



Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Centro de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

João Ronyberto Cavalcante Ribeiro

**Análise Paramétrica da Estabilidade de Falésias e Estudo de Caso
da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul/RN.**

Natal/RN

2015

João Ronyberto Cavalcante Ribeiro

**Análise Paramétrica da Estabilidade de Falésias e Estudo de Caso
da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul/RN.**

Dissertação apresentada ao
Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade
Federal do Rio Grande do Norte,
como requisito parcial à obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior

Co-orientador: Prof. Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo

Natal/RN

2015

UFRN / Biblioteca Central Zila Mamede
Catalogação da Publicação na Fonte

Ribeiro, João Ronyberto Cavalcante.

Análise paramétrica da estabilidade de falésias e estudo de caso da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul/RN / João Ronyberto Cavalcante Ribeiro. – Natal, RN, 2015.

122 f. : il.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior.

Coorientador: Prof. Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

1. Falésias – Dissertação. 2. Análise de estabilidade – Dissertação. 3. Análise paramétrica – Dissertação. I. Santos Júnior, Olavo Francisco dos. II. Severo, Ricardo Nascimento Flores. III. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. IV. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 551.535.31

Análise Paramétrica da Estabilidade de Falésias e Estudo de Caso da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul/RN.

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA:

Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior – Orientador

Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo – Co-orientador (IFRN)

Dra. Ada Cristina Scudelari – Examinador (UFRN)

Dr. Roberto Quental Coutinho – Examinador Externo (UFPE)

Natal, RN – Brasil

27 de Fevereiro de 2015

Dedico à minha família pelo
apoio e compreensão.

Agradecimentos

À Deus por me dar sabedoria.

Aos meus pais Roberto Emídio Ribeiro e Lúcia Cavalcante Dantas Ribeiro que sempre me apoiaram e aconselharam em minhas decisões.

Ao meu irmão Lincoln Ronyere Cavalcante Ribeiro que sempre esteve ao meu lado nos momentos bons e difíceis.

À minha esposa Cinthya Nayoara F. de Moura Cavalcante sempre presente me apoiando, incentivando, ajudando, inspirando e acreditando em mim.

Ao meu orientador Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior que acreditou no meu potencial e esteve sempre presente quando precisei. Além de contribuir bastante com seu conhecimento e experiências esclarecendo dúvidas e apoiando no desenvolvimento deste trabalho.

Ao meu Co-orientador Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo que acompanhou meu trabalho e sempre esteve a disposição sem poupar esforços e conhecimento para ajudar na realização deste trabalho.

Aos professores Dra. Ada Scudelari e Roberto Coutinho, pela disponibilidade e aceitação em participar da banca examinadora.

Aos professores do PEC que compartilharam seus conhecimentos e experiências ao longo dessa caminhada.

Aos parentes que sempre me apoiaram e se orgulharam de minha pessoa e que sempre estarão comigo onde eu estiver.

Aos amigos que sempre estiveram comigo e me permitiram viver momentos incríveis ao seu lado seja na minha infância, adolescência e na vida adulta.

Ao Eng. Ricardo De Grande que me apoiou no início da caminhada profissional como engenheiro civil sempre me orientando e aconselhando em minha carreira, além de me apoiar nesse mestrado.

Ao Eng. Paulo Leite que me ajudou bastante nos ensaios de laboratório.

Aos colegas de faculdade e do programa de pós-graduação que juntos conseguimos trocar experiências e solucionar muitos problemas nessa jornada árdua, porém gratificante.

À UFRN e à coordenação do PEC que ofereceram toda a infraestrutura possibilitando o aumento do meu conhecimento e realização das atividades do mestrado.

Análise Paramétrica da Estabilidade de Falésias e Estudo de Caso da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul/RN.

RESUMO

O litoral do Estado do Rio Grande do Norte é caracterizada pela presença de dunas e falésias. Estas últimas consistem em taludes com altura de até 40 metros e inclinação variando de 30° a 90° com a horizontal. Assim, esta dissertação teve como objetivo a avaliação da estabilidade da falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul/RN, e a realização de um estudo paramétrico sobre a estabilidade de uma falésia homogênea considerando como variáveis a coesão do material, a altura da falésia e a inclinação do talude. O estudo na Ponta do Pirambu considerou ainda a possibilidade da existência de uma cobertura coluvionar com espessura variando de 0,50 a 5,00 metros. As análises foram realizadas pelo método de Bishop, utilizando o programa GEO5. Na análise paramétrica foram produzidos gráficos que relacionam altura da falésia com a inclinação, para fatores de segurança iguais a 1,00 e 1,50; além de gráficos onde é possível obter facilmente o menor fator de segurança a partir da coesão, altura da falésia e sua inclinação. Concluiu-se que esses gráficos são muito úteis para análises preliminares, para a definição de áreas críticas em mapeamentos de riscos em áreas de falésias e para determinação de uma equação para obtenção do menor fator de segurança em função dos parâmetros de resistência e da geometria de um talude. Em relação à falésia da Ponta do Pirambu, os resultados mostraram que a falésia está sujeita a deslizamentos superficiais localizados nos pontos onde pode haver a presença do colúvio com espessuras superiores a dois metros. Entretanto, a falésia se mantém estável, apresentando fator de segurança global igual ou superior a 2,50 na condição saturada.

Palavras-chave: Análise de Estabilidade; Análise Paramétrica; Falésia.

Parametric Analysis of Stability Cliffs and Case study of Ponta do Pirambu in Tibau do Sul/RN.

ABSTRACT

The coastline from Rio Grande do Norte state is characterized for the presence of dunes and cliffs. The latter consist of slopes with height up to 40 meters and inclinations ranging from 30° to 90° with horizontal. Thus, this dissertation had as objective the evaluation of the stability of cliff from Ponta do Pirambu in Tibau do Sul/RN, and the realization of a parametric study on the stability of a homogeneous cliff considering as variables the material's cohesion, the cliff height and the slope inclination. The study in Ponta do Pirambu considered yet the possibility of the existence of a colluvial cover with thickness ranging from 0.50 to 5.00 meters. The analyzes were performed by Bishop method, using GEO5 software. In parametric analysis were produced graphics that relate height cliff with the inclination, to safety factors equals to 1.00 and 1.50; besides graphics where it is possible easily get the lowest safety factor as from the cohesion, cliff height and its inclination. It was concluded that these graphs are very useful to preliminary analyzes, for the definition of critical areas in risk mappings in areas of cliffs and for determination of an equation for obtaining the lowest safety factor function of the strength parameters and of slope geometry. Regarding the cliff from Ponta do Pirambu, the results showed that the cliff is subject to superficial landslides located in the points where may there be the presence of colluvium with thicknesses greater than two meters. However, the cliff remains stable presenting the global safety factor equal or superior to 2.50 in the saturated condition.

Keywords: Stability Analysis; Parametric Analysis; Cliff.

Lista de Figuras

Figura 2.1 - Perfil de praia e sua morfologia	6
Figura 2.2 - Taxa de transporte de sedimento anual na região nordeste.....	6
Figura 2.3 – Falésia com campo de duna, erosão e proteção natural de sua base.....	8
Figura 2.4 - Ação das ondas no pé das falésias	9
Figura 2.5 - Mecanismos de recuo em falésias com perfil vertical (Tipo I).....	11
Figura 2.6 - Mecanismos de recuo em falésias com perfil com duas inclinações (Tipo II)	12
Figura 2.7 - Mecanismos de recuo em falésias de inclinação entre 40 e 50° (Tipo III).	12
Figura 2.8 - Relação altura-inclinação para solos uniformes.	17
Figura 2.9 - Método das fatias.....	24
Figura 2.10 - Erros na subdivisão de fatias.....	25
Figura 2.11 - Esforços na fatia pelo método das fatias	26
Figura 2.12 - Comparação entre recuo calculado com o medido para uma falésia.	30
Figura 2.13 - Esforços na fatia - método de Janbu generalizado	31
Figura 2.14 - Geometria do método de Janbu Simplificado.	32
Figura 2.15 - Método de Janbu Simplificado - fator f_0	33
Figura 2.16 - Esforços na fatia para o método de Morgenstern e Price	35
Figura 2.17 - Função de distribuição da inclinação da resultante da força entre fatias	36
Figura 2.18 - Influência do fator de escala no valor do fator de segurança.....	38
Figura 2.19 - Esforços na fatia para o Método de Spencer	39
Figura 2.20 - Convergência do Método de Spencer.....	41
Figura 3.1 - Zoneamento.....	44
Figura 3.2 - Esquema do trecho Norte.....	45
Figura 3.3 - Falésia da Ponta do Pirambu com proteção natural e artificial na sua base	45
Figura 3.4 – Estabelecimento “ <i>Day Use</i> ” na falésia da Ponta do Pirambu	46
Figura 3.5 - Vegetação na falésia da Ponta do Pirambu	47

Figura 3.6 – trecho do mapa geológico do Rio Grande do Norte - região de Tibau do Sul ...	49
Figura 3.7 - Trimestre com maior precipitação (período 1961-2009).....	52
Figura 3.8 - Trimestre com menor precipitação (período 1961-2009)	53
Figura 3.9 - Caixa coletora de águas pluviais no topo da falésia da Ponta do Pirambu.....	54
Figura 3.10 – Planta de levantamento topográfico	56
Figura 3.11 – Posição das sondagens e dos blocos indeformados	57
Figura 3.12 - Perfil de umidade	58
Figura 3.13 – Perfil da falésia da Ponta do Pirambu	59
Figura 3.14 - Sondagem mista	59
Figura 3.15 - Curva granulométrica do colúvio.....	62
Figura 3.16 - Tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo coluvionar	63
Figura 3.17 - Variação volumétrica x deslocamento horizontal do solo coluvionar	63
Figura 3.18 - Envoltória de ruptura do solo coluvionar.....	64
Figura 4.1 - Coordenadas do perfil da falésia da Ponta do Pirambu	71
Figura 4.2 - Coordenadas do nível d'água da falésia da Ponta do Pirambu.....	71
Figura 4.3 - Atribuição do solo à cada camada na falésia da Ponta do Pirambu	72
Figura 4.4 - Perfil da falésia S1 da Ponta do Pirambu	75
Figura 4.5 - Seção S1 da falésia da Ponta do Pirambu – Situação inicial	76
Figura 4.6 – Seção S6 da falésia da Ponta do Pirambu - após deslizamento de S5.....	76
Figura 4.7 – Exemplo do perfil da Ponta do Pirambu com camada de colúvio.....	77
Figura 5.1 – Gráfico $Hx\beta$, para $FS=1,00$	82
Figura 5.2 – Gráfico $Hx\beta$, para $FS=1,50$	83
Figura 5.3 - Gráfico $FS \times H$, para $\beta = 30^\circ$	87
Figura 5.4 - Gráfico $FS \times H$, para $\beta = 40^\circ$	87
Figura 5.5 - Gráfico $FS \times H$, para $\beta = 50^\circ$	88
Figura 5.6 - Gráfico $FS \times H$, para $\beta = 60^\circ$	88
Figura 5.7 - Gráfico $FS \times H$, para $\beta = 70^\circ$	89

