \gamma H \cos \beta \cdot \left[\tan \beta - \left(1 - \frac{r_u}{\cos^2 \beta} \right) \cdot \tan \phi_e \right] \quad (3-19)$$

onde $\phi_e = \phi'_m$, caso $\phi' < \beta$ e $\phi_e = \beta$ para os demais casos. Para o caso particular $\phi_e = \beta$, a expressão fica:

$$P_0 = s \gamma_w H \operatorname{sen} \beta \quad (3-20)$$

3.3 SOLUÇÃO POR MEIO DOS MÉTODOS DE FATIAS

Os Métodos de Equilíbrio Limite consideram que a instabilidade de um talude é deflagrada quando as tensões cisalhantes mobilizadas se igualam à resistência ao cisalhamento. Na análise, a superfície de deslizamento é fragmentada em fatias verticais ou horizontais, para as quais devem ser satisfeitas as condições de equilíbrio estático. O resultado da análise é expresso em termos de fator de segurança, que indica a necessidade de intervenção pra estabilização do talude. No cálculo do FS empregam-se programas,

que permitem a introdução da força das ancoragens e das condições da água subterrânea. A força de ancoragem é, então, ajustada até que se obtenha ao FS desejado.

3.3.1 Fator de segurança

O fator de segurança é descrito em função da resistência ao cisalhamento do solo (τ_s), enunciada aqui pelo critério de Mohr-Coulomb, e corresponde ao número pelo qual se divide a resistência do solo para obter equilíbrio (DUNCAN et al., 2014).

$$\tau = \frac{\tau_s}{FS} = \frac{c' + (\sigma' - u) \tan \phi'}{FS} \quad (3-21)$$

onde c'_m é a coesão mobilizada do solo e ϕ'_m o ângulo de atrito mobilizado, estabelecendo assim a relação:

$$FS = \frac{c'}{c'_m} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_m} \quad (3-22)$$

A ruptura do talude ocorre simultaneamente em todos os pontos da superfície de ruptura, no instante em que o FS atinge a unidade. Isto é, o FS é constante para uma dada superfície e ultrapassa o valor unitário em taludes estáveis. Dessa forma, o FS crítico obtido em uma análise de estabilidade é único para um dado talude.

3.3.2 Métodos de Equilíbrio Limite (Fatias)

As análises baseadas em equilíbrio limite pressupõem comportamento rígido-plástico para o solo e FS constante ao longo da linha de ruptura, obtido através de equações de equilíbrio estático. Por conta disso, sua aplicação não permite avaliações de deformações no talude, nem tampouco análises de fenômenos de ruptura progressiva (MASSAD, 2010; GERSCOVICH, 2012).

Com exceção de formulações mais simples, a maior parte dos problemas de estabilidade é estaticamente indeterminado e requer o uso de hipóteses simplificadoras para obtenção de um único FS . Os métodos que satisfazem às três equações do equilíbrio são chamados métodos rigorosos.

A literatura apresenta diversos métodos baseados no equilíbrio limite, adaptados conforme o tipo de superfície de ruptura e as hipóteses estabelecidas. Para superfícies circulares, podem ser utilizados métodos tais como o de Taylor (1948), Bishop

simplificado (1955) e para superfícies não circulares, Jambu (1972), Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967), Sarma (1973, 1979), dentre outros. Cheng e Zhu (2005) propõem formulação unificada, que abrange a maior parte dos métodos desenvolvidos, através de funções de forças entre fatias. Tabela 5 apresenta os métodos incorporados à essa formulação unificada, detalhando as equações de equilíbrio satisfeitas e considerações para as forças entre fatias para cada um deles.

Tabela 5 - Hipóteses e equações satisfeitas em vários métodos de análise (CHENG e LAU, 2008)

<i>Method</i>	<i>Assumptions</i>	<i>Force equilibrium</i>		<i>Moment equilibrium</i>
		X	Y	
1 Swedish	$P = V = 0$	×	×	√
2 Bishop simplified	$V = 0$ or $\Phi = 0$	×	√	√
3 Janbu simplified	$V = 0$ or $\Phi = 0$	√	√	×
4 Lowe and Karafiath	$\Phi = (\alpha + \beta)/2$	√	√	×
5 Corps of Engineers	$\Phi = \beta$ or $\Phi_{i-1,i} = \frac{\alpha_{i-1} + \alpha_i}{2}$	√	√	×
6 Load transfer	$\Phi = \alpha$	√	√	×
7 Wedge	$\Phi = \phi$	√	√	×
8 Spencer	$\Phi = \text{constant}$	√	√	√
9 Morgenstern-Price and GLE	$\Phi = \lambda f(x)$	√	√	√
10 Janbu rigorous	Line of thrust (Xp)	√	√	√
11 Leshchinsky	Magnitude and distribution of N	√	√	√

Para as análises de estabilidade por equilíbrio limite foi utilizado o método de Morgenstern Price através do software SLOPE/W, versão 2007.

4 PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA PROJETO DE CORTINAS ANCORADAS SEM A PRESENÇA DE ÁGUA

Diante da ocorrência de movimentos de massa, é necessário fazer um estudo da encosta com enfoque em aspectos geológicos e geomorfológicos, visando a identificação dos condicionantes do processo para a elaboração de um modelo fenomenológico que permita compreender as movimentações ocorridas. Uma vez compreendido o comportamento da encosta, procede-se com a elaboração de um projeto de intervenção adequado à situação, o que inclui obras emergenciais e de estabilização, mapeamento e elaboração de planos com a defesa civil, conforme grau de risco da área instável. Além disso, é importante o monitoramento das encostas para avaliar o desempenho das soluções e intervir, sempre que surgirem indícios de movimentações expressivas.

4.1 PROPOSTA DE METODOLOGIA

A metodologia proposta para projeto de cortinas ancoradas consiste nas etapas seguintes:

- i) Definição do modelo fenomenológico representativo do problema, a partir do qual é feita a análise da provável cunha de ruptura, considerando-se as forças que atuam na massa de solo e dispendo-as segundo polígonos de forças.
- ii) Obtenção de expressão para o fator de segurança inicial, anterior ao uso de ancoragens, através do equilíbrio de forças para o polígono estabelecido anteriormente. A avaliação do fator de segurança deve considerar as razões estabelecidas tanto em função da coesão como do atrito mobilizados.
- iii) Pesquisa da cunha crítica, aquela para a qual tem-se FS mínimo. É avaliada, então, a necessidade de intervenção com o uso de ancoragens.
- iv) Dimensionamento geotécnico da cortina ancorada, com definição da força de ancoragem necessária para garantir a estabilidade no talude.

4.1.1 O problema estudado

A solução proposta é apresentada para um colúvio extenso (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**) submetido a corte total para implementação de cortina ancorada. Considera-se que o maciço é homogêneo e a zona de contato colúvio-solo residual, paralela à superfície do terreno, é caracterizada por intercepto coesivo efetivo nulo e redução do ângulo de atrito em relação à massa de solo. A metodologia proposta visa estabilizar a região do corte. Nesse item, não há presença de água na massa coluvial.

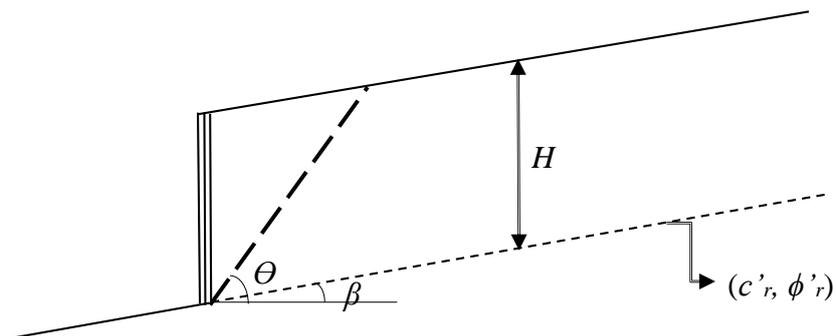


Figura 12 - Geometria do problema

As forças atuantes na cunha de ruptura podem ser representadas na forma de polígono de forças, representado na Figura 13. Não foram consideradas forças devido ao atrito solo-cortina, assim como a influência do surgimento de trincas de tração.

C_m é a força de coesão mobilizada ao longo do comprimento da superfície de ruptura L e ϕ'_m é o ângulo de atrito mobilizado.

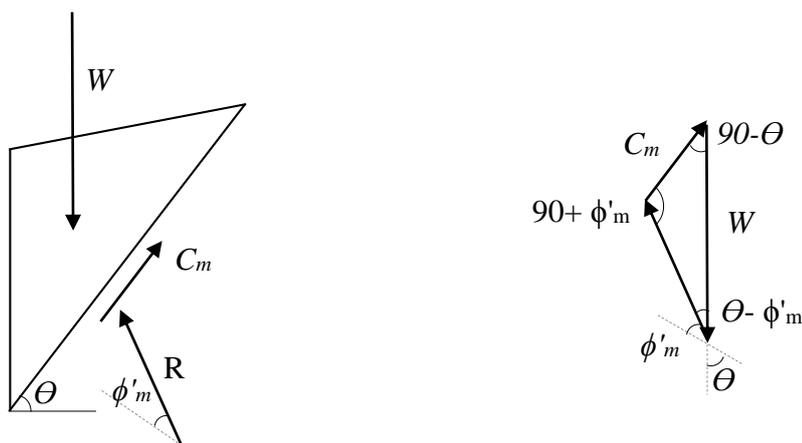


Figura 13: Cunha e polígono de forças – sem ancoragens

Uma vez conhecida a geometria do problema e os parâmetros do subsolo da encosta, é feito estudo da cunha crítica, determinando fator de segurança sem o uso de ancoragens (FS_{inic}).

4.1.2 Cálculo do Fator de Segurança inicial FS_{inic}

Aplicando a Lei dos Senos ao triângulo formado pelo polígono de forças chega-se à expressão do FS antes da atuação das ancoragens:

$$\frac{C_m}{\text{sen}(\theta - \phi'_m)} = \frac{W}{\cos \phi'_m} = \frac{R}{\cos \theta} \quad (4-1)$$

$$C_m = W \cdot \frac{\text{sen}(\theta - \phi'_m)}{\cos \phi'_m} = W \cdot \frac{(\text{sen} \theta \cdot \cos \phi'_m - \cos \theta \cdot \text{sen} \phi'_m)}{\cos \phi'_m}$$

$$C_m = W \cdot \text{sen} \theta - W \cdot \cos \theta \cdot \text{tg} \phi'_m \quad (4-2)$$

Utilizando a relação estabelecida em (3-22):

$$C_m = \frac{C}{FS} = W \cdot \text{sen} \theta - W \cdot \cos \theta \cdot \frac{\text{tg} \phi'}{FS} \quad (4-3)$$

onde $C = c' \cdot L$

Isolando FS , obtém-se a expressão para o fator de segurança sem o uso de ancoragem FS_{inic} , cuja única variável a ser arbitrada é o ângulo formado pela cunha de ruptura com a horizontal (θ).

$$FS_{inic} = \frac{C + W \cdot \cos \theta \cdot \text{tg} \phi'}{W \cdot \text{sen} \theta} \quad (4-4)$$

4.1.3 Cunha crítica e avaliação da estabilidade

A equação acima permite o cálculo do FS_{inic} para uma determinada cunha de ruptura. Deve-se proceder pesquisa da cunha crítica, variando o ângulo θ em busca daquele que fornecerá FS mínimo.