Figura 5.8 - Gráfico FS x H, para $\beta = 80^\circ$	89
Figura 5.9 - Gráfico FS x H, para $\beta = 90^\circ$	90
Figura 5.10 - Ábaco gerado a partir dos Gráficos FS x H, com $\beta=30^\circ$ a 60°	92
Figura 5.11 - Ábaco gerado a partir dos Gráficos FS x H, com $\beta=60^\circ$ a 90°	93
Figura 5.12 – Gráfico FS x β , para altura H=10m.	96
Figura 5.13 - Gráfico FS x β , para altura H=20m.	97
Figura 5.14 – Gráfico FS x β , para altura H=30m.	97
Figura 5.15 - Gráfico FS x β , para altura H=40m.	98
Figura 5.16 - Ábaco gerado a partir dos Gráficos FS x β	99
Figura 5.17 - Seção S1 da falésia da Ponta do Pirambu - situação inicial.....	101
Figura 5.18 - Situação S2 da falésia da Ponta do Pirambu - após deslizamento de S1	101
Figura 5.19 - Situação S3 da falésia da Ponta do Pirambu - após deslizamento de S2	101
Figura 5.20 - Situação S4 da falésia da Ponta do Pirambu - após deslizamento de S3	102
Figura 5.21 - Situação S5 da falésia da Ponta do Pirambu - após deslizamento de S4	102
Figura 5.22 - Situação S6 da falésia da Ponta do Pirambu - após deslizamento de S5	102
Figura 5.23 - Situação S6A0.5M da falésia da Ponta do Pirambu, com colúvio de 0,50m..	104
Figura 5.24 - Situação S6B1M da falésia da Ponta do Pirambu - com colúvio de 1m	104
Figura 5.25 - Situação S6C1.5M da falésia da Ponta do Pirambu, com colúvio de 1,5m...	105
Figura 5.26 - Situação S6D2M da falésia da Ponta do Pirambu - com colúvio de 2m	105
Figura 5.27 - Situação S6E3M da falésia da Ponta do Pirambu - com colúvio de 3m	105
Figura 5.28 - Situação S6F4M da falésia da Ponta do Pirambu - com colúvio de 4m.....	106
Figura 5.29 - Situação S6G5M da falésia da Ponta do Pirambu - com colúvio de 5m.....	106
Figura 5.30 - Situação S1 com superfície de ruptura global - a análise otimizada.....	108

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Parâmetros de resistência de pico de solos da Formação Barreiras	19
Tabela 3.1 - Precipitação acumulada de 1961 a 2010	51
Tabela 3.2 - Sugestão camada fortemente cimentada.....	60
Tabela 3.3 - Resumo dos ensaios de caracterização do solo coluvionar	62
Tabela 3.4 – Parâmetros do solo coluvionar da falésia da Ponta do Pirambu	65
Tabela 4.1 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas	68
Tabela 4.2 - Nível de segurança desejada contra danos materiais e ambientais.....	68
Tabela 4.3 - Fatores de segurança (NBR - 11682:2009).....	68
Tabela 4.4 - Parâmetros das camadas da falésia da Ponta do Pirambu	69
Tabela 4.5 - Nomenclatura para cada situação da falésia homogênea	70
Tabela 5.1 - Menores FS das situações da falésia homogênea	80
Tabela 5.2 - Dados do Gráfico $H \times \beta$, para $FS=1,00$	81
Tabela 5.3 - Dados do Gráfico $H \times \beta$, para $FS=1,50$	83
Tabela 5.4 - Dados dos Gráficos $FS \times H$	86
Tabela 5.5 - Dados dos Gráficos $FS \times \beta$	95
Tabela 5.6 - FS para as situações sem colúvio da falésia da Ponta do Pirambu	103
Tabela 5.7 – FS para situações com colúvio da falésia da Ponta do Pirambu.....	107
Tabela 5.8 - Parâmetros da superfície de ruptura global.....	108
Tabela 5.9 – FS para ruptura global para situação sem colúvio	109
Tabela 5.10 – FS para ruptura global para situação com colúvio.....	109

Lista de Abreviaturas e Siglas

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- AL – Estado de Alagoas
- Al – Alumínio (Elemento Químico)
- ASTM – *American Society for Testing and materials*
- CD – Consolidado Drenado
- CID – Consolidado Isotropicamente Drenado
- CL – Classificação do SUCS para Argila de Baixa Plasticidade
- CU – Consolidado Não Drenado
- Fe – Ferro (Elemento Químico)
- IFRN – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do RN
- INMET – Instituto Nacional de Metrologia
- IP – Índice de Plasticidade
- LL – Limite de Liquidez
- LP – Limite de Plasticidade
- MEF – Método dos Elementos Finitos
- MDF – Método das Diferenças Finitas
- ML – Classificação do SUCS para Silte de Baixa Compressibilidade
- NBR – Norma Brasileira
- PB – Estado da Paraíba
- PE – Estado de Pernambuco
- RN – Estado do Rio Grande do Norte
- SC – Classificação do SUCS para Areia Argilosa

Si – Silício (Elemento Químico)

SM-SC – Classificação do SUCS para Areia Silto-Argilosa

SPT – *Standard Penetration Test* (Ensaio de Penetração Padrão)

SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos

UFRN – Universidade Federal do Rio Grande do Norte

UFPE – Universidade Federal de Pernambuco

Lista de Símbolos

Método de Janbu

f_0 – Fator de correção de Janbu em função da relação d/L

n_α – Parâmetro que depende da geometria da fatia de Janbu

p – Peso Médio da Fatia por Unidade de Largura (dW/dx)

b – Largura da Fatia na Horizontal

l – Largura da Fatia na Direção da Superfície de Ruptura (com inclinação α)

d – Profundidade da Superfície de Ruptura

L – Comprimento da Superfície de Ruptura

z_T – Zona de Tração

E_T – Empuxo de Água na Trinca de Tração

h_m – Altura Média da Fatia

Método de Morgenstern e Price

λ – parâmetro escalar

dx – largura da fatia

$f(x)$ – função arbitrária

$y(x)$ – Superfície de ruptura

$z(x)$ – Superfície do talude

$h(x)$ – Linha de ação da poropressão

$y_t(x)$ – Linha de ação da tensão efetiva normal

P_w – Poropressão no contorno entre as fatias

dP_b – Resultante da Poropressão na base da fatia

E – Esforço Normal entre as fatias (direção x)

T – Esforço Cortante entre as fatias (direção y)

ds – Resistência na Base da Fatia

Método de Spencer

Q – Resultante definida em termos totais

Z_n – Resultante das forças interlamelares

r_u – Razão de Poropressão

h – Altura no Centro da Fatia

Geral

O – Origem do Raio da Superfície de Ruptura

R – Raio partindo da Origem até a Superfície de Ruptura

α – Ângulo entre Superfície de Ruptura e a Horizontal

“ e ” – Espessura da Camada

x – Coordenada na Horizontal do Perfil de uma Falésia/Talude

z – Coordenada da Cota Altimétrica do Perfil de uma Falésia/Talude

H – Altura da falésia

β – Ângulo da Inclinação da face da falésia com a horizontal

m_α – Fator de cálculo usado na Resolução iterativa do Método das Fatias

W – Peso da Fatia

S – Esforço Cisalhante

N – Esforço Normal

N' – tensão normal efetiva

X – Esforço Cortante entre as fatias

E – Esforço Normal entre as fatias

s_u – Resistência em Termos Totais na Base da Fatia

$\int_{x_0}^x$ – Integral

Σ – Somatório

sen – Seno

cos – Cosseno

tg – Tangente

sec – Secante

M – Momento

c' – Intercepto de Coesão

γ – Peso Específico Natural

γ_d – Peso Específico Seco

γ_{sat} – Peso Específico Saturado

γ_{sat} – Peso Específico da Água

ϕ' – Ângulo de Atrito Efetivo

H – Altura da falésia

β – Ângulo da Inclinação da face da falésia com a horizontal

w – Teor de Umidade

w_{sat} – Teor de Umidade para o Solo Saturado

u_{ar} – pressão do ar

u_w – pressão da água em menisco

u – Poropressão (Pressão Neutra)

τ – Tensão Cisalhante Atuante

σ' – Tensão Normal Efetiva

σ – Tensão Normal Total

ε – Deformação do Solo

e – Índice de Vazios

G_s – Peso Específico Relativo

θ – inclinação da força resultante

$\Delta\tau$ – Acréscimo na Tensão Cisalhante Mobilizada pelos Caules e Copas

C – Coeficiente de Arrasto (0,3 a 0,15)

ρ – Densidade da massa de ar (12×10^{-3} kN/m³)

μ_s – Velocidade do vento (km/h)

FS – Fator de Segurança

FS_f – Fator de Segurança para a equação de equilíbrio de forças

FS_m – Fator de Segurança para a equação de equilíbrio de momentos

t – Parâmetro de tensão

s – Parâmetro de tensão

σ_3 – Menor tensão principal

σ_1 – Maior tensão principal

Sumário

Resumo.....	vii
<i>Abstract</i>	viii
Lista de Figuras.....	ix
Lista de Tabelas.....	xii
Lista de Abreviaturas e Siglas.....	xiii
Lista de Símbolos.....	xv
Sumário.....	xix
1. Introdução	1
1.1. Justificativa	2
1.2. Objetivos.....	3
1.3. Organização da dissertação	3
2. Revisão Bibliográfica	5
2.1. Considerações gerais sobre falésias	5
2.2. Processos naturais da dinâmica superficial em falésias.....	8
2.3. Propriedades geotécnicas	13
2.4. Métodos de análise da estabilidade de talude.....	23
3. Caracterização da Região de Tibau do Sul.	44
3.1. Localização da falésia.....	44
3.2. Características ambientais.....	46
3.3. Geometria e perfil geotécnico da falésia.....	54
3.4. Propriedades geotécnicas	57
4. Metodologia.....	66
4.1. Ferramentas para as análises de estabilidade	66

4.2.	Propriedades geotécnicas da falésia	69
4.3.	Geometria das falésias	69
4.4.	Definição do método de análise de estabilidade.....	72
4.5.	Simulações das falésias	73
5. Resultados e discussões		79
5.1.	Resultado da Simulação 1: Análise paramétrica da falésia homogênea.	79
5.2.	Resultado da Simulação 2: Falésia da Ponta do Pirambu	100
6. Conclusões		111
6.1.	Análise paramétrica da falésia homogênea	111
6.2.	Análise da estabilidade da falésia da Ponta do Pirambu	112
6.3.	Conclusão final	115
6.4.	Sugestões para pesquisas.....	116
Referências.....		117

1.Introdução

Ao longo da história, o homem sempre procurou se estabelecer próximo de rios, pela necessidade da água e do mar devido ao comércio. Isso possibilitou a evolução e o aumento da população nas zonas costeiras até hoje. Atualmente em todo o mundo há a preocupação em relação ao avanço do mar e o recuo das encostas devido à dinâmica costeira.

O Brasil apresenta clima tropical e uma extensa área de encosta marinha compreendida da região Norte até a região Sul do país. Além disso, no interior do país há também uma grande extensão de encostas próximas aos seus rios. Os principais depósitos brasileiros associados aos eventos de movimento de massa são os colúvios, solos da Formação Barreiras e solos residuais. Devido as condições do clima tropical, com temperaturas altas e volume de precipitações elevado, esses solos são denominados de solos tropicais.