Após cálculo da cunha crítica e seu respectivo FS_{inic} , é avaliada a necessidade de intervenção com uso de cortina ancorada. Caso o FS_{crit} obtido supere o valor mínimo estabelecido como referência no projeto (FS_{proj}) e o talude que se mostre estável em uma análise de estabilidade global, a ancoragem pode ser dispensada na região do corte.

4.1.4 Cálculo da Força de Ancoragem F_{anc}

Uma vez constatada instabilidade no talude, é feito dimensionamento da força de ancoragem (F_{anc}) necessária à estabilização da cunha crítica obtida no item anterior. A força de ancoragem faz ângulo α com a horizontal e deve ser incluída no polígono de forças, apresentado na Figura 14.

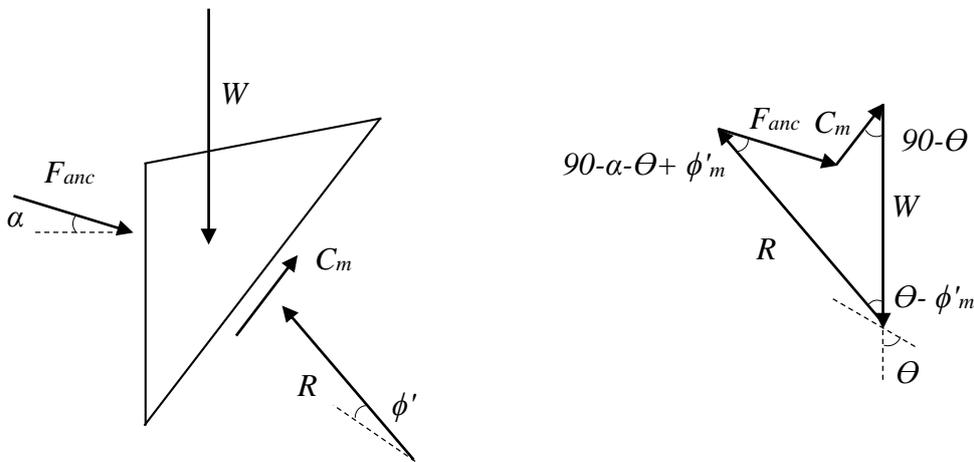


Figura 14 – Cunha e polígono de forças – com ancoragens

Procedendo o cálculo de estabilidade, são verificadas as condições de equilíbrio de forças: somatório de forças na direção vertical e horizontal nulos.

$$\sum FV = 0 \quad (4-6)$$

$$W - R \cdot \cos(\theta - \phi'_m) + F_{anc} \cdot \text{sen} \alpha - C_m \cdot \text{sen} \theta = 0$$

$$R = \frac{W + F_{anc} \cdot \text{sen} \alpha - C_m \cdot \text{sen} \theta}{\cos(\theta - \phi'_m)} \quad (4-7)$$

$$\sum FH = 0 \quad (4-8)$$

$$R \cdot \text{sen}(\theta - \phi'_m) - F_{anc} \cdot \cos \alpha - C_m \cdot \cos \theta = 0$$

$$R = \frac{F_{anc} \cdot \cos \alpha + C_m \cdot \cos \theta}{\text{sen}(\theta - \phi'_m)} \quad (4-9)$$

Ao igualar (4-7) e (4-9), é possível isolar a força de ancoragem, obtendo-se a expressão (4-10), usada no dimensionamento de cortina ancorada para estabilização da cunha crítica do talude.

$$\frac{W + F_{anc} \cdot \text{sen} \alpha - C_m \cdot \text{sen} \theta}{\cos(\theta - \phi'_m)} = \frac{F_{anc} \cdot \cos \alpha + C_m \cdot \cos \theta}{\text{sen}(\theta - \phi'_m)}$$

$$(W + F_{anc} \cdot \text{sen} \alpha - C_m \cdot \text{sen} \theta) \cdot \text{tg}(\theta - \phi'_m) - F_{anc} \cdot \cos \alpha - C_m \cdot \cos \theta = 0$$

$$F_{anc} = \frac{C'_m \cos \theta + (W - C'_m \cdot \text{sen} \theta) \cdot \text{tg}(\theta - \phi'_m)}{\cos \alpha - \text{sen} \alpha \cdot \text{tg}(\theta - \phi'_m)} \quad (4-10)$$

onde $\text{tg}(\theta - \phi'_m) = \frac{FS_{proj} \cdot \text{tg} \theta - \text{tg} \phi'}{FS_{proj} + \text{tg} \theta \cdot \text{tg} \phi'}$

4.2 APLICAÇÃO

A formulação desenvolvida foi aplicada a um caso hipotético, que representa um corte em colúvio típico da Região Sudeste. O mesmo modelo foi aplicado aos métodos Costa Nunes e Velloso (1963) e Hoek e Bray (1981), juntamente com uma solução por Equilíbrio Limite.

Dados da geometria e parâmetros de solo escolhidos para o colúvio estão na Tabela 6. Buscou-se determinar, primeiramente, o fator de segurança sem as ancoragens e posteriormente a força das ancoragens para garantir $FS_{proj} = 1,5$.

Tabela 6 – Geometria e parâmetros do colúvio

H (m)	β (°)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c'_r (kPa)	ϕ'_r (°)
10	15	20	10	32	0	28

A análise com a metodologia proposta foi feita para cunhas com ângulo θ variando entre 25° e 85°. Os fatores de segurança, calculados com auxílio de planilha eletrônica, são apresentados na Tabela 7. Levando esses valores a um gráfico (Figura 15), fica nítido o ângulo crítico da cunha, que é indicado pelo ponto de mínimo.

Dado que a cunha crítica apresenta FS inferior ao valor de projeto, procede-se com o cálculo da força de ancoragem necessária à estabilização do talude.

Tabela 7- Valores de FS calculados

Θ (°)	FS	Θ (°)	FS
25	1,60	60	0,59
30	1,31	65	0,55
35	1,11	69,6	0,54
40	0,95	75	0,57
45	0,82	80	0,69
50	0,73	85	1,21
55	0,65		

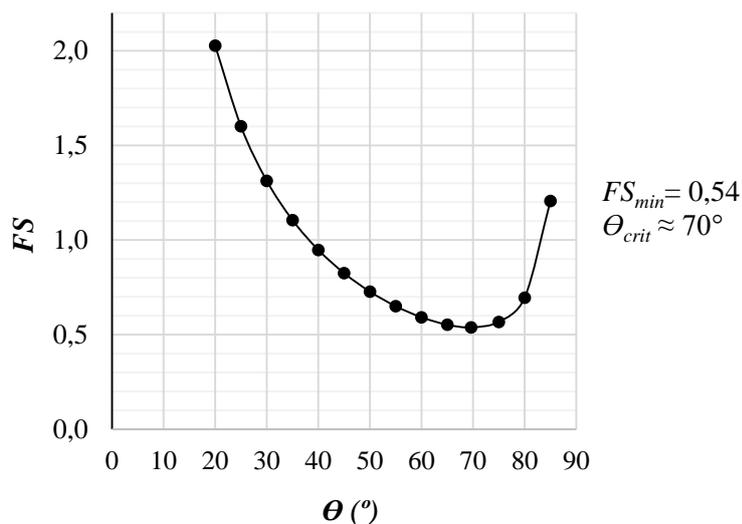


Figura 15 - Fator de Segurança em função do ângulo da cunha Θ

Atribuiu-se às ancoragens inclinação α de 20° com a horizontal. Utilizando a equação (4-10), ângulo de atrito mobilizado (ϕ'_m) igual a $22,6^\circ$, coesão mobilizada C_m de 79kN e o peso da cunha crítica 413,1kN, chega-se à força de ancoragem necessária (F_{anc}) de 682 kN.

As análises com as formulações de Costa Nunes e Velloso e Hoek e Bray seguiram a sequência: definição da cunha crítica, cálculo o fator de segurança sem a ancoragem (FS_{inic}), cálculo da força de ancoragem (F_{anc}). Ambas as formulações consideram mesma cunha crítica. A Tabela 8 apresenta os resultados.

Tabela 8- Valores obtidos usando formulações

Θ_{crit} (°)	W (kN)	α (°)	Costa Nunes e Velloso			Hoek e Bray	
			FS_{crit}	λ	F_{anc} (kN)	FS_{crit}	F_{anc} (kN)
61	651	20	0,36	4,16	365	0,58	614

Para as análises por Equilíbrio Limite foi utilizado o software *SLOPE/W*, versão 2007. As análises de estabilidade foram feitas pelo método de *Morgenstern Price*. O fator de

segurança obtido para a condição sem ancoragens foi de 0,52, apresentando cunha crítica com $\theta = 70^\circ$. Para alcançar o fator de segurança 1,50, como visto na Figura 16, a força inserida foi de 645kN.

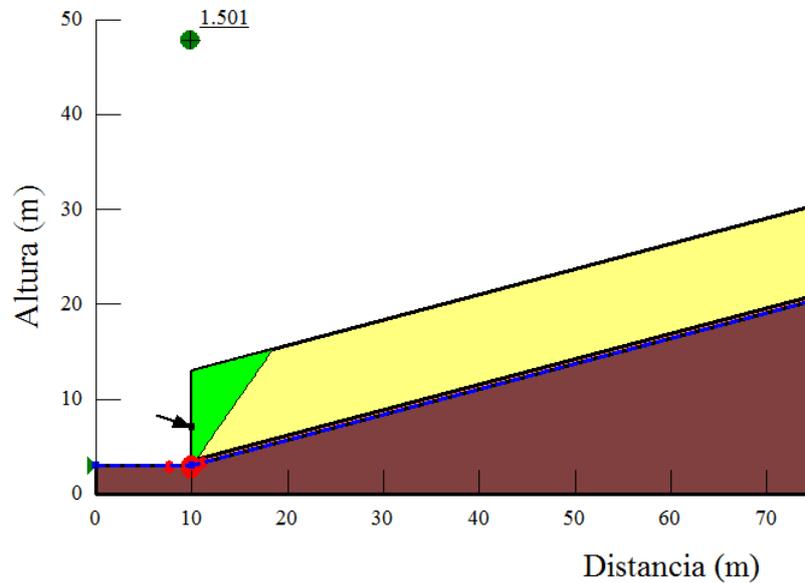


Figura 16 - Análise por Equilíbrio Limite

A coesão é um componente da resistência com grande variabilidade e, em função disso, esse mesmo caso foi resolvido pelas quatro metodologias apresentadas para mais dois valores de coesão (5 e 15 kPa) para efeito comparativo. Os resultados estão na Tabela 9.