O litoral do Estado do Rio Grande do Norte é caracterizado pela presença de dunas e falésias pertencentes principalmente da Formação Barreiras. As falésias e dunas constituem-se em atrativo para empreendimentos turísticos e imobiliários pelo fato de formarem mirantes naturais, tornando-as mais valorizadas e visitadas.

A ocupação humana leva a intervenções como remoção da vegetação natural, aumento da carga no topo da falésia, aumento da erosão por águas servidas e diminuição da percolação de água no solo. Já os principais efeitos naturais são as ações das ondas na base da falésia e das precipitações atuando na superfície e infiltrando no interior da falésia. Essa ocupação nas falésias acaba por potencializar o efeito da erosão, que somado aos efeitos naturais aumentam o risco de deslizamento contribuindo para a aceleração do recuo da falésia.

Ao fixar moradias e empreendimentos na trajetória de recuo das falésias os riscos de haver perdas materiais e/ou vitais aumentam devido a possibilidade de deslizamentos.

Considerando os riscos de perdas materiais e de vidas, as intervenções humanas e o recuo natural da falésia, observa-se a necessidade e a importância da análise da estabilidade das falésias nas encostas brasileiras. Assim, este trabalho

analisou a falésia da Ponta do Pirambu localizada na costa oriental do Rio Grande do Norte com um empreendimento funcionando na base dessa falésia.

Além da análise de estabilidade da falésia, é necessário aperfeiçoar cada vez mais esses estudos e análises de taludes e falésias. Desse modo, através de gráficos gerados nesta dissertação foi analisada a influência da variação dos parâmetros geométricos e de resistência na estabilidade de uma falésia homogênea hipotética.

1.1. Justificativa

Diversos estudos sobre estabilidade de falésias e sobre as propriedades geotécnicas dos solos que as compõem foram realizados no litoral oriental do Rio Grande do Norte (Silva, 2003; Severo, 2005; Braga, 2005; Santos Jr et al., 2008; Nascimento, 2009 e Severo, 2011).

A falésia da Ponta do Pirambu localizada no município de Tibau do Sul/RN foi estudada por Severo (2011). Esta falésia contém um empreendimento na sua base que atrai vários turistas e conseqüentemente sua estabilidade deve ser assegurada para evitar riscos aos usuários.

Outro ponto importante a se considerar é que ao longo do tempo o solo pode sofrer mudanças na sua coesão. Devido ao desmatamento, ações antrópicas, intempéries e alterações da umidade do solo a sua resistência ao cisalhamento, eventualmente, pode ser reduzida. Além disso, podem ocorrer variações da inclinação da falésia após deslizamentos e variações na altura com o acréscimo de solo trazido pelo vento como nos campos de dunas ou devido a adição de um aterro. Com todas essas variações é possível, através da análise paramétrica, saber quanto a geometria e a coesão devem variar para que a falésia continue estável ou saber em que condições ocorre ruptura por cisalhamento na falésia. Para isso faz-se necessário as análises paramétricas dos gráficos gerados a partir desse estudo.

Entende-se que esses gráficos são muito úteis para análises preliminares, para a definição de áreas críticas em mapeamentos de riscos em áreas de falésias ou taludes e a partir desses gráficos é possível obter uma equação geral para obtenção do menor fator de segurança.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo geral

Realizar a análise paramétrica de uma falésia homogênea e estudar as condições de estabilidade da falésia da Ponta do Pirambu.

1.2.2. Objetivos específicos

- a) Realizar a análise paramétrica de uma falésia homogênea, através de análises de estabilidade realizadas no programa Geo 5, variando sua geometria e o intercepto de coesão do solo, deixando constantes as demais propriedades e plotando os resultados em três tipos de gráficos diferentes;
- b) Realizar ensaios de laboratório em amostra indeformada retirada na falésia da Ponta do Pirambu.
- c) Analisar a estabilidade da falésia na Ponta do Pirambu considerando a ausência e a presença de colúvio com espessura variada, utilizando o programa Geo5;

1.3. Organização da dissertação

Este trabalho estudou as propriedades dos materiais da falésia da Ponta do Pirambu através da revisão bibliográfica e ensaios de laboratórios, analisou a estabilidade dessa falésia e realizou uma análise paramétrica através de gráficos plotados de uma falésia homogênea hipotética.

No Capítulo 1 faz-se uma contextualização apresentando a justificativa, relevância, os objetivos e a organização deste trabalho.

No capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica sobre falésias, processos da dinâmica costeira, propriedades geométricas e geotécnicas das falésias e sobre métodos de análise de estabilidade.

No Capítulo 3 descreve-se a área de estudo, sua localização, características ambientais, geometria e propriedades geotécnicas. Neste capítulo encontram-se os

dados necessários para a modelagem da falésia da Ponta do Pirambu e a falésia homogênea hipotética.

No Capítulo 4 apresenta-se a metodologia utilizada descrevendo as ferramentas utilizadas, as propriedades geotécnicas, geometria, método e modelagem para a análise da falésia da Ponta do Pirambu e da falésia homogênea hipotética.

No Capítulo 5 são apresentados e discutidos os resultados das análises paramétricas e da estabilidade da falésia da Ponta do Pirambu.

No Capítulo 6 apresentam-se as conclusões considerando a análise da estabilidade da falésia na ponta do Pirambu e a análise paramétrica da falésia hipotética. Nesse Capítulo, ainda apresentam-se sugestões para pesquisas futuras.

2.Revisão Bibliográfica

Neste Capítulo serão apresentados assuntos pesquisados na bibliografia sobre falésias, processos da dinâmica costeira, propriedades geométricas e geotécnicas das falésias e sobre métodos de análise de estabilidade.

2.1. Considerações gerais sobre falésias

Há diversos fenômenos que podem contribuir para a dinâmica costeira. Como principais têm-se: as mudanças do nível do mar, o transporte de sedimentos, as tempestades e a ação humana nestas áreas podem acelerar ainda mais os processos dinâmicos.

De acordo com Braga (2005) a dinâmica costeira está dividida, basicamente, em dois processos, o acréscimo e o recuo da costa. O primeiro se dá devido ao acúmulo de sedimentos na faixa de praia avançando em direção ao mar. Já o recuo ocorre quando o mar avança em direção à base das falésias e/ou a ação das chuvas atua no transporte de sedimentos.

Já os estudos realizados na costa Pacífica ao sul de San Francisco – Califórnia, Collins e Sitar (2008) consideram os diversos mecanismos e faz a distinção entre mecanismos e modos de rupturas. Onde mecanismos são as causas que levam à ruptura e modo é como se dá essa ruptura. As rupturas das falésias são desencadeadas de várias formas: mudanças de nível d'água, ação das ondas e erosão do pé da falésia, precipitações relacionadas ao escoamento superficial e subterrâneo, agentes de intempéries, variações de temperaturas e abalos sísmicos. Estes são definidos como mecanismos de ruptura, que são as causas diretas da ruptura. Já os modos de ruptura são definidos como o método no qual a ruptura ocorre, ou por "*undercutting*" ou por alta inclinação do perfil geométrico da falésia, por ruptura rotacional, por ruptura de tração causada pelo alívio de tensão ou perda da resistência do solo, ou de forças inerciais laterais e verticais dos abalos sísmicos.

A observação dos perfis de praia realizada por Alfredini (2005), apud Nascimento (2009), conforme apresentado no esquema da Figura 2.1 é essencial no processo de análise da dinâmica costeira. Segundo o autor, na região nordeste a

Figura 2.2 ilustra a taxa de transporte de sedimentos na costa nordestina e é possível observar que na costa leste do Rio Grande do Norte é da ordem de 400.000 m³/ano.

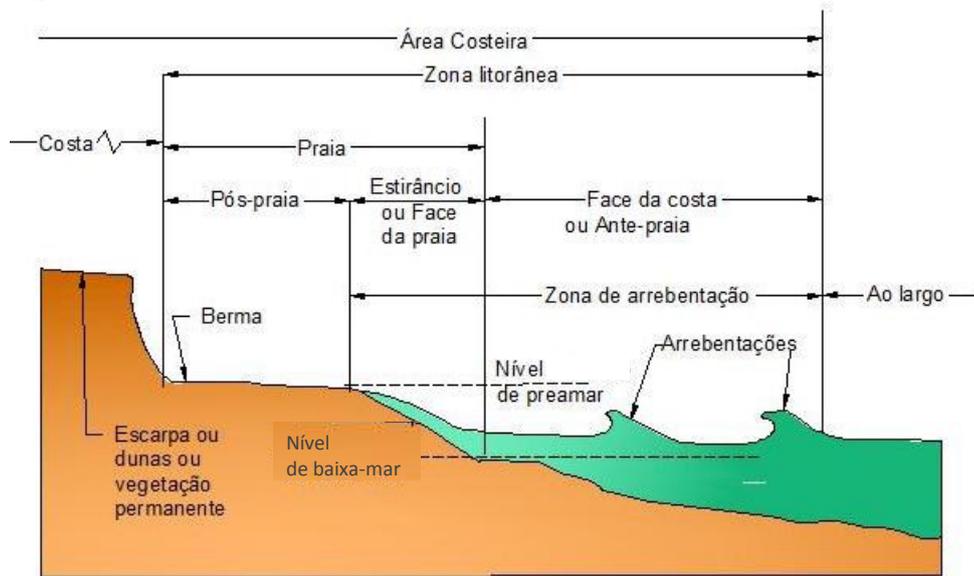


Figura 2.1 - Perfil de praia e sua morfologia.

(modificado de Alfredini 2005, a partir de Nascimento 2009).

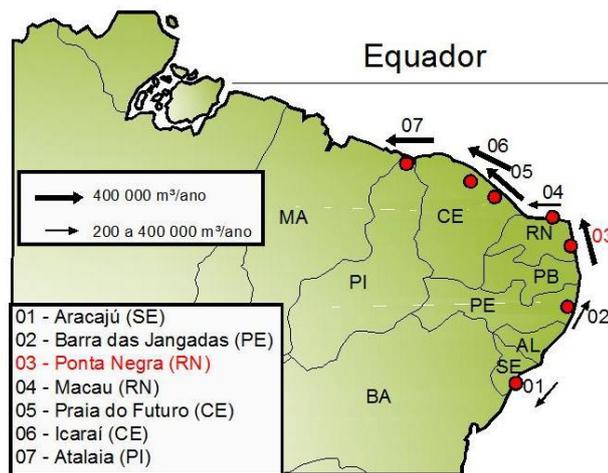


Figura 2.2 - Taxa de transporte de sedimento anual na região nordeste (Alfredini 2005, Apud Nascimento, 2009).

As falésias são taludes naturais com angulação acentuadas e estão sujeitas a processos erosivos costeiros. Essas, por sua vez, podem estar em contato com o mar, rio ou lago sofrendo erosão, principalmente, pela ação da água (ondas e/ou precipitações).

Vários estudos sobre falésias referem-se bastante a obtenção da taxa de recuo a partir de registros históricos, fotográficos e cartográficos. Esses estudos destacam uma série de mecanismos atuantes no recuo das encostas. Assim, é difícil criar modelos precisos a fim de prever a velocidade de recuo, visto a necessidade de resultado cumulativo da interação de vários fatores. Esses recuos variam com o tempo e com a dinâmica costeira.

Já a taxa de recuo (velocidade de recuo) é uma característica própria da área, de modo a variar de região para região e é regida pela litologia, pela estratigrafia, pelas características mecânicas dos solos e das rochas que formam as falésias e pelas condições de intempéries. Esse recuo ocorre através de eventos sazonais.

A evolução da estabilidade em direção à ruptura depende das características estruturais, mecânicas e hidráulicas da massa de solo ou rocha, condições geométricas e de sua reação às ações externas. Os agentes externos podem ser de origem continental (condições meteorológicas, mudanças de tensões no interior da massa de solo, vegetação etc.) e de origem marinha (ação das ondas e das marés, presença de cascalhos e pedregulhos, morfologia da plataforma de costa).

De acordo com Nascimento (2009) é observada a predominância de feições morfológicas que constituem o limite leste dos “tabuleiros” na costa oriental do Rio Grande do Norte. Em termos geológicos os tabuleiros são constituídos por sedimentos terciários da Formação Barreiras que se constitui de granulometria areno-argilosas, com presença de conglomerados e horizontes com sedimentação ferruginosa. Há situações que são encontrados campos de dunas cobrindo a borda dos tabuleiros (Figura 2.3), assim incrementando uma carga a mais no topo da falésia.



Figura 2.3 – Falésia com campo de duna, erosão e proteção natural de sua base.

2.2. Processos naturais da dinâmica superficial em falésias

Os processos erosivos atuantes em encostas são subdivididos em quatro tipos, são estes: a erosão pluvial; deslizamentos; quedas e tombamentos e solapamento da base da encosta.

Piérrri (2008) analisou o risco de erosão costeira na região de Tibau do Sul no estado do Rio Grande do Norte, através de mapeamento geoambiental e análise morfodinâmica constatou que no trecho norte da praia do Madeiro o risco à erosão é de baixo a moderado, no centro e sul apresenta risco moderado a alto, sendo no extremo sul onde a praia apresenta maior risco devido à ausência de proteção natural ao perfil, presença de construções próximas à borda da falésia e quedas frequentes de material da falésia viva.

Na praia do Curral o risco à erosão foi de baixo a moderado na parte norte e moderado a alto na região central e sul da praia, o maior risco de erosão se dá devido à ausência de proteção natural da falésia, tipo de praia com baixa declividade e ausência de berma, além da presença de ravinamento e quedas de material da falésia viva. A praia de Pipa apresentou risco de moderado a alto em reflexo da ausência de cobertura vegetal, ocupação antrópica densa, perfil de praia com baixa declividade e interrompido pelas construções, ausência de proteção natural como

dunas e terraço marinho e estruturas de contenção que indicam problemas relacionados à erosão costeira (Piérri, 2008).

Segundo Edil e Vallejo (1980), a ação das ondas no pé da falésia é o fator primário responsável pelas mudanças na geometria da encosta. O efeito da ação da onda sobre a falésia ocorre no modo ativo e passivo. No caso do ativo, as ondas diretamente atacam e erodem o material intacto do pé do talude resultando na inclinação do talude e na redução do fator de segurança. Esta situação ocorre onde aconteciam variações nos níveis d'água (um exemplo são as áreas de marés ou Grandes Lagos na América do Norte). No caso do modo passivo, envolve a remoção de material o que pode coletar no pé e na praia. Este material pode ser contribuição da face da falésia devida á degradação livre ou por deslizamentos no topo da escarpa. Neste caso o efeito da ação da onda previne a inclinação e estabilização da falésia pelo processo natural.

Na Figura 2.4 é mostrada a ação das ondas que escavam a região atingida aumentando a inclinação da base da falésia por meio de solapamento, isso possibilita o movimento da massa superior da falésia. Com o tempo e pela ação das ondas este material será removido, contribuindo no balanço sedimentar.

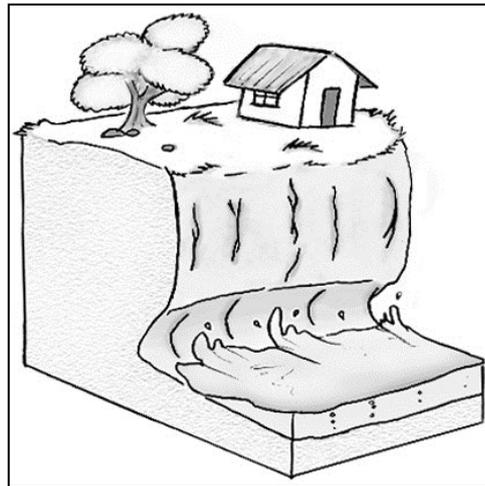


Figura 2.4 - Ação das ondas no pé das falésias (Santos Jr. et al., 2008).

Nas falésias é comum o aparecimento de discontinuidades de planos de estratificação, falhas, fraturas e contatos geológicos mergulhando em direção ao talude. As juntas de alívio de tensões quase verticais paralelas à crista da encosta

que geram instabilidade com o acúmulo de águas pluviais, esse acúmulo acaba gerando pressões que abre cada vez mais as fendas no topo das falésias o que vai gerar instabilidade no volume de massa de solo ou no maciço rochoso e deflagrar seu desprendimento da falésia gerando quedas e tombamentos que são movimentos de massa bastante frequentes segundo Silva (2003).

Braga (2005), Piérri (2008) e Nascimento (2009) mostraram que o recuo das falésias é provocado pela ação conjunta de erosão na base deflagrada pelas ondas, pela infiltração das águas pluviais e pelo escoamento superficial agente condicionante de erosão.

Collins e Sitar (2008) mostram que 81% das 62 rupturas registradas nas falésias fracamente cimentadas estudadas em San Francisco na Califórnia tiveram relação com a influência da ação das ondas. Os pesquisadores definem que a influência da ação das ondas está ligada aos períodos em que as ondas alcançaram o pé da falésia com energia suficiente para induzir a erosão dos sedimentos intactos. A energia das maiores ondas associada com o inverno, tempestades do norte do Pacífico leva ao aumento direto na ação da onda no pé da falésia.

Ainda nesse estudo de Collins e Sitar (2008) 80% das 20 rupturas nas falésias moderadamente cimentadas foram diretamente atribuídas aos mecanismos de ruptura induzidos pelas precipitações.

Segundo Collins (2004), apud Collins e Sitar (2008) a resistência a compressão sem confinamento nas areias moderadamente cimentadas (340 kPa) é 25 vezes mais altas do que as areias fracamente cimentadas (13 kPa).

De acordo com Collins e Sitar (2011) a falta de detritos no pé da falésia é devido à remoção por ação contínua das ondas. A inclinação da falésia depende da condição de tensão associada à geometria da falésia que é sem dúvida geradora de tensão de tração na face da falésia, como resultado têm-se inclinações das falésias próximas da vertical.

No estudo realizado por Santos Jr. et al (2008) que apresenta a síntese dos trabalhos realizados nas falésias de Tibau do Sul/RN foram encontrados três tipos de configuração dos perfis das falésias, são eles os denominados de Tipo I, Tipo II e Tipo III. As falésias estão em recuo progressivo. Esse recuo resulta de um conjunto de processos continentais e costeiros.

O perfil Tipo I é um talude vertical ao longo da altura da falésia. Neste tipo de perfil é comum o aparecimento de fendas verticais, onde durante os períodos chuvosos, são preenchidas com água provocando a redução na resistência ao cisalhamento do material e ainda exercem pressão empurrando a massa de solo ou maciço rochoso podendo ocasionar processos de queda ou tombamento, e consequentemente originando processos de escorregamento na parte superior do talude (Figura 2.5).

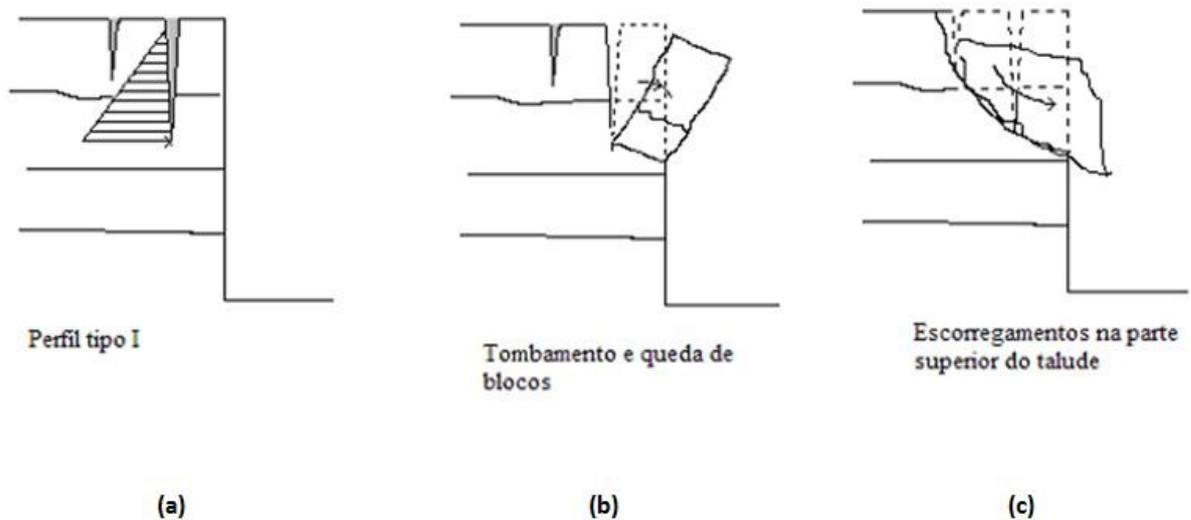


Figura 2.5 - Mecanismos de recuo em falésias com perfil vertical (Tipo I) (Santos Jr. et al., 2008).

O perfil Tipo II apresenta a parte inferior vertical e a parte superior com inclinação em torno de 45° a 60° . O mecanismo de movimento de massa nesse perfil inicia-se com uma descontinuidade na parte inferior (parte vertical - Figura 2.6a), seguido de queda ou tombamento do material (Figura 2.6b), gerando um perfil Tipo III proveniente do escorregamento da massa de solo da parte superior inclinadas do talude (Figura 2.6c).