Tabela 9 - Comparação entre métodos para diferentes valores de coesão

c' (kPa)	FS_{mic}				F_{anc} (kN/m)			
	CNV	Pro-posta	Hoek e Bray	Morg. Price	CNV	Pro-posta	Hoek e Bray	Morg. Price
5	0,18	0,39	0,46	0,36	423	727	692	715
10	0,36	0,54	0,58	0,52	365	682	614	645
15	0,54	0,69	0,70	0,65	307	637	535	565

Observa-se que a formulação de Costa Nunes e Velloso apresenta valores do fator de segurança – sem a atuação das ancoragens – significativamente menores que os das demais formulações. Por outro lado, aquela formulação indica forças das ancoragens necessárias menores. Essa diferença ocorre, principalmente, pelo fato de o método de Costa Nunes e Velloso avaliar o fator de segurança apenas a partir da coesão.

A formulação proposta apresenta cunha crítica diferente dos métodos de Costa Nunes e Velloso e de Hoek e Bray. Os valores de força de ancoragem obtidos na aplicação da metodologia proposta se mostraram significativamente superiores ao método Costa Nunes -Velloso e próximos aos métodos Morgenstern Price e Hoek e Bray.

5 PROPOSTA PARA PROJETO COM A PRESENÇA DE ÁGUA

A presença de água em massas colúvias requer cuidado ainda maior na definição do modelo a ser usado na análise do problema. A consideração das poropressões atuantes e sua distribuição na região da contenção deve ser parte de qualquer projeto de cortinas ancoradas, em especial envolvendo colúvios.

5.1 PROPOSTA DE METODOLOGIA

A Figura 17 mostra as forças na cunha e o polígono de forças, considerando as poropressões U_1 e U_2 que atuam na massa de solo.

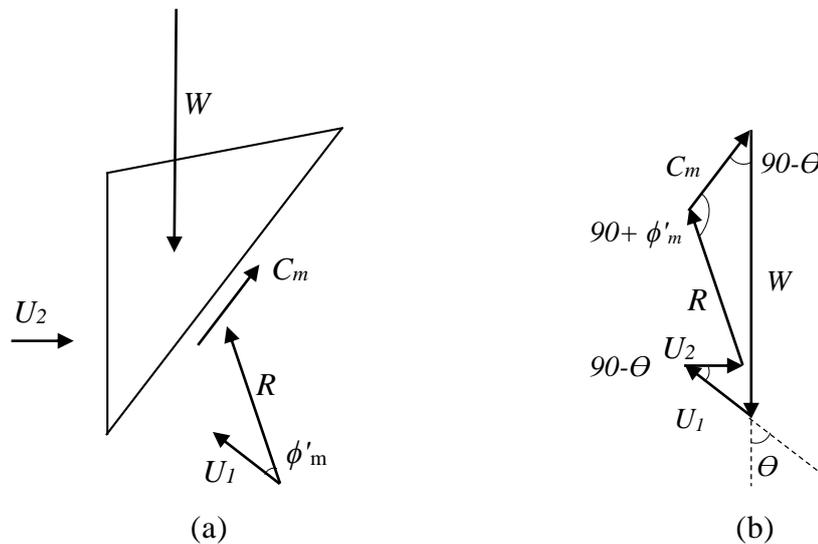


Figura 17 - Forças atuantes na cunha de ruptura e polígono de forças

5.1.1 Cálculo do Fator de Segurança inicial FS_{inic}

Fazendo equilíbrio de forças na vertical e na horizontal, obtém-se a expressão para o FS_{inic} :

$$\sum FV = 0$$

$$W - U_1 \cdot \cos \theta - R \cdot \cos(\theta - \phi'_m) - C_m \cdot \text{sen} \theta = 0$$

$$R = \frac{W - U_1 \cdot \cos \theta - C_m \cdot \text{sen} \theta}{\cos(\theta - \phi'_m)} \quad (5-1)$$

$$\sum FH = 0$$

$$U_1 \cdot \text{sen} \theta - U_2 + R \cdot \text{sen}(\theta - \phi'_m) - C_m \cdot \cos \theta = 0$$

$$R = \frac{U_2 + C_m \cdot \cos \theta - U_1 \cdot \sin \theta}{\sin(\theta - \phi'_m)} \quad (5-2)$$

Igualando as equações (5-1) e (5-2) e isolando C_m :

$$C_m = \frac{C}{FS_{inic}} = W \cdot \sin \theta - U_2 \cdot \cos \theta + (U_1 - W \cdot \cos \theta - U_2 \cdot \sin \theta) \cdot \frac{\operatorname{tg} \phi'}{FS_{inic}}$$

$$FS_{inic} = \frac{C + (W \cdot \cos \theta + U_2 \sin \theta - U_1) \cdot \operatorname{tg} \phi'}{W \cdot \sin \theta - U_2 \cos \theta} \quad (5-3)$$

5.1.2 Cunha crítica e avaliação da estabilidade

Em um processo análogo ao descrito no item 4.3, a partir da expressão do FS_{inic} é feita pesquisa da cunha crítica e avaliada a necessidade de intervenção com uso de cortina ancorada. Para taludes instáveis, procede-se com o cálculo da força de ancoragem.

5.1.3 Cálculo da Força de Ancoragem F_{anc}

O cálculo da força de ancoragem pode ser feito de duas formas: considerando o empuxo de água contra a face da cortina U_2 ou, se for o caso, desconsiderando-o. A Figura 18 apresenta o polígono de forças não considerando U_2 .

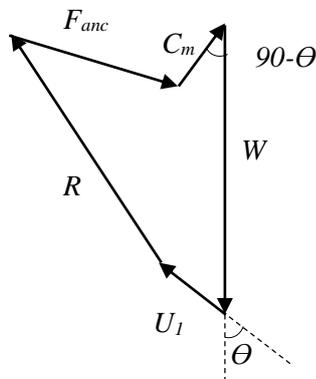


Figura 18 – Polígono de forças considerando $U_2=0$

Fazendo equilíbrio de forças na vertical e na horizontal, obtém-se a expressão para o FS_{inic} :

$$\sum FV = 0$$

$$W - U_1 \cdot \cos \theta - R \cdot \cos(\theta - \phi'_m) + F \sin \alpha - C_m \cdot \sin \theta = 0$$

$$R = \frac{W - U_1 \cdot \cos \theta + F \sin \alpha - C_m \cdot \sin \theta}{\cos(\theta - \phi'_m)} \quad (5-4)$$

$$\sum FH = 0$$

$$U_1 \cdot \text{sen} \theta + R \cdot \text{sen}(\theta - \phi'_m) - F \cos \alpha - C_m \cdot \cos \theta = 0$$

$$R = \frac{F \cos \alpha + C_m \cdot \cos \theta - U_1 \cdot \text{sen} \theta}{\text{sen}(\theta - \phi'_m)} \quad (5-5)$$

Igualando as equações de R e isolando F_{anc} :

$$F_{anc} = \frac{U_1 \text{sen} \theta - C_m \cdot \cos \theta + (W - C_m \cdot \text{sen} \theta - U_1 \cos \theta) \cdot \text{tg}(\theta - \phi'_m)}{\cos \alpha - \text{sen} \alpha \cdot \text{tg}(\theta - \phi'_m)} \quad (5-6)$$

Se houver empuxo de água contra a face da cortina, o cálculo da força de ancoragem considerando o U_2 segue as seguintes etapas. Calcula-se inicialmente o empuxo de solo efetivo horizontal na face E_h , que compõe o polígono de forças atuantes na cunha de solo (Figura 19a). Em seguida, obtém-se a força de ancoragem necessária fazendo o equilíbrio de forças que atuam na cortina ancorada, como apresenta a Figura 19b.

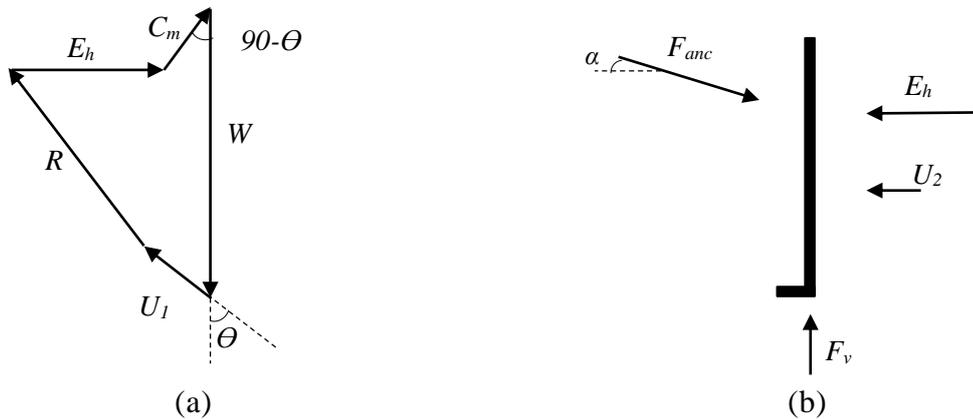


Figura 19-Representação das forças atuantes na massa de solo e na cortina ancorada

Dessa forma:

$$F_{anc} = \frac{(E_h + U_2)}{\cos \alpha} \quad (5-7)$$

A formulação apresentada será aplicada, considerando a presença de água, para o mesmo colúvio típico da Região Sudeste apresentado no capítulo anterior, cujos dados foram apresentados na Tabela 6. Os valores de U_1 e U_2 variam conforme cada situação. Nos tópicos a seguir serão explorados aspectos do projeto de cortinas ancoradas relacionados à presença de água, são eles: o dimensionamento com uso do modelo clássico de fluxo paralelo à superfície, a atuação da drenagem no rebaixamento do

nível d'água próximo à contenção, a influência da precipitação quando somada ao fluxo subterrâneo da encosta e a ocorrência de falha na drenagem. Avaliou-se também uma situação de corte parcial no colúvio.

5.2 APLICAÇÃO: FLUXO PARALELO À SUPERFÍCIE

A rede de fluxo para o problema estudado é apresentada na Figura 20. O corte abrange toda a camada do colúvio, com resistência residual na interface com o solo residual, considerando nível d'água na superfície do terreno e fluxo paralelo à superfície.

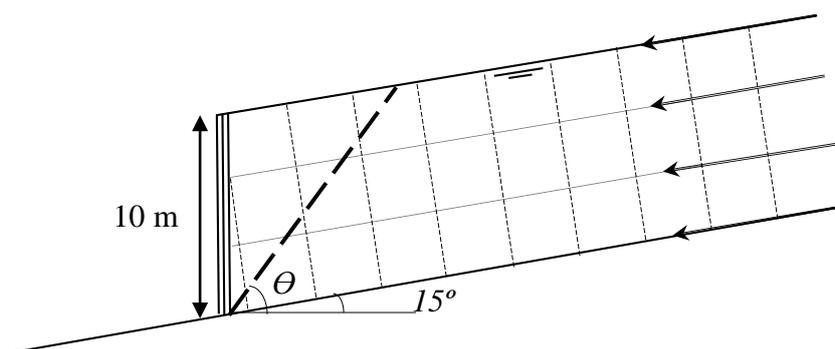


Figura 20 - Rede de fluxo para modelo de talude - fluxo paralelo à superfície

Nesse caso, a massa de solo está submetida a poropressões com distribuição triangular ao longo da superfície L da cunha de ruptura (U_1):

$$U_1 = \frac{\gamma_w \cdot D \cdot \cos^2 \beta \cdot L}{2} \quad (5-8)$$

$$U_2 = \frac{\gamma_w \cdot D^2 \cdot \cos^2 \beta}{2} \quad (5-9)$$

A força resultante das poropressões U_1 e U_2 foram 613 kN e 466,5 kN. A pesquisa pela cunha crítica indicou instabilidade do talude para o ângulo crítico de $62,3^\circ$ e FS_{min} igual a 0,57. Os fatores de segurança, calculados com auxílio de planilha eletrônica para Θ entre 25° e 85° , são apresentados na Tabela 10 e no gráfico (Figura 21).

Tabela 10- Valores de FS calculados

Θ ($^\circ$)	FS	Θ ($^\circ$)	FS
25	1,12	60	0,57
30	0,97	62,3	0,57
35	0,86	65	0,57
40	0,77	70	0,61
45	0,69	75	0,73
50	0,63	80	1,02
55	0,59	85	2,03

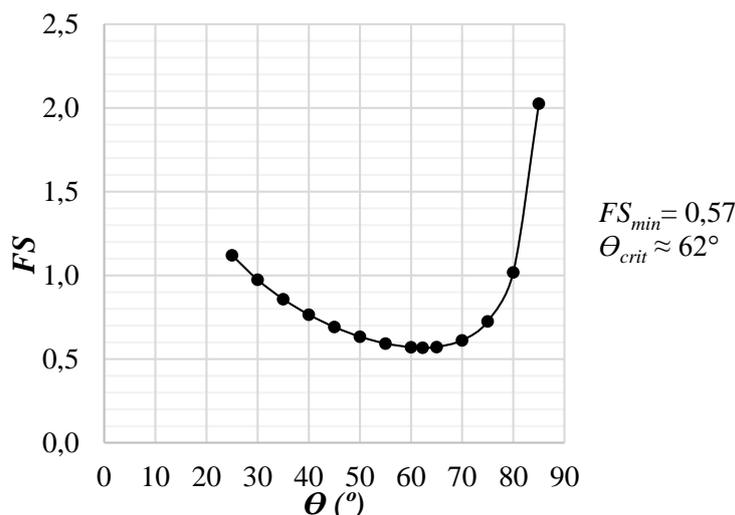


Figura 21 - Fator de Segurança em função do ângulo da cunha θ

Ao compararmos essa aplicação com a do capítulo anterior, em que não há presença de água, observa-se que houve uma redução do ângulo crítico para o talude estudado, de 70° para aproximadamente 62° , ao considerar a presença de água. A força de ancoragem F_{anc} foi calculada para a cunha crítica, para ancoragens com inclinação α de 20° com a horizontal, considerando o ângulo de atrito mobilizado (ϕ'_m) igual a $22,6^\circ$ e coesão mobilizada igual a 87,6kN. A força de ancoragem necessária (F_{anc}), se considerarmos $U_2=0$, é de 1080 kN. Considerando $U_2=466,5$ kN, a força de ancoragem obtida é bem maior, 1250 kN.

5.3 APLICAÇÃO: CORTINA COM FACE DRENANTE

A distribuição das poropressões na massa de solo foi obtida com auxílio do programa *SEEP/W*, versão 2007, que permite avaliar problemas de percolação usando Método dos Elementos Finitos (MEF).

Foi modelado talude infinito com extensão de 100m e inclinação de 15° , dividido em três regiões: o colúvio, o solo residual e a interface colúvio-residual. A malha gerada para as análises, apresentada na Figura 22, é composta predominantemente por elementos triangulares, com elementos quadrangulares na zona de contato colúvio-residual.

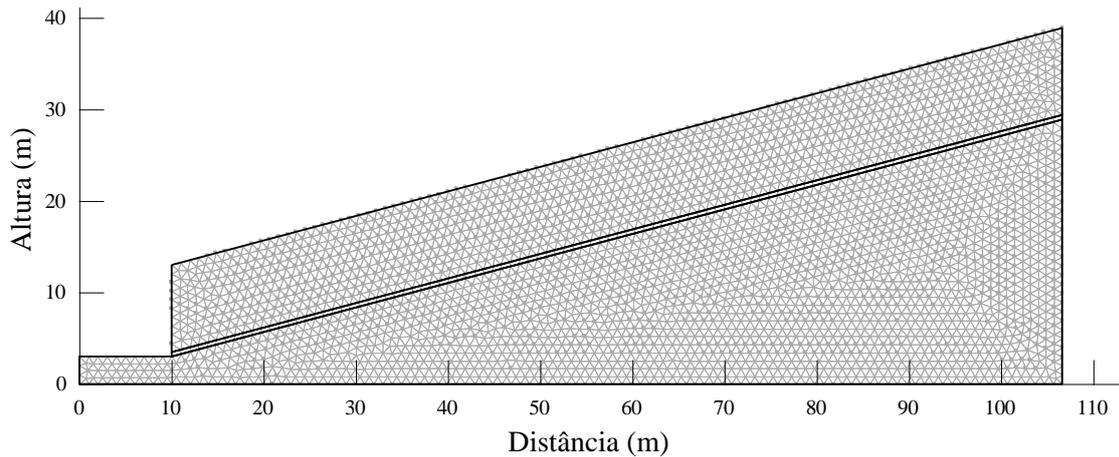


Figura 22 - Malha em Elementos Finitos

As propriedades atribuídas ao colúvio, à interface colúvio-residual e ao solo residual são apresentadas na Tabela 11. Quanto ao coeficiente de permeabilidade, o solo residual foi considerado com permeabilidade dez vezes menor que a da massa coluvionar. Os coeficientes de compressibilidade volumétrica (M_v) correspondentes às funções de condutividade 1 e 2 são $M_{v1} = M_{v2} = 5.10^{-4}/\text{kPa}$. A Figura 23 apresenta as funções de condutividade hidráulicas estimadas pelo programa, através do método de Van Genuchten (1980).

Tabela 11- Parâmetros relacionados à permeabilidade nos solos

Região	k (cm/s)	Função de condutividade	M_v (/kPa)
Colúvio	$k_1 = 3.10^{-5}$	1	5.10^{-4}
Interface colúvio-residual	$k_1 = 3.10^{-5}$	1	5.10^{-4}
Solo residual	$k_2 = 3.10^{-6}$	2	5.10^{-4}

A hipótese considera corte total em colúvio com implementação de uma cortina com face drenante. As condições de contorno especificadas foram do tipo carga total nos nós da camada superior nos limites à direita (38,9m) e esquerda (3m) e pressão zero na face drenante da cortina ancorada. A rede de fluxo é apresentada na Figura 24.

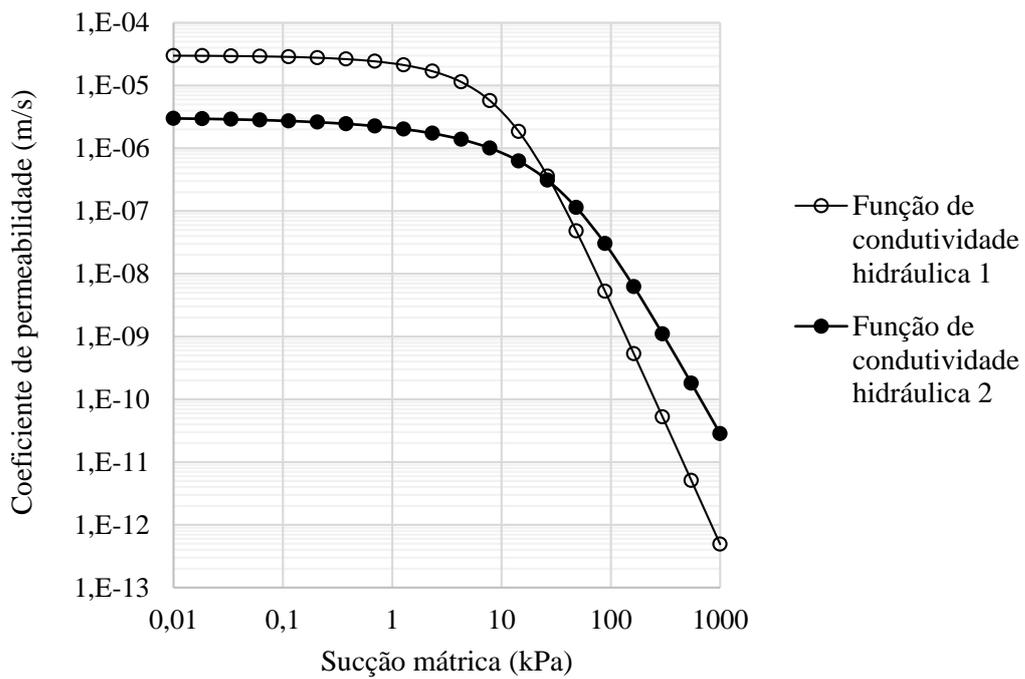


Figura 23- Funções de condutividade hidráulica

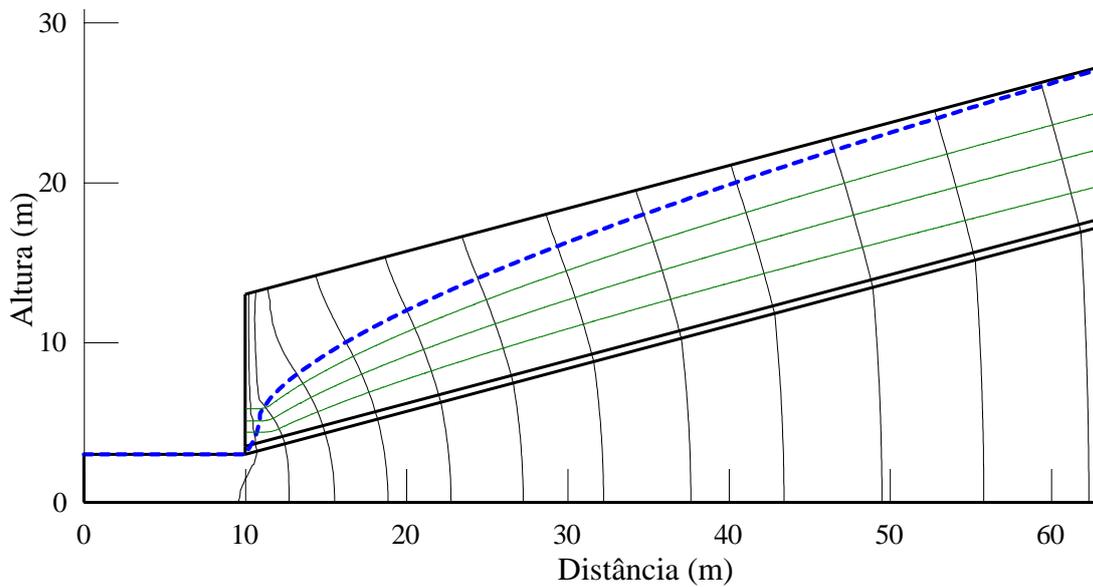


Figura 24 - Rede de fluxo para cortina ancorada com face drenante

Observa-se que, com rebaixamento do nível d'água ao pé da cortina, as poropressões desenvolvidas na superfície de ruptura ($\theta = 62^\circ$) reduzem consideravelmente, com resultante $U_1 = 6,3\text{kN}$. A Figura 25 apresenta em detalhe próximo à contenção, os vetores de velocidade na massa de solo.