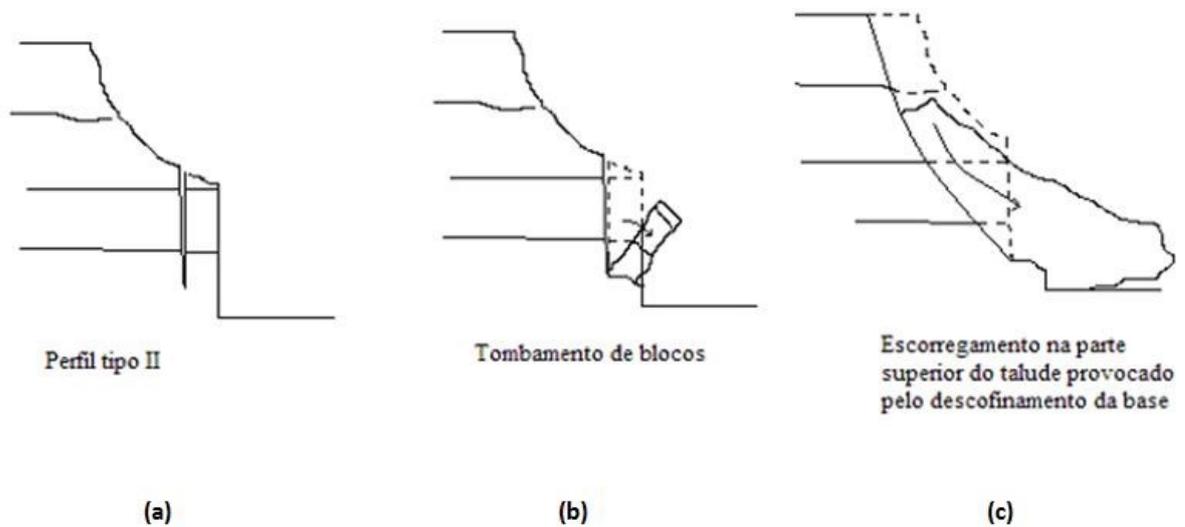


Figura 2.6 - Mecanismos de recuo em falésias com perfil com duas inclinações (Tipo II) (Santos Jr. et al., 2008)).

O perfil Tipo III apresenta-se inclinado a partir do sopé da encosta, formando um ângulo em torno de 40° a 50° com a horizontal. Nessa situação, a infiltração das águas pluviais no solo, que provoca redução na sucção matricial e, conseqüentemente, da resistência ao cisalhamento vai ocasionar a ruptura do talude (Figura 2.7).

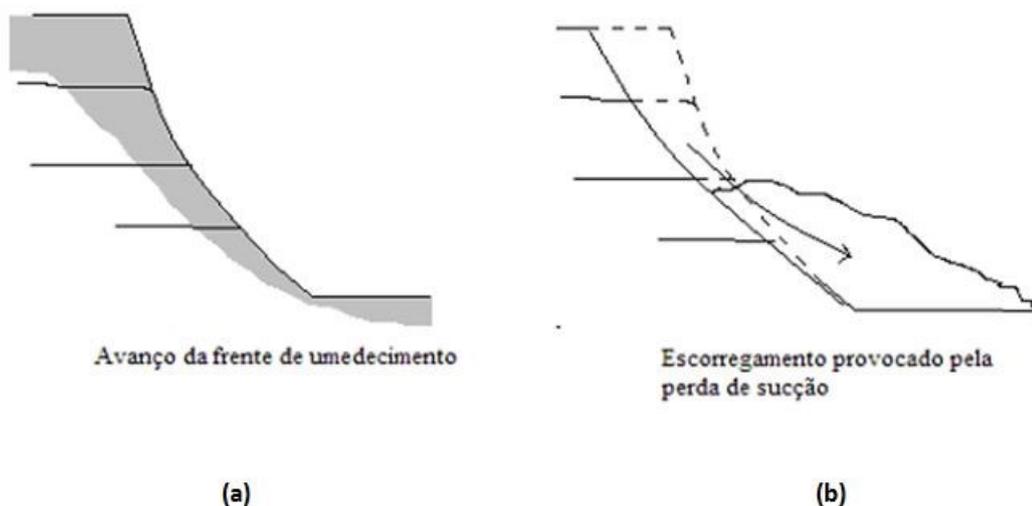


Figura 2.7 - Mecanismos de recuo em falésias de inclinação entre 40° e 50° (Tipo III) (Santos Jr. et al., 2008).

Uma observação importante é que esses mecanismos podem ocorrer em qualquer talude, mesmo sem ser de zonas costeiras. Pode-se ressaltar que a atuação das ondas na base das falésias e as ações do homem ajudam a acelerar o recuo das encostas.

2.3. Propriedades geotécnicas

2.3.1. Origem e formação dos solos

Os solos são formados pelo desgaste, por meio de agentes do intemperismo (físico, químico e biológico), a partir de uma determinada rocha. Quando esses solos resultantes são carregados por agentes transportadores (ex. ar, água ou gravidade), eles recebem o nome de “solos transportados” ou “sedimentares”. No entanto, quando o produto resultante do intemperismo permanece no local de transformação, esse recebe a denominação de “solo residual”.

No Brasil os principais depósitos associados aos eventos de movimento de massa são os de colúvio, solos da Formação Barreiras e solos residuais. Devido as condições do clima tropical, com temperaturas altas e elevado volume de precipitações, esses solos são denominados de solos tropicais. O comportamento dos solos está associado à sua origem e formação podendo ser formado *“in situ”*, transportado ou de origem orgânica.

Os solos tropicais passam por vários processos de transformação pedogenéticos no ambiente de formação. Os fatores que influenciam na transformação desses solos estão relacionados ao clima, rocha matriz, relevo e tempo. Esses fatores são responsáveis pelas características dos perfis geofísico/geotécnico das encostas.

a) Formação Barreiras

De acordo com Alheiros et al. (1988) a Formação Barreiras constitui-se de uma cobertura sedimentar continental, de idade Pliocênica, possuindo tonalidades de coloração variando desde vermelha, amarelas até branca. Os sedimentos da Formação Barreiras são, Litologicamente, as areias quartzosas, as argilas e os siltes.

A Formação Barreiras é definida por Coutinho e Severo (2009) como uma unidade de expressão continental, de grande ocorrência no litoral brasileiro, estendendo-se desde a foz do Amazonas, por toda a costa do norte e nordeste, até o Rio de Janeiro. Para o sul, sequências equivalentes têm sido encontradas até o Uruguai.

Há no mínimo três fácies apresentadas por Alheiros et al. (1988) na Formação Barreiras associada aos processos fluviais, são elas denominadas pelos autores: leque aluvial proximal, leque distal/planície aluvial e canal fluvial.

Os sedimentos das fácies de leque proximal apresentam granulação grossa e má seleção granulométrica. As fácies distal/planícies aluvial aparecem com estratificação horizontal com intercalações de camadas arenosas e argilosas. As fácies de canal fluvial são caracterizadas por conter granulometria arenosa, bem susceptível a processos erosivos.

Coutinho et al. (1999) definem Formação Barreiras como a unidade geológica mais importante dos morros da cidade do Recife. A Formação Barreiras é constituída de sedimentos de granulometria variada, caracterizada por uma mistura de areias e argilas, com horizontes de seixos sub-horizontais fracamente direcionados para o mar na forma de tabuleiros elevados.

Segundo Diniz (2002) a Formação Barreiras no estado do Rio Grande do Norte é representada por largas exposições se estendendo por toda região costeira do estado, composta por arenitos finos a médios, ou conglomeráticos, avermelhados, com intercalações siltosas, argilosas e caulínicas, depositados em ambiente aluvial. Os sedimentos quaternários mais jovens são representados por paleodunas, dunas recentes, aluviões recentes e depósitos de planícies de marés e lagoas.

Nas falésias entre Tibau do Sul e Pipa, de acordo com Severo (2005), os resultados da permeabilidade e em laboratório demonstraram que os solos da Formação Barreiras, dos locais estudados, apresentam coeficientes de permeabilidade extremamente baixos, sendo classificados como solos de baixa permeabilidade e solos impermeáveis ou com drenagem impedida.

Segundo Coutinho e Severo (2009) a Formação Barreiras ocupa uma área aproximada de 31 Km², equivalendo a um total de 18% da cidade do Recife e

habitados por cerca de 400.000 habitantes, são poucos os estudos aprofundados desenvolvidos em solos desta formação. Entretanto, em alguns locais, estes solos são bem estudados, onde os autores citam como exemplos os trabalhos de Gusmão Filho et al. (1986); Ferreira (1995); Coutinho et al. (1999; 2006); Lafayette (2000); Lima (2002); Bandeira (2003); Bandeira et al. (2004, 2005); Lafayette et al. (2003, 2005).

b) Colúvio

O solo coluvionar é formado a partir do transporte de sedimentos, principalmente através da ação da gravidade. O colúvio é um material heterogêneo constituído por uma mistura de solos de camadas diferentes com matéria orgânica provenientes dos movimentos de massa. As massas escorregadas referem-se a um solo presente no topo da encosta que escorrega e se deposita no pé da encosta com total desagregação do solo.

Segundo Gerscovich (2012) em campo, na maioria dos casos, é muito difícil identificar a transição entre a camada de colúvio e o solo residual, porque a ação do intemperismo tende a destruir as feições geológicas, tornando a camada visualmente homogênea.

Os colúvio ainda podem se formar em decorrência dos processos erosivos atuando na superfície da rocha ou solo, onde podem formar blocos ou lascas (especialmente em gnaisses), que se desprendem e se acumulam no pé da encosta, formando um tálus.

c) Solo Residual

Solos residuais são formados a partir da rocha matriz (*in situ*) através da desintegração e decomposição causadas pelos processos de intemperismo. Fatores associados a rocha matriz, clima, topografia, condições de drenagem e tempo influenciam a espessura das camadas e as propriedades geológicas do perfil de solo formado. Nas regiões tropicais estes fatores atuam de forma mais acentuada do que em áreas não tropicais devido as elevadas temperaturas e alto índices de

precipitações. No perfil de intemperismo, é possível encontrar materiais variando desde rocha sã, rocha alterada, solos com características da rocha matriz (solo residual jovem ou saprolito) e horizontes onde não são encontrados características da rocha matriz (solo residual maduro ou solo laterítico). No topo da sua camada, podem-se encontrar solos transportados (colúvio), os quais podem dificultar a identificação dos solos residuais.

Segundo Coutinho e Severo (2009) várias propostas para classificação de perfis de solos residuais já foram apresentadas na literatura (Deere e Patton, 1971; Vargas, (1985); Pastore (1992)) relaciona algumas proposições de perfis de intemperismo típicos do Brasil.

2.3.2. Influência dos parâmetros geotécnicos do solo na estabilidade das falésias

Edil e Vallejo (1980) dividiram as falésias em dois tipos denominadas de baixas com altura menor que 25m e altas com altura maior que 25m, baseado na Análise de Equilíbrio Limite, de acordo com os gráficos gerados a partir da relação entre a altura e a inclinação dos taludes, foi possível variar alguns parâmetros enquanto alguns foram fixados, de forma a obter algumas conclusões a respeito da:

Componente coesiva da tensão cisalhante do solo é o fator dominante oferecendo resistência a falhas para taludes menores que 25 m;

A componente de atrito é o fator dominante para taludes com alturas maiores que 25 m;

O aumento no nível de água subterrânea produz um decréscimo global no ângulo do talude seguro em qualquer altura;

Um talude natural alto alcançará condições instáveis mais rápido que um talude baixo se os dois taludes tiverem a mesma inclinação;

Peso específico influencia de maneira diferente na estabilidade do talude dependendo da posição do lençol freático.