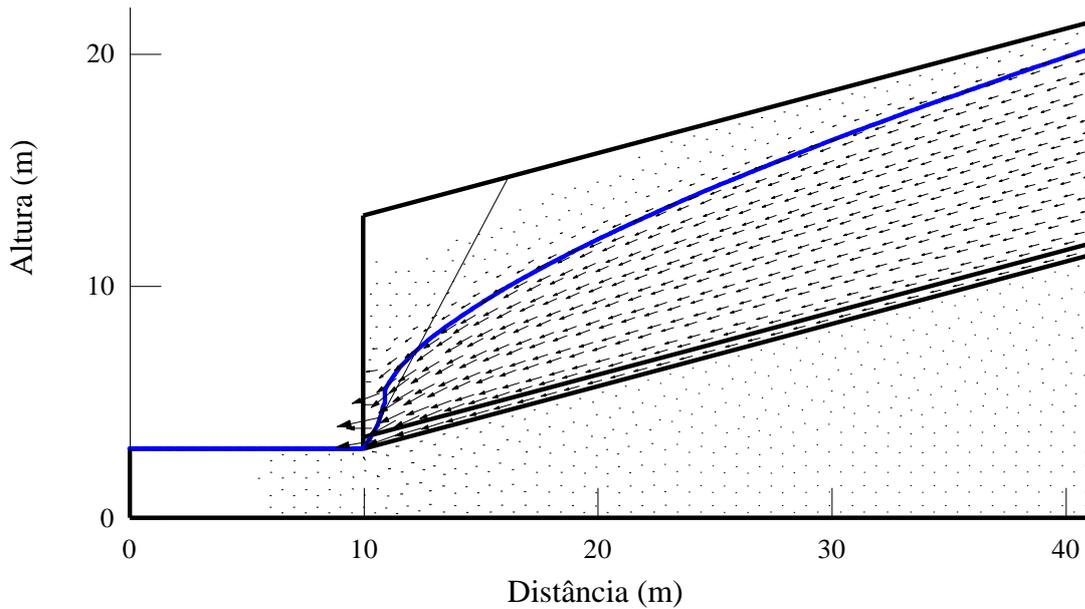


Figura 25 - Vetores de velocidade para cortina com face drenante

5.4 APLICAÇÃO: PRECIPITAÇÃO

Mantida a drenagem, é inserida na análise a precipitação, representada pela condição de contorno do tipo fluxo unitário. Para a análise com fluxo transiente, foram estimadas funções da umidade volumétrica, apresentadas na Figura 26.

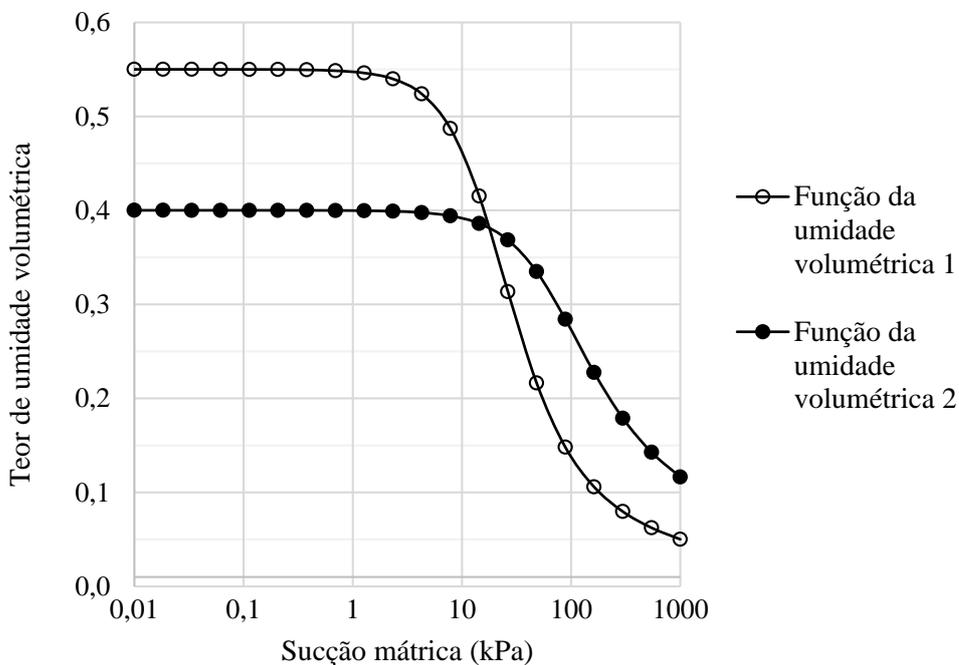


Figura 26 - Funções da umidade volumétrica

A avaliação foi feita para uma chuva constante de intensidade 20mm/h ($5,55 \cdot 10^{-3}$ m/s), durante 12h.

O efeito da precipitação no aumento das poropressões na região próxima à face do corte, para o caso avaliado, foi mínimo, como apresenta a Figura 27. A resultante $U_1 = 16$ kN na cunha crítica. A chuva atua verticalmente e, dessa forma, contribui para a saturação e aumento do peso específico na massa de solo, não apresentando variação significativa em relação ao caso anterior.

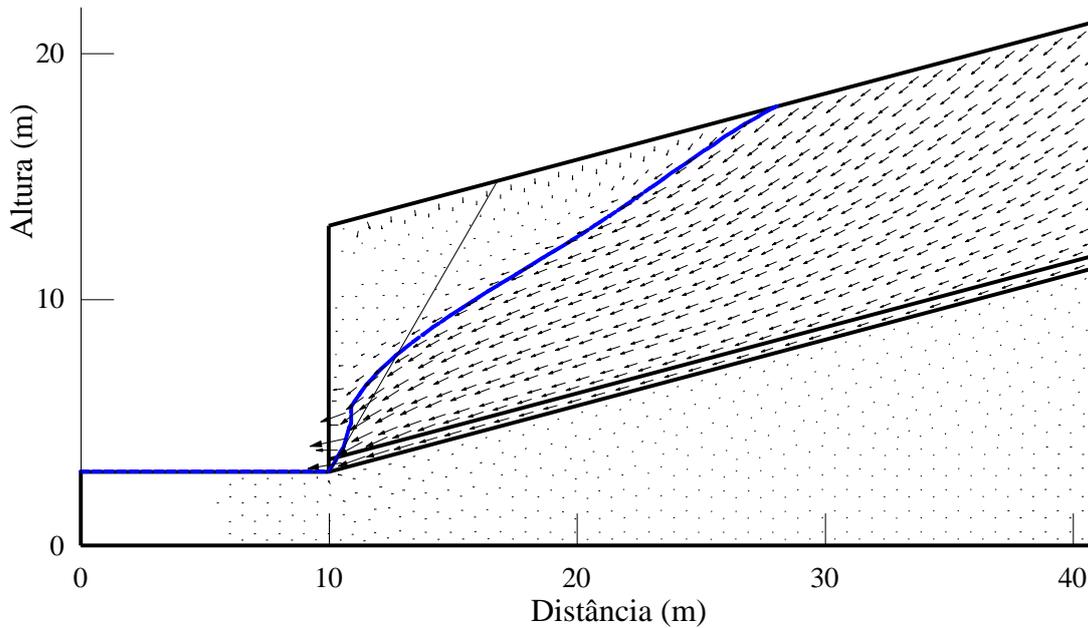


Figura 27 - Vetores de velocidade para cortina com face drenante durante precipitação

5.5 APLICAÇÃO: CORTINA COM DHP

Os drenos sub-horizontais profundos (DHPs) foram modelados como um corte na malha, inclinado de 5° da horizontal. Considerou-se pressão zero ao longo do dreno. Os vetores de velocidade na massa de solo são apresentados na Figura 28.

Observa-se que, com uso de drenos sub-horizontais profundos, o rebaixamento do nível d'água ocorre afastado da contenção. Dessa forma, não há desenvolvimento de poropressões na superfície de ruptura ($U_1 = U_2 = 0$ kN). Esse caso, portanto, recai nas expressões 4-4 e 4-10, descritas no capítulo anterior, sem a presença de água.

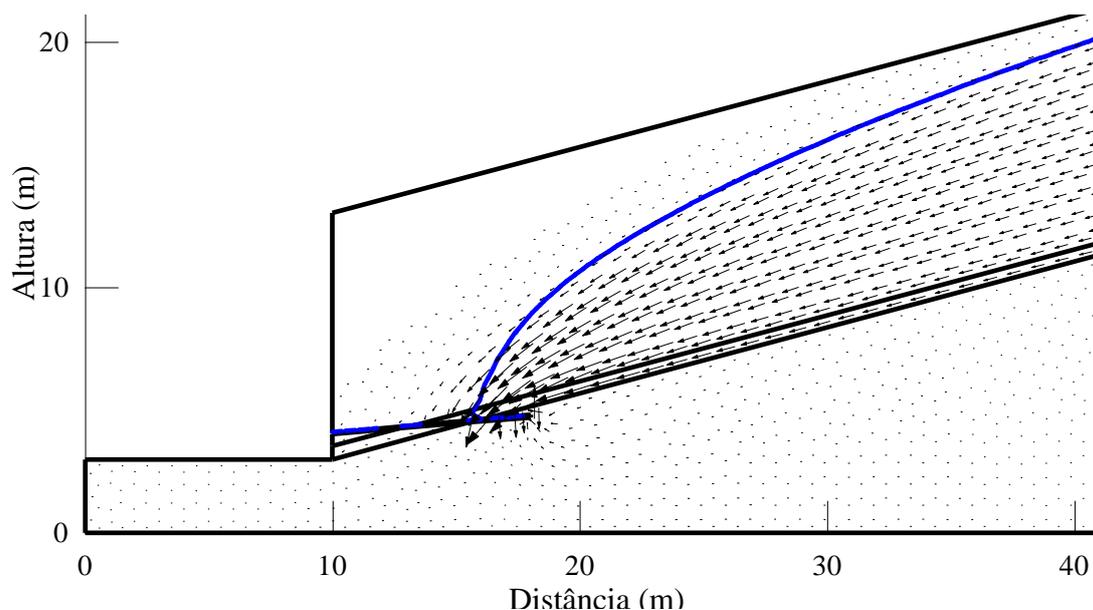


Figura 28 - Vetores de velocidade para cortina com DHP

5.6 APLICAÇÃO: FALHA NA DRENAGEM

Há situações em que a massa coluvial apresenta distribuição da água subterrânea desuniforme. Nesses casos, a drenagem deve atingir os caminhos preferenciais de escoamento da água, o que nem sempre ocorre na prática. Além disso, o projeto de drenagem deve ser pensado buscando evitar problemas futuros que possam comprometer a eficiência dos drenos, tais como colmatagem ou entupimento destes. Para garantir o bom funcionamento do sistema de drenagem são utilizados filtros, que impedem o carreamento de grãos finos.