Ainda segundo o estudo de Edil e Vallejo (1980) para níveis de água subterrâneos baixos (menores que $\frac{1}{4}$ da altura medida da base do talude) taludes de materiais de pesos específicos menores são mais estáveis; para altos níveis de água (mais que $\frac{3}{4}$ da altura medida da base do talude) materiais com peso

específico maiores produz mais estabilidade. Para níveis de água intermediários o efeito do peso específico depende da altura do talude.

Edil e Vallejo (1980) dividiram a Figura 2.8 a seguir em três zonas: zona A (deslizamento profundo), zona B (deslizamento superficial), e Zona C (talude estável). Esse gráfico representa a relação entre a inclinação do talude e sua altura pelas condições de equilíbrio limite. Essas zonas correspondem à combinação de curvas relacionadas ao intercepto de coesão efetiva, c' , do material da escarpa.

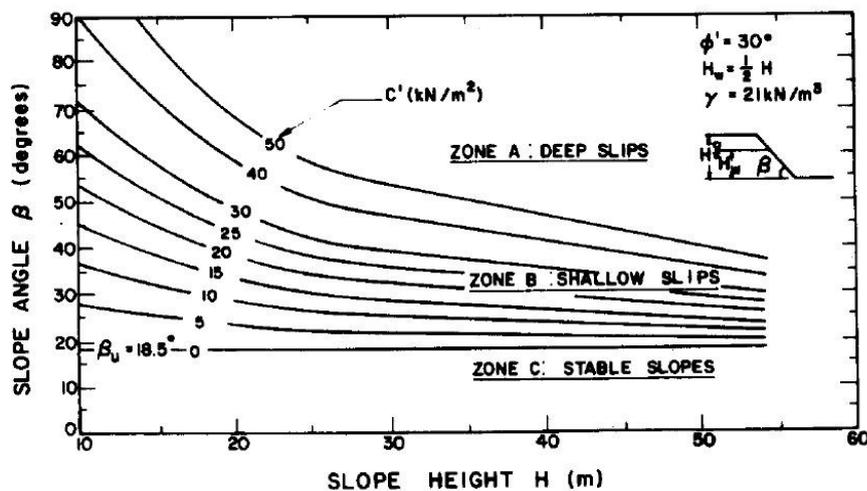


Figura 2.8 - Relação altura-inclinação para solos uniformes (Edil e Vallejo, 1980).

Outra observação importante foi apresentada por Collins e Sitar (2009) sobre a trajetória de tensões tomada por um elemento de solo na situação de redução da tensão confinante, que não é simulada frequentemente nos ensaios geotécnicos; tipicamente a tensão confinante é mantida com um aumento no carregamento vertical. Entretanto para falésias em erosão, na análise de estabilidade de talude é mais apropriado realizar os ensaios de cisalhamento usando parâmetros de resistência obtidos de uma trajetória de tensões com redução de confinamento. Esta condição de campo resulta em descarregar na direção horizontal a uma resposta de tensão constante da sobrecarga na direção vertical. Em termos de ensaios de trajetórias de tensões, a maior tensão principal, σ_1 , permanece constante enquanto que a menor tensão principal, σ_3 , é reduzida. Usando os parâmetros de tensão s e t como descrito por Parry (1995), apud Collins e Sitar (2009):

$$s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \quad 2.1$$

$$t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \quad 2.2$$

Collins e Sitar (2009) mencionam que falésias compostas de solos com baixa resistência à compressão sem confinamento (fracamente cimentada) são mais propícias a serem governadas pela componente de atrito. No entanto, aquelas compostas de materiais de alta resistência à compressão sem confinamento (moderadamente cimentada) são prováveis de depender mais de sua resistência coesiva, e potencialmente, de sua resistência relacionada à tração.

De acordo com Severo (2005) nas análises realizadas para as falésias dentre Tibau do Sul e Pipa, observa-se que o ângulo de atrito não sofre variação significativa entre a condição de umidade natural e o estado inundado, enquanto, que a coesão, elevada em condições de umidade natural, sofre decréscimo considerável em condições saturadas, redução da ordem de 80%.

Na Tabela 2.1 são apresentados parâmetros de resistência dos solos c' (intercepto de coesão) e ϕ' (ângulo de atrito), bem como os índices de plasticidade IP associados a diferentes locais a partir de uma série de estudos.

Tabela 2.1 - Parâmetros de resistência de pico de solos da Formação Barreiras (modificado de Coutinho e Severo, 2009 a partir de Magalhães, 2013).

Referência/ Local	Fácies	Tipo de ensaio	Descrição/ Classificação	IP	Condição do corpo de prova	c' (kPa)	ϕ' (°)
Gusmão Filho et al. (1986)/ Olinda - PE	A ser identificada	Triaxial (CU)	Areia argilosa SC	31 - 40	Inundado	20 - 50	20 - 24
Coutinho et al. (1999; 2006) Santos (2001)/ Horto Dois Irmãos Recife-PE	A ser identificada	Cis. Direto	Areia argilosa SC	10 - 16	Natural	13	31
					Inundado	0	30
Lafayette (2000)/Alto do Reservatório- Recife - PE	A ser identificada	Cis. Direto	Areia argilosa SC	11 - 18	Inundado	7 - 13	24 - 26
Lima (2002)/ Alto do Reservatório- Recife -PE	A ser identificada	Cis. Direto	Argila arenosa SC	16	Natural	28	31
					Inundado	10	32
Lafayette et al. (2003; 2005)/ Cabo de S. Agostinho -PE	Leque fluvial	Cis. Direto	Areia argilosa SC	9 - 13	Natural	33 - 56	33- 36
					Inundado	1,5 - 1,8	33- 35
Silva (2005)/ Camaragibe -PE	Aluvial de canal	Cis. Direto	Areia argilosa SC	12 - 13	Natural	43 - 46	31 - 45
					Inundado	0 - 3,7	31 - 35
Bandeira et al. (2004)/ Camaragibe -PE	Leque Proximal	Cis. Direto	Silte arenoso ML	14 - 16	Inundado	12	29
Silva (2007)/ Camaragibe - PE	Planície aluvial	Cis. Direto	Areia argilosa SC	12 - 14	Natural	45 - 47	31 - 44
					Inundado	0 - 3,7	31 - 34
Meira (2008)	Canal fluvial	Cis. Direto	Areia argilosa SC	7,9-9,2	Natural	1,0 - 4,2	28 - 34
					Inundado	0,4 - 3,5	23 - 26
Severo et al. (2006)/ Tibau do Sul - RN	A ser identificada	Cis. Direto	Argila baixa Plasticidade CL	7 - 19	Natural	116-192	27 - 32
					Inundado	23 - 54	26 - 30
Severo (2011)/ Tibau do Sul - RN	Fluvial de Menor Energia de Transporte	Triaxial CD	Areia argilosa SC	11	Saturado	6,5	29,4
Severo (2011)/ Tibau do Sul - RN	Fluvial de Menor Energia de Transporte	Triaxial CD	Areia silto arg. SM-SC Cimentada Naturalmente	5 - 6	Saturado	62 - 110	28-30
Magalhães (2013)/ Encosta Alto do Pr. Cícero Camaragibe-PE	Canal Fluvial	Cis. Direto	Argila baixa Plasticidade CL	11-13	Natural	27,3	36
						35	28
						13,7	36
					Inundado	8,7	34
						6,9	30
3,3	35						

Influência da água na estabilidade das falésias

Segundo Coutinho e Severo (2009) os níveis de água nos perfis residuais e Formação Barreiras, em particular nos trópicos, estão muitas vezes em grandes profundidades, ou pelo menos, suficiente para que se desenvolvam fenômenos de sucção (definida com a diferença entre a pressão do ar u_{ar} e da água em menisco u_w). A principal diferença entre os solos saturados e os parcialmente saturados é a pressão neutra negativa na fase líquida (água) intersticial, denominada de sucção, que tende a crescer com a resistência e rigidez dos solos.

Conforme Coutinho e Severo (2009), Os principais mecanismos de atuação das águas no desencadeamento de movimentos de massa são: Infiltração de água com o aumento do grau de saturação e redução da coesão aparente, em depósitos não saturados; Variação do nível piezométrico em massas homogêneas – reduzindo as tensões efetivas e em consequência a resistência; Rebaixamento rápido do nível d'água (reservatórios); Elevação da coluna d'água em discontinuidades e Erosão subterrânea retrogressiva (“*pipping*”); Carregamento dinâmico (terremoto, vibração de máquina, cravação de estaca, queda de bloco de rocha, etc.), com aumento da poropressão u .

Gerscovich (2012) expõe que a água tem forte influência na estabilidade de taludes se manifestando na diminuição das tensões resistentes, aumentando a pressão neutra e diminuindo a coesão; como também aumentando as tensões cisalhantes no interior do maciço; variação no peso da massa de solo em função das mudanças no peso específico natural para condições naturais; além de atuar como agente no processo de intemperismo, promovendo o transporte de materiais superficialmente e por percolação, causando erosão, além de promover alteração nos minerais constituintes.

A distribuição do grau de saturação do solo que se encontra permanentemente acima do lençol freático varia com o tempo. Essa variação se dá da seguinte forma: no final da estação seca o solo encontra-se parcialmente saturado com grau de saturação entre 30 e 50%, nestas condições o solo possui uma elevada resistência ao cisalhamento devido a pressões de sucção.

Quando ocorrem as primeiras chuvas do período pluvioso, há infiltração d'água no solo e como a taxa de infiltração é limitada, apenas uma zona do solo é afetada por estas precipitações.

No final destas precipitações uma parcela de água infiltrada evaporará, mas a maior parte do volume de água será distribuída pela massa no solo até existir uma condição de uniformidade do grau de saturação.

Nas próximas precipitações ocorrerá o mesmo processo com infiltração, evaporação e redistribuição do grau de saturação. Pode-se concluir que a frente de saturação só progride consideravelmente quando a intensidade das precipitações superar a taxa do potencial de infiltração do solo. Segundo Moreira (1974) a quantidade de água infiltrada nunca é suficiente para saturar uma espessa camada de solo; o efeito das precipitações está restrito aos seis primeiros metros de solo.

Moreira (1974) relata que como a coesão destes solos é função do grau de saturação, o fator de segurança na região superior do talude varia com a época do ano, diminuindo na estação pluviosa, podendo eventualmente atingir o valor limite de 1.

Segundo Collins e Sitar (2011) o aumento potencialmente da afluência de água na superfície para o talude através da formação de fendas de tensão, frequentemente observado em campo na face da falésia, a tensão de tração prevista são aproximadamente – 2 kPa mas aumenta para 12 kPa na profundidade da falésia. Assim, usar a aproximação do mecanismo de tensão de tração, o talude é determinado para ser estável na condição dele (seca) in situ com resistência à tração (32 kPa) maior que as tensões de tração. Inundando, a resistência à tração (6 kPa), é menor que as tensões de tração e a ruptura é prevista a ocorrer de acordo com a equação sugerida pelos pesquisadores.

2.3.3. Influência da vegetação na estabilidade das falésias

A vegetação pode influenciar favorável ou desfavoravelmente na estabilidade das falésias. Essa cobertura vegetal protege o solo das intempéries, de processos erosivos e ainda pode reforçar o solo aumentando sua resistência ao cisalhamento. A vegetação promove a deposição de matéria orgânica sobre a superfície do talude,

a qual absorve parte da água precipitada, protegendo o talude dos efeitos da erosão superficial.

Segundo Guidicini e Nieble (1983), apud Gerscovich (2012):

As copas das árvores protegem a superfície do solo da ação dos agentes climáticos (raios solares, vento, chuva etc.), minimizando as mudanças bruscas de temperatura e umidade. Com a interceptação da precipitação, reduzem o volume de água que incide na superfície do talude, isso evita processos erosivos.

Os caules geram um caminho preferencial de escoamento de água, concentrando a infiltração dos volumes de água precipitada na região, contribuindo para estabilidade. Entretanto os caules em conjunto com as copas podem estar sujeitos à força do vento; quando transmitida ao solo, gera uma tensão adicional que pode contribuir para instabilizar a encosta. Estudos em túneis de vento e modelos indicaram que o acréscimo na tensão cisalhante mobilizada é da ordem de:

$$\Delta\tau = \frac{C\rho\mu_s^2}{2} \quad 2.3$$

em que C é o coeficiente de arrasto (0,3 a 0,15), ρ é a densidade da massa de ar (12×10^{-3} kN/m³) e μ_s é a velocidade do vento (km/h). Ao considerar uma velocidade do vento relativamente alta, de 90 km/h, e coeficiente de arrasto médio de 0,2, chega-se a uma acréscimo de tensão cisalhante de 1 kPa, desprezível para fins práticos. Por outro lado, a ação do vento pode derrubar a árvore e, com isso, favorecer a infiltração de água (Fiori e Carmagnani (2009); apud Gerscovich (2012)).

De acordo com Fiori e Carmagnani (2009); apud Gerscovich (2012), a cobertura vegetal aumenta o peso sobre o talude. Ao se calcular a tensão exercida pela cobertura vegetal dividindo o peso da árvore pela área de abrangência das raízes, registram-se valores entre 2,5 kPa e 5 kPa.

O sistema radicular atua como elemento de reforço do solo aumentando a estabilidade da falésia. Quanto menor o diâmetro da raiz, mais eficiente é no reforço do solo. Pode representar um caminho preferencial de infiltração, acelerando a variação da poropressão no solo. Ainda pode promover a redução de umidade do solo, a qual retorna para a atmosfera por evapotranspiração.

2.4. Métodos de análise da estabilidade de talude

2.4.1. Causas gerais

A instabilidade de talude acontece quando as tensões cisalhantes mobilizadas se igualam à resistência ao cisalhamento.

As condições do fator de segurança (FS) igual a 1 pode ser atingida caso haja aumento das tensões cisalhantes mobilizadas ou redução da resistência ao cisalhamento do solo.

Segundo os mecanismos deflagradores da ruptura podem ser divididos em redução da resistência ao cisalhamento e aumento da sollicitação. Os fatores que podem influenciar na redução da resistência ao cisalhamento são: características inerentes do material (geometria, estrutura etc.) e mudanças ou fatores variáveis causados pela ação do intemperismo, variação das poropressões, elevação do nível d'água por mudanças no padrão natural de fluxo, processos de deformação em decorrência de variações cíclicas de umedecimentos e secagens, reduzindo a resistência, infiltração da água em meios não saturados, causando redução das pressões de água negativas (sucção), fluxos preferenciais através de trincas ou juntas e acelerando os processos de infiltração.

Quanto ao aumento da sollicitação, isso ocorre devido a fatores como remoção de massa (lateral ou da base), por meio de erosão, deslizamentos ou cortes; sobrecargas devido ao peso da água de chuva, neve, granizo etc., acúmulo natural de material (depósitos), peso da vegetação, construção de estruturas, aterros etc.; sollicitações dinâmicas como terremotos, ondas, vulcões etc., explosões, tráfego, sismos induzidos; pressões laterais tais como água em trincas congelamento e material expansivo.

2.4.2. Quanto ao método de análise do fator de segurança

As análises podem ser classificadas em dois tipos de abordagens para determinação do fator de segurança do ponto de vista determinístico: Teoria do Equilíbrio Limite e Análise de Tensões.

O método do equilíbrio limite consiste na determinação do equilíbrio de uma massa ativa de solo, a qual pode ser determinada por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou de outra geometria qualquer. O método assume que a ruptura

se dá ao longo dessa superfície e que todos os elementos ao longo dessa superfície atingem simultaneamente uma condição de FS igual a 1.

Segundo Gerscovich (2012) Os estudos de estabilidade baseados na análise de tensão-deformação ($\sigma \times \varepsilon$) são realizados com o auxílio de programas computacionais, baseados nos métodos dos elementos finitos (MEF) ou das diferenças finitas (MDF). A grande vantagem dessa abordagem está no fato de que os programas disponíveis no mercado possibilitam a incorporação de várias características dos materiais envolvidos, como por exemplo: a não linearidade da curva $\sigma \times \varepsilon$; anisotropia; não homogeneidade; influência do estado inicial de tensões; e etapas construtivas.

O método das fatias baseia-se na abordagem por Equilíbrio Limite e foi desenvolvido para análise em 2D. Para esse método pressupõe-se estado plano de deformação e sua validade está associado a forma da superfície potencial de ruptura. Esse método permite que o solo seja heterogêneo, que o talude apresente superfície irregular e, principalmente, possibilita incluir a distribuição de poropressão, e a análise pode ser realizada em condição mais crítica: após a construção ou a longo prazo.

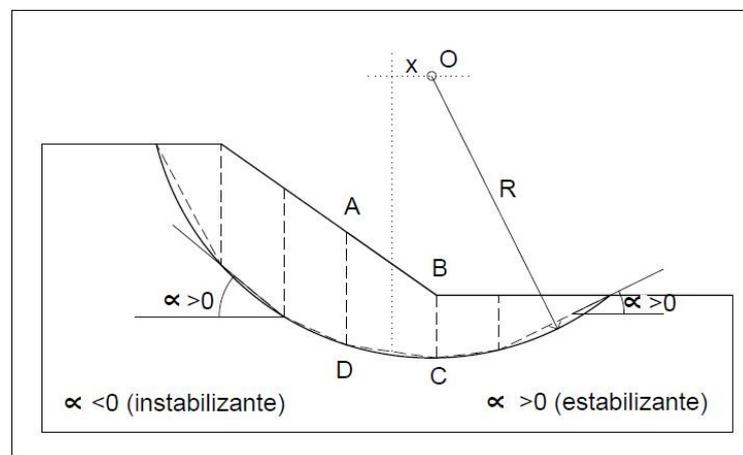


Figura 2.9 - Método das fatias

A metodologia de solução consiste em subdividir o talude em fatias, assumindo-se a base da fatia como linear, como mostra a Figura 2.9. Nessa subdivisão, deve-se garantir que a base da fatia esteja contida no mesmo material, isto é, não podem existir dois materiais na base da lamela (Figura 2.10 a).

Adicionalmente, o topo da fatia não deve apresentar descontinuidades (Figura 2.10 b).

Em seguida realiza-se o equilíbrio das forças em cada fatia, assumindo-se que as tensões normais na base da fatia sejam geradas pela massa de solo contido na fatia (Figura 2.11). A resistência na base pode ser definida em termos totais (s_u) ou efetivos (c' e ϕ').

Por fim calcula-se o equilíbrio do conjunto por meio da equação de equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo, considerando os pesos e as forças tangenciais na base das fatias; o somatório dos momentos das forças interlamelares é considerado nulo. Com isso, tem-se:

$$\sum W_i \times x_i = \sum \tau_{mob_i} \times R \quad 2.4$$

ou

$$\sum W_i \times (R \sin \alpha_i) = R \times \sum \left[\frac{c'l}{FS} + (N - ul) \frac{tg\phi'}{FS} \right] \quad 2.5$$

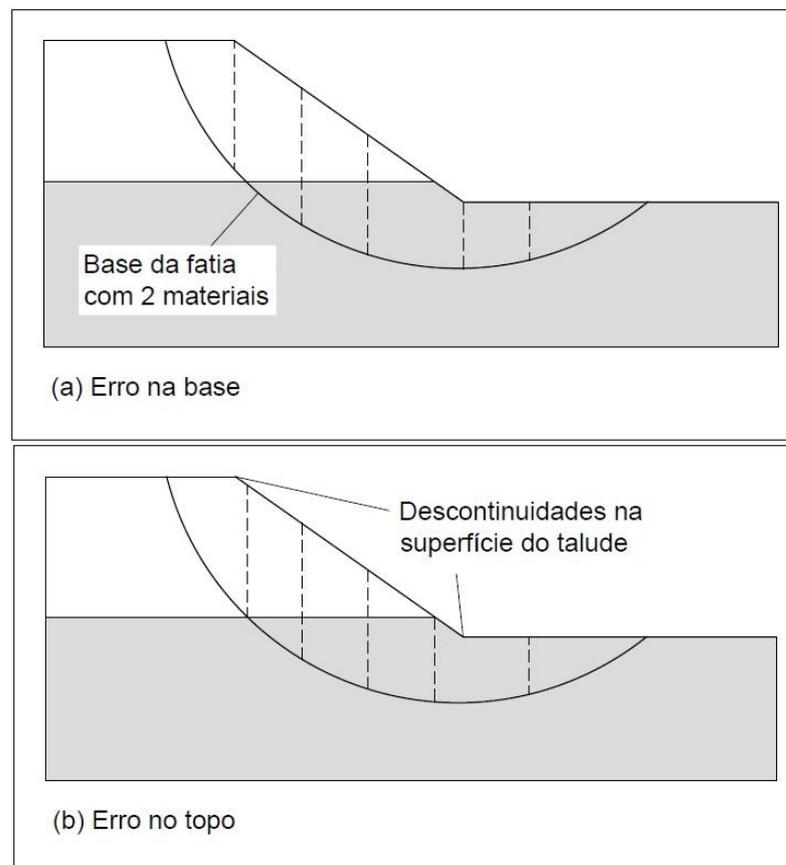


Figura 2.10 - erros na subdivisão de fatias

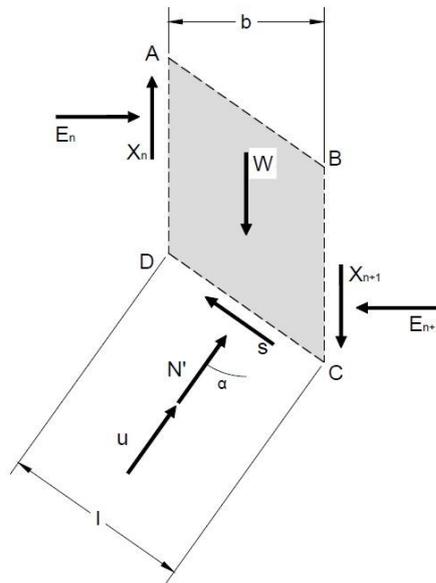


Figura 2.11 - Esforços na fatia pelo método das fatias

Dessa forma, o FS é determinado em termos efetivos e totais é determinado de acordo com as seguintes equações:

para tensões efetivas,

$$FS = \frac{\sum \left[c'l + \left(\frac{N'}{\tilde{N}} - ul \right) tg\phi' \right]}{\sum W_i sen\alpha} \quad 2.6$$

e para tensões totais,

$$FS = \frac{R \times \sum (s_u l)}{R \times \sum W_i sen\alpha} = \frac{\sum (s_u l)}{\sum W_i sen\alpha} \quad 2.7$$

e o FS mínimo é obtido após ser testado em superfícies de ruptura possíveis.