A seguir é simulada ocasião na qual o sistema de drenagem está comprometido. A falha na drenagem é modelada através da condição de contorno fluxo zero ($0 \text{ m}^3/\text{s}$), com rede de fluxo apresentada na Figura 29.

O nível d'água eleva e atinge a superfície do terreno. As poropressões desenvolvidas na superfície de ruptura ($\theta = 62^\circ$) são bastante elevadas, com resultantes $U_1 = 743 \text{ kN}$ e $U_2 = 700 \text{ kN}$. A mesma condição foi reproduzida considerando-se o solo residual com permeabilidade cem vezes menor que a da massa coluvionar ($k_2 = 0,01k_1$), k_1 igual a $3 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$. Nesse caso, a resultante é ainda maior, $U_1 = 759 \text{ kN}$, $U_2 = 700 \text{ kN}$. A Figura 30 apresenta os vetores de velocidade na massa de solo em cada hipótese.

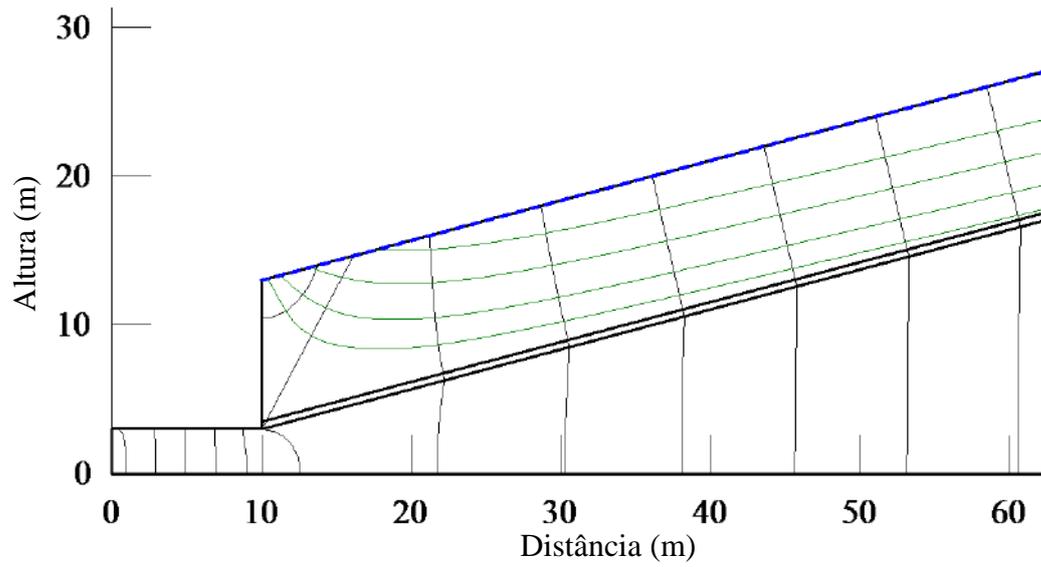


Figura 29 - Rede de fluxo para cortina ancorada com falha na drenagem

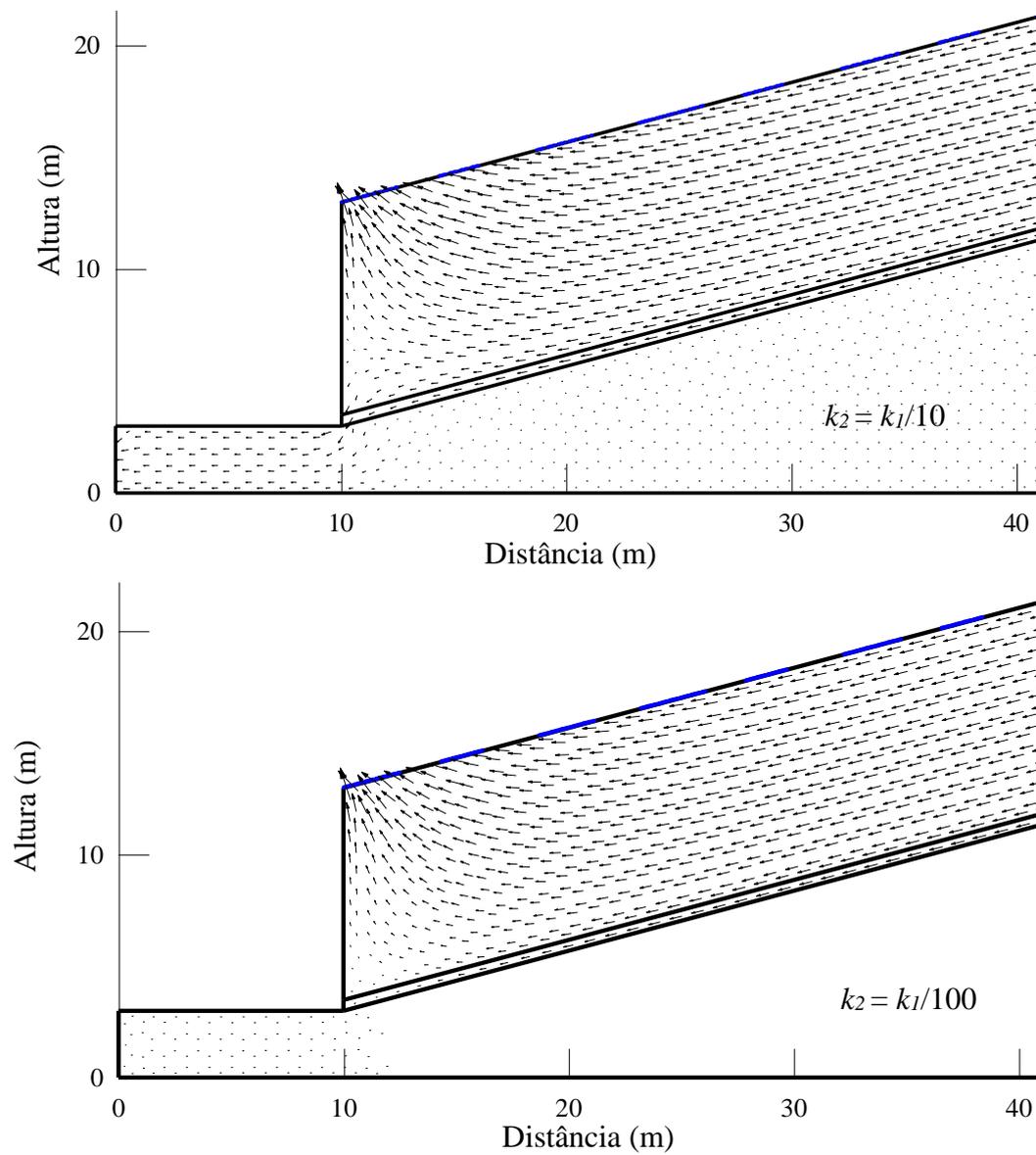


Figura 30 - Vetores de velocidade para cortina com falha na drenagem

Observa-se que a tendência é que a água extravase por cima da cortina, aumentando as poropressões na superfície de ruptura. Para $k_2=k_1/10$, parte da água passa pela camada residual, de menor permeabilidade. Quando a diferença entre os coeficientes de permeabilidade é maior, no entanto, o fluxo junto à cortina ancorada é ascendente.

5.7 APLICAÇÃO: CORTE PARCIAL EM COLÚVIO

A hipótese considera uma possibilidade de corte em que não houve remoção completa da camada de colúvio. As condições de contorno especificadas foram do tipo carga total nos nós da camada superior nos limites à direita (41,9m) e esquerda (11m). Os vetores de velocidade de fluxo são mostrados na Figura 31.

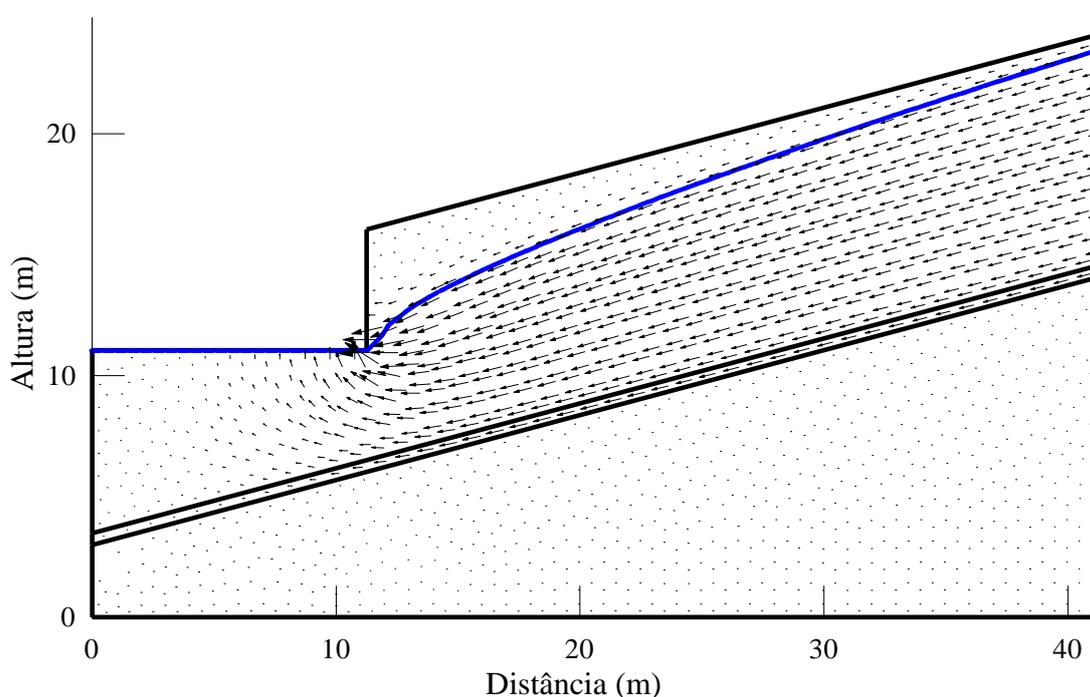


Figura 31- Vetores de velocidade para cortina em corte parcial com face drenante

Cortes parciais em colúvios podem apresentar comportamentos semelhantes ao mostrado acima, com a ocorrência de fluxo ascendente na base do corte e até mesmo movimentações nesse sentido.

5.8 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

A estabilidade do talude foi analisada para as condições apresentadas, através da formulação desenvolvida, do método de Hoek e Bray (1981) e de solução por Equilíbrio Limite utilizando o software SLOPE/W.

superiores aos demais. Nos casos em que há presença de poropressões na face da cortina, os valores para a força de ancoragem foram consideravelmente maiores (cerca de 50%) se comparado aos valores obtidos desconsiderando U_2 .

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 CONCLUSÕES

Este trabalho abordou o uso de cortinas ancoradas na estabilização de colúvios que sofreram corte. Foram revistos os diferentes métodos disponíveis para obtenção da força de ancoragem em cortinas inicialmente sem e, depois, com a presença de água nas proximidades da região contida. Tendo como partida um método de cunhas (Costa Nunes e Velloso, 1963), foi proposto um novo método para avaliação do fator de segurança inicial e a obtenção da força de ancoragem.

A metodologia proposta para a análise da estabilidade se baseia no equilíbrio de forças que atuam em uma cunha de solo, formando um polígono de forças. A superfície de ruptura é assumida planar e o ângulo crítico não é pré-definido, como nos métodos de Hoek e Bray (1981) e de Costa Nunes e Velloso (1963). Sua obtenção requer processo de busca, partindo do princípio que a ruptura ocorrerá segundo plano que forneça o menor fator de segurança na encosta.

A metodologia proposta estabelece o fator de segurança tanto em razão da coesão como do atrito do solo, diferentemente da formulação de Costa Nunes e Velloso (1963), que parte apenas da coesão. Essa diferença explica o porquê de o Método Brasileiro (de Costa Nunes e Velloso, 1963) indicar tanto o fator de segurança inicial quanto as forças das ancoragens menores que os das demais formulações. A coesão é um parâmetro de grande variabilidade nos solos e pode levar a dimensionamentos contrários à segurança, caso seja superestimado.

Em seguida, a proposta e os outros métodos disponíveis são aplicados no estudo de um talude hipotético, obtendo-se resultados comparativos interessantes. Esse caso apresenta parâmetros típicos dos colúvios da região Sudeste, como inclinação do terreno (β) de 15° e coesão efetiva no corpo do colúvio (c') de 10 kPa e ângulo de atrito efetivo (ϕ') de 32° . No contato do colúvio com o solo residual a resistência é mais baixa, mas esses parâmetros não entram no cálculo da estabilidade da cunha contida pela cortina. O estudo mostrou que o ângulo crítico difere conforme os parâmetros do solo e condição de água, sendo maior sem a presença de água.

A formulação proposta indica uma cunha crítica diferente daquelas de Costa Nunes e Velloso e de Hoek e Bray. Na presença de água em nível elevado, no entanto o ângulo crítico se aproxima da estimativa daqueles métodos de $45 + \phi'/2$ (para os valores de $\beta = 15^\circ$ e $c' = 10$ kPa do estudo realizado).

Os valores de força de ancoragem fornecidos pela formulação proposta são ligeiramente superiores aos demais métodos, tanto com e sem a presença de água. A consideração da presença de água na região da contenção deve ser parte de qualquer projeto de cortinas ancoradas. O estudo teórico avaliou cortinas com face drenante (drenagem funcionando perfeitamente) e uso de drenos sub-horizontais profundos. Conclui-se que, assegurado o bom funcionamento do sistema de drenagem, de forma que o lençol d'água mantenha-se baixo e/ou distante da região arrimada, o empuxo acrescido devido às poropressões será muito pequeno, mesmo durante precipitações. É sabido, no entanto, que os drenos (DHPs e barbacãs) estão sujeitos a colmatção e sua eficiência pode ser comprometida a longo prazo. A simulação de falha na drenagem mostrou que a elevação do lençol promove aumento das poropressões na massa de solo, sendo necessária força de ancoragem muito superior (aproximadamente duas vezes o necessário com a drenagem perfeita, no caso estudado). Esse esforço pode levar à ruptura uma cortina ancorada, caso não esteja previsto em projeto.

6.2 RECOMENDAÇÕES

Como sugestões para trabalhos futuros propõe-se as atividades seguintes:

- Estudo mais aprofundado de cortinas ancoradas em colúvio na condição de corte parcial. Podem-se estudar os efeitos das condições de água e da presença de estruturas geológicas no comportamento das massas colúvias submetidas a rastejo.
- Elaboração de modelo físico para simular fluxo e movimento de colúvios estabilizados com cortinas ancoradas.
- Instrumentação das ancoragens de cortinas em colúvio para obter informações de campo sobre o empuxo desenvolvido com o tempo.
- Avaliação por meio de análises de tensão deformação e modelagem dos movimentos de massa considerando modelos que englobem o comportamento viscoso no deslocamento de massas colúvias.

7 REFERÊNCIAS

- ANDRADE, M. H. N., CAMPOS, T. M. P & VARGAS JUNIOR, E. A. “Retroanálise do escorregamento da encosta do Cactáreo”, In: *I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - I COBRAE, ABMS*, v. 1, p.161-172, Rio de Janeiro, , RJ, Brasil,1992.
- ALPAN, I. “The empirical evaluation of the coefficient K_0 and K_{or} ”, *Soil and Foundation*, vol.7, no.1, pp.31-40, 1967.
- AUGUSTO FILHO, O. “Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica”. In: *I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - I COBRAE, ABMS*, p. 721-733, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1992.
- AUGUSTO FILHO, O., VIRGILI, J. C. Estabilidade de taludes. In: Oliveira, A. M. S.; Brito, S.N.A. (Eds.). *Geologia de Engenharia, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia*, Cap. 15, São Paulo, SP, Brasil, p. 243-269, 1998.
- AVELAR, A. S., COELHO NETTO, A. L. “Fluxos d’água subsuperficiais associados à origem das formas côncavas do relevo”. In: *I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - I COBRAE, ABMS*, p. 709-720, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1992.
- AVELAR, A. S. & LACERDA, W. A., 1997, “Causas iniciais do movimento de massa da encosta do Soberbo, Rio de Janeiro, Brasil”, *II Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - II COBRAE, ABMS*, v.1, pp.3-12. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1997.
- BACELAR, L. A. P. *Condicionantes geológicos, geomorfológicos e geotécnicos dos mecanismos de voçorocamento na bacia do rio Maracujá, Ouro Preto, Minas Gerais*. Tese de doutoramento, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2000.
- BARATA, F. E. “Landslides in the tropical region of Rio de Janeiro” *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v.2, p.507-516. México 1969.
- BARBOSA, M. C. *Discussão: Tensões em Taludes Naturais em Solo*. Seminário de Doutorado. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1992.
- BARROS, W. T., AMARAL, C., SOBREIRA, F. G., D’ORSI, R. N., MAIA, H. S., CUNHA, R. P. “Avalanche catastrófica na encosta a montante da Clínica Santa Genoveva, Rio de Janeiro”, *Solos e Rocha*, v.11, p.17-28, 1988.
- BORDA GOMES, D. M. *Correlações entre precipitação, movimentos, piezometria e fatores de segurança em encostas coluvionares em regiões tropicais*, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1996.
- BASTOS, I. G. *Estabilização de encostas através de drenagem profunda: estudo de um caso de estabilização com túnel de drenagem*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil, 2006.

BISHOP, A. W. “The use of the slip circle in the stability analyses of slopes”, *Géotechnique*, v.5, issue 1, pp. 7-17, 1955.

BUDHU, M. *Soil Mechanics and Foundation*. John Wiley & Sons, New York, 2000.

CAQUOT, A.I., KERISEL, J. *Table for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure, and Bearing Capacity of Foundations*, Libraire du Bureau des Longitudes, de L’ecole Polytechnique. GauthierVillars, Paris, 1948.

CAPUTO, H. P. *Mecânica dos Solos e suas aplicações: Mecânica das rochas, fundações e obras de terra*. v. 2. Rio de Janeiro, 1967.

CASTELLO BRANCO, J. E. “Três casos de instabilidade de obras ferroviárias implantadas em depósito de encosta”, *VIII COBRAMSEF*, v. III, pp. 3-11, ABMS, Porto Alegre, RS, Brasil, 1986.

CHENG, Y., M., ZHU, L. J. “Unified formulation for two dimensional slope stability analysis and limitations in factor of safety determination”. *Soils and Foundations*, 44(6), 121–128, 2005.

CHENG, Y. M., LAU, C. K. *Slope stability analysis and stabilization new methods and insight*. 1st Edition. New York, NY: Routledge, 2008.

CLEMENTINO, R. V. *Características dos solos coluvionares e residuais de granito do escorregamento da rua Licurgo, RJ*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1993.

COULOMB, C. A. “Essais Sur Une Application Des Regles Des Maximis Et Minimis A Quelques Problems Statique Relatifs A Architecture”. *Mem. Acad. Roy. Pres. Divers, Sav*, v.7, pp. 343-382, Paris, 1776.

COSTA, C. F. de M. “Estabilização de taludes na rodovia RST-481, Candelária-Sobradinho”, *VIII COBRAMSEF*, vol. 5, pp.35-41, ABMS, Porto Alegre, RS, Brasil, 1986.

COSTA, D. P. *Comportamento de uma massa coluvial*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2017.

COSTA NUNES, A. J. “Landslides in Soils of Decomposed Rock Due to Intense Rainstorms”. In: *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. 2, pp. 577-554, Mexico, 1969.

CRAIG, R. F. *Soil Mechanics*. E & FN Spon, London, 1974.

CULMANN, K. *Die graphische Statik*. Meyer & Zeller, Zürich, 1866.

DANZIGER, F.A.B. “Métodos clássicos de cálculo de cortinas”. *Notas de aula da disciplina de Estruturas de Contenção*. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 2015.

D'ORSI, R. N. *Correlação entre Pluviometria e Escorregamentos no Trecho da Serra dos Órgãos da Rodovia Federal BR-116 RJ (Estrada Rio-Teresópolis)*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2011.

DUNCAN, J. M., WRIGHT, S. G., BRANDON, T. L. *Soil Strength and Slope Stability*. 2nd Edition. Hoboken, J. Wiley & Sons, 2014.

FEIJÓ, R. L.; PAES, N. M.; D'ORSI, R. N. “Chuvas e movimentos de massa no município do Rio de Janeiro”. In: *III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - III COBRAE*, ABMS, p. 223-230, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2001.

FONSECA, A. M. M. C. C., QUEIROZ, P. E. S. & SILVA, M. C. M. “Estabilização de encosta em “tálus” em área urbana”, *VII COBRAMSEF*, v. I, pp. 41-58, ABMS, Recife, PE, Brasil, 1982.

FREIRE, E. S. M. “Movimentos coletivos de solos e rochas e sua moderna sistemática”. *Revista Construção*, vol. 8, p. 10-18. Rio de Janeiro, 1965.

FREITAS, N. C. *Estudos dos movimentos de um colúvio no Sudeste Brasileiro*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2004.

FREU, P. H. A. *Análise da Influência de Chuvas e Descontinuidades Hidráulico-Mecânicas na Estabilidade de Encostas – Estudo do Caso do Km 85,70 da BR-116/RJ*, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.

GERSCOVICH, D. M. S. *Estabilidade de taludes*. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

GUIDICINI, G., NIEBLE, C. M. *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*, 2^aed. Edgard Blücher, São Paulo, SP, Brasil, 1984.

GREEN, R. E., COREY, J. C. “Calculation of Hydraulic Conductivity: A further Evaluation of some Predictive Methods” *Soil Science Society of America Proceedings*, v. 35, pp. 3-8, 1971.

HANSEN, M. J. “Strategies for classification of landslides”. In: *Slope Stability: Geotechnical Engineering and geomorphology*, p.1-25, John Wiley and Sons, New York, 1987.

HOEK, E., BRAY, J. W. *Rock slope engineering*, 3rd ed. Institution of Mining and Metallurgy, London, 1981.

HUNGR, O., LEROUÉIL, S., PICARELLI, L. “The Varnes classification of landslide types, an update”, *Landslides*, Volume 11, Issue 2, pp 167–194, 2014.

HUTCHINSON, J. N. “General report: morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology”, 5th *International Symposium On Landslides*, C. Bonnard ed., A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, v.1, p.3-35, 1988.

JAKY, J. “The coefficient of earth pressure at rest”, *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, pp.355-358, Budapeste, Hungary, 1944.

JAMES, R. G., BRANSBY, P. L. “Experimental and Theoretical Investigations of a Passive Earth Pressure Problem”. *Géotechnique*, v.20, issue 1, pp. 17-37, 1970.

KÖTTER, F. *Die Bestimmung des Drucks an gekrümmten Gleitflächen*, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck Sitzungsbericht der Akademie der Wissenschaften, pp. 229–233, Berlin, 1903.

KREY, H. Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, 5th ed. *Ernst*, Berlin, 1936.

LACERDA, W. A., SANDRONI, S. S. “Movimento de Massas Coluviais”, *Mesa Redonda sobre Aspectos Geotécnicos de Encostas*, ABMS, v.3, p. 1-19. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1985.

LACERDA, W. A., LOPES, F. R. “Características geotécnicas de um perfil de alteração na crista de uma encosta gnáissica do maciço do Corcovado, RJ” In: *I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - I COBRAE*, ABMS, p. 433-443, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1992.

LACERDA, W. A. "The Behavior of Colluvial Slopes in a Tropical Environment", Keynote Lecture, Landslides – Advances in Evaluation and Stabilization, *Proceeding of the Ninth International Symposium on Landslides*, v. 2, p. 1315-1342. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2004.

LACERDA, W. A. “Shear strength of soils derived from the weathering of granite and gneiss in Brasil”, *Engineering Geology Special Publications*, 23:167-182. Geological Society, London, 2010.

LEVENTHAL, A. R., MOSTYN, G. R. “Slope stabilization techniques and their application”. *Proceedings of an extension course on soil slope instability and stabilization*. Sydney, 1987.

LUIZ, B. J. *Pluviosidade crítica e aspectos agravantes de deslizamentos nas encostas da Cidade do Rio de Janeiro - Período de 1998 a 2002*, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2017.

MARTINS, T. F. *Pluviometria crítica de escorregamentos na cidade do Rio de Janeiro: Comparação entre regiões e períodos*, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014.

MASSAD, F. *Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia*. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MAYNE, P.W., KULHAWY, F.H. “ K_0 -OCR Relationships in Soil”, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, 108 (GT6): 851-872, 1982.

MENDES, C. G. *Pluviosidade crítica e aspectos geológicos-geotécnicos deflagradores de deslizamentos nas encostas da Cidade do Rio de Janeiro - Período de 2010 a 2012*, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.

MORAES SILVA, T. R. *Caracterização e Erodibilidade dos Solos de uma Voçoroca na Região de Ouro Preto, Minas Gerais*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2000.

MORE, J. Z. P. *Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solos*. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro, PUC-Rio, 2003.

MOREIRA, J. E. *Estabilidade de taludes de solos residuais de granito e de gnaiss*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1974.

OU, C. Y. *Deep Excavation: Theory and Practice*. Taylor & Francis, pp. 532, London, UK, 2006.

PACHECO, M.P. & DANZIGER, F.A.B. “O Método de Ranke-Ostermeyer para Dimensionamento de Cortinas Atirantadas: uma Extensão ao caso de Solos com Coesão”, *III COBRAE – Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas*, pp.525-530, 2001.

PATTON, F. D. e HENDRON JR, A. J. “General Report on Mass Movements”. *Proceedings of International Congress of the International Association of Engineering Geology*, Vol. 2, pp. 1-57, ABGE, São Paulo, SP, Brasil, 1974.

PEDROSA, J. A. B., SILVA, A. B. & ABUD, M. F. “A importância de estudos geológico-geotécnicos para estabilização de talude de corte: um exemplo – estrada Dutra- Campos do Jordão”, *VII COBRAMSEF*, ABMS, v. I, p. 154-159, Recife, PE, 1982.

PEDROSA, M. G. A., SOARES, M. M, LACERDA, W. A. “Mechanism of Movements in Colluvial Slopes in Rio de Janeiro”. In: *5th International Symposium on Landslides*, pp. 1211-1216, Lausanne, 1988.

PIMENTA, J. A. M., LUZ, P. A. C., KATO, J. T. & FATTORI NETO, D. “Estabilização realizada em um corte em tálus na rodovia SP-55 (São Sebatião)”, In: *I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - I COBRAE*, ABMS, v.1, pp. 211-218, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1992.

PINHEIRO, R.J.B. *Estudo de Alguns Casos de Instabilidade da Encosta da Serra Geral no Estado do Rio Grande do Sul*. Tese de Doutorado, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, 2000.

PONCELET, J. V. *Mémoire sur la stabilité des revêtements et de leurs fondations*. Extrait du Mémorial de l'officier du génie, no. 13, pp.240, 1840.

RAMOS, M. O. *Instrumentação e análise de escorregamento em solo residual ocorrido na rua Licurgo, Serra da Misericórdia (Rio de Janeiro)*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1991.

RANKINE, W. “On the stability of loose earth”. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, v. 147, p. 9-27. Londres, 1857.

REBHANN, G. *Theorie des Erddruckes und der Futtermauern: mit besonderer Rücksicht auf das Bauwesen*. v. 2. Druck und Verlag von Carl Gerold'Sohn. Wien, 1971.

RIDEG, P., STEIN, J., MARQUES, L. C. L. & BUONO, A. V. “Estabilidade de encostas no Metrô de Copacabana”, *II Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - II COBRAE*, ABMS, v.2, pp.693-702. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1997.

RODRIGUES, R. *Características geológicas e geotécnicas intervenientes na estabilidade de massas coluviais da Serra de Cubatão – SP*. Dissertação de Mestrado, USP/São Carlos, SP, Brasil, 1992.

RODRIGUEZ, T. T. *Proposta de classificação geotécnica para colúvios brasileiros*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Brasil, 2005.

ROWE, P.W. “ $C_e=0$ Hypothesis for normally loaded clays at equilibrium”, *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol.1, 189-192, 1957.

SANDRONI, S.S. “Previsão de comportamento de taludes examinados a partir de casos históricos”, *VII COBRAMSEF*, ABMS, v. VII, pp74-97, Recife, PE, 1982.

SANDRONI, S. S., LACERDA, W. A, BRANDT, J. R. T., 1992, “Instrumentação de encosta antes, durante e depois da instalação de drenos horizontais profundos, Angra dos Reis, RJ”, In: *I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - I COBRAE*, ABMS, v.1, p. 327-345, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1992.

SANDRONI, S. S., LACERDA, W. A, SILVA, S. R. B. & BRANDT, J. R. T. “Segurança geotécnica de dutos em encostas da zona costeira brasileira”, *30 Seminário de Dutos*, IBP, Rio de Janeiro, 2001.

SCHILLING, G. H., LACERDA W. A. & BARROS, W. T. “Instrumentação da encosta do Soberbo” In: *I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - I COBRAE*, ABMS, v.1, pp.307-325. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1992.

SCHMIDT, B. “Lateral stresses in uniaxial strain”, *Geoteknisk Institut (The Danish Geotechnical Institute)*, Bulletin 23, pp. 5-12, Copenhagen, Denmark, 1967.

SILVA, G. F. *Influência da Pluviometria em Movimentos de Massa nas Encostas da Rodovia BR-116/RJ (Rodovia Rio-Teresópolis)*, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014.

SILVEIRA, G. C. *Características geomecânicas dos solos residuais e coluvionares do escorregamento na estrada do Soberbo, Alto da Boa Vista – Rio de Janeiro*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1993.

SKEMPTON, A. W. “Long-Term Stability of clay Slopes”. *4º Rankine Lecture, Géotechnique*, Vol. 14, Nº 2, pp. 77-101, 1964.

SKEMPTON, A. W., HUTCHINSON, J. N. “Stability of natural slopes and embankment foundations”. In: *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 291-340. Mexico City, 1969.

SUZUKI, S. *Propriedades geomecânicas de alguns solos residuais e colúviais ao longo do oleoduto Curitiba-paranaguá*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2004.

TAYLOR, D.W. *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, New York, 1948.

TERZAGHI, K. *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, 1943.

TERZAGHI, K., PECK, R. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd Edition, John Wiley, New York, 1967.

VAN ONSELEN, C. C. *Retroanálise computacional de ruptura havida durante chuvas intensas em talude sito à BR 116/RJ km 76,4*, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.

VARGAS JR, E. A., COSTA FILHO, L. M., CAMPOS, L. E. P., OLIVEIRA, A. R. B. "A study of the relationship between the stability on slopes in residual soils and rain intensity" *International Symposium on Environmental geotechnology*, Leigh, v. 1, pp. 491-500, 1986.

VARNES, D. J. "Slope movements: types and processes". In: *Landslides: Analysis and Control*. R.L. Schuster, R.J. Krizek (Eds.) Transportation Research Board National Academy of Science, Special Report 176, Washington D.C., 1978. pp.12-33, 1978.

VELLOSO, D. A., COSTA NUNES, A. J. "Estabilização de taludes em capas residuais de origem granito-gnaíssica". In: *II Congresso Panamericano de Mecânica dos solos e engenharia de fundações*, Brasil, 1963.