Os métodos a seguir baseiam-se, basicamente, nas hipóteses consideradas no equilíbrio de forças nas fatias para obtenção do fator de segurança FS . Divergindo em relação às incógnitas consideradas. Esses métodos serão estudados para melhor compreensão das análises durante a utilização do programa Geo 5, que oferece os principais métodos de análise de estabilidade de taludes.

a) Método de Fellenius

O método de Fellenius (1936) ou método Sueco corresponde ao equilíbrio de forças em cada fatia acontecendo nas direções normal e tangencial à superfície de ruptura. A partir disso, obtém-se o valor da força normal em relação à Figura 2.11:

$$N = (W - X_n + X_{n+1})\cos\alpha - (E_n - E_{n+1})\sin\alpha \quad 2.8$$

Ao se substituir o valor de N nas Equações 2.6 e 2.7, chega-se a:

$$FS = \frac{\sum[c'l + (W\cos\alpha - ul)tg\phi' + \{(-X_n + X_{n+1})\cos\alpha - (E_n - E_{n+1})\sin\alpha\}tg\phi']}{\sum W_i \sin\alpha} \quad 2.9$$

Quanto às forças interlamelares (E e X), o método de Fellenius elimina o termo que envolve E e X , ou melhor:

$$(-X_n + X_{n+1})\cos\alpha - (E_n - E_{n+1})\sin\alpha = 0 \quad 2.10$$

Então, FS fica definido como:

$$FS = \frac{\sum[c'l + (W\cos\alpha - ul)tg\phi']}{\sum W_i \sin\alpha} \quad 2.11$$

Segundo Gerscovich (2012) o método de Fellenius apresenta as seguintes características:

- O método é conservativo, isto é, tende a fornecer baixos valores de FS.
- Em círculos muito profundos, e quando os valores de poropressão são elevados, o método tende a fornecer valores pouco confiáveis.
- Nas lamelas localizadas na região estabilizante (Figura 2.9), o valor de α é negativo; com isso a parcela relativa à tensão efetiva torna-se negativa, e recomenda-se que esse termo seja anulado, isto é,

$$N' = W\cos\alpha - ul < 0 \rightarrow N' = 0 \quad 2.12$$

b) Método de Bishop

O método de Bishop (1955,1958) faz parte da hipótese do método das fatias. O método das fatias não apresenta restrições quanto à homogeneidade do solo, da geometria do talude e do tipo de análise (em termos de tensão total ou efetiva).

No caso da análise em termos de tensão efetiva, a equação básica para determinar o FS requer a determinação da força normal N . Uma vez que o número de equações são inferiores ao de incógnitas, introduzem-se as hipóteses sobre as forças interlamelares (E e X) para tornar o problema estaticamente determinado. Nessas hipóteses estão os dois métodos de análise de estabilidade mais utilizados na prática: Fellenius (1936) e Bishop (1958). O método de Bishop é dos dois, o mais utilizado na prática.

No método de Bishop, o equilíbrio de forças em cada fatia é feito nas direções vertical e horizontal. Com isso, obtém-se o valor da força normal:

$$N' \cos \alpha + ul \cos \alpha = W - X_n + X_{n+1} - \tau s \sin \alpha \quad 2.13$$

e considerando $b = l \cos \alpha$, tem-se:

$$N' \cos \alpha + ub = W - X_n + X_{n+1} - \left(\frac{c'l}{FS} + N' \frac{tg \phi'}{FS} \right) s \sin \alpha \quad 2.14$$

ou

$$N = \frac{W - X_n + X_{n+1} - ub - \frac{c'l}{FS} s \sin \alpha}{\cos \alpha \left(1 + \frac{tg \phi' tg \alpha}{FS} \right)} = \frac{W - X_n + X_{n+1} - ub - \frac{c'l}{FS} s \sin \alpha}{m_\alpha} \quad 2.15$$

Ao se designar de m_α o denominador da Equação 2.15 e substituir a expressão da tensão normal efetiva (N') nas Equações 2.6 e 2.7, chega-se à expressão para cálculo do FS :

$$FS = \frac{1}{\sum W_i s \sin \alpha} \sum \left\{ c'b + [(W - ub) + (-X_n + X_{n+1})] \frac{tg \phi'}{m_\alpha} \right\} \quad 2.16$$

Quanto as forças interlamelares (E e X), o método de Bishop propõe a eliminação do termo que envolve X , o que equivale a desprezar as parcelas relativas às componentes tangenciais, ou melhor:

$$\sum (-X_n + X_{n+1}) \frac{tg\phi'}{m_\alpha} = 0 \quad 2.17$$

Isso equivale a desprezar as componentes tangenciais dos esforços entre fatias. Dessa forma, o método não introduz qualquer consideração quanto às componentes horizontais das forças interlamelares e, dessa forma, chega-se à expressão para o cálculo do FS :

$$S = \frac{1}{\sum W_i \text{sen}\alpha} \sum \left\{ c'b + (W - ub) \frac{tg\phi'}{m_\alpha} \right\} \quad 2.18$$

Nesse método a solução é obtida de forma iterativa, tendo em vista que FS aparece em ambos os lados da equação. Assim, arbitra-se um valor de FS_1 para o cálculo de m_α .

Em seguida, checka-se o valor de FS fornecido pela Equação 2.18. Então o novo valor de FS é adotado para uma nova estimativa de m_α .

A convergência do processo é relativamente rápida e ocorre quando o valor calculado é igual ao utilizado inicialmente. Em geral, segundo Gerscovich (2012) usa-se o FS obtido por Fellenius como primeira aproximação. Recomenda-se verificar o valor de m_α , uma vez que pode tornar-se negativo ou nulo na região próxima ao pé de taludes muito íngremes. Assim, quando o valor de m_α é inferior a 0,2, recomenda-se que sejam feitas as seguintes correções:

- se $\alpha < m_\alpha < 0,2$, o valor de N' deve ser calculado de acordo com Fellenius ($N' = W \cos\alpha$);

- se $m_\alpha < 0$, sugere-se zerar N' ($N'=0$).

A comparação entre fatores de segurança calculados por Bishop e Fellenius tende a apresentar a seguinte relação:

$$\text{Tensões efetivas} \Rightarrow FS_{\text{Bishop}} \cong 1,25 FS_{\text{Fellenius}}$$

$$\text{Tensões totais} \Rightarrow FS_{\text{Bishop}} \cong 1,10 FS_{\text{Fellenius}}$$

A Figura 2.12 mostra a linearidade da relação entre o método calculado para recuo do topo falésia e o seu recuo medido na costa do lago Michigan. De acordo com Edil e Vallejo (1980) a análise de estabilidade de taludes das tensões efetivas

usando o Método de Bishop Simplificado, dos parâmetros de resistência drenada e pressões neutras medidas oferecem um ótimo processo em termos de simplificação analítica e previsão confiável. Este método não só dá fatores de segurança realísticos para um dado perfil de falésia, como também indica a localização da superfície de ruptura com confiança.

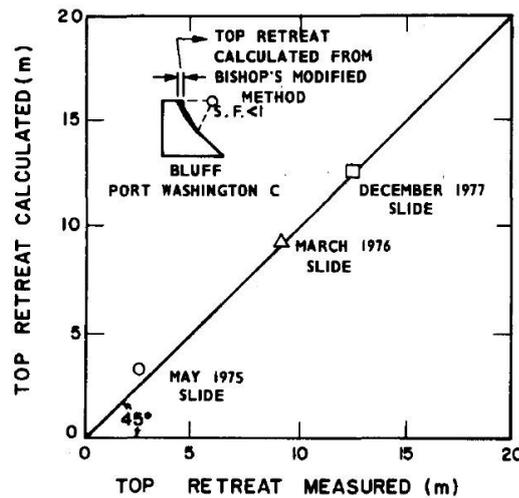


Figura 2.12 - Comparação entre recuo do topo calculado com o recuo medido para uma falésia no Lago Michigan (Edil e Vallejo, 1977).

c) Método de Janbu

O método de Janbu (1954, 1957) é um método rigoroso e generalizado que satisfaz todas as equações de equilíbrio. De acordo com Gerscovich (2012) esse método em razão da complexidade, geralmente, não se pode resolver manualmente, sendo necessário o uso de computadores.

O procedimento de cálculo consiste na massa de solo, que é subdividida em fatias infinitesimais (Figura 2.13), e no equilíbrio das forças e de momentos em cada fatia.

Para definir o fator de segurança, Janbu utilizou o equilíbrio das forças horizontais como critério de estabilidade para toda a massa chegando à seguinte equação:

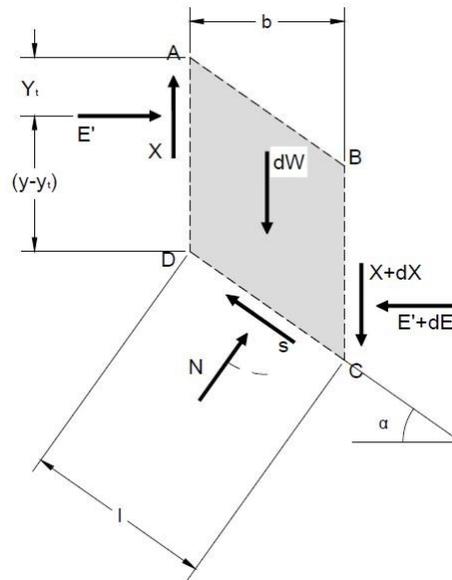


Figura 2.13 - Esforços na fatia - método de Janbu generalizado

$$FS = \frac{\sum \left[c' + \left(\frac{W + dX}{b} - u \right) \operatorname{tg} \phi' \right] 1}{dE + \sum [dx(W + dX) \operatorname{tg} \alpha]} \frac{1}{n_\alpha} \quad 2.19$$

em que n_α é dado por

$$n_\alpha = \frac{1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi' / FS}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha} \quad 2.20$$

O fator de segurança é calculado de forma iterativa, pois aparece em ambos os lados da equação.

As forças entre fatias são calculadas a partir das equações:

$$dE = (W + dX) \operatorname{tg} \alpha - [c' + (W + dX - u) \operatorname{tg} \phi'] \frac{b}{n_\alpha FS} \quad 2.21$$

$$X = -E \operatorname{tg} \theta + (y - y_t) \frac{dE}{b}$$

Onde $(y - y_t)$ é a posição da linha de empuxo e θ , a inclinação dessa resultante.

Esse método admite como hipóteses que:

- A resultante dos esforços normais dN passa pelo ponto médio da base, onde atuam os demais esforços (dW e dS);

- A posição da linha de empuxo é definida previamente e estabelece, portanto, a posição da resultante das forças interlamelares (E), isto é,
 - se a coesão for nula ($c' = 0$), a resultante posiciona-se próximo ao terço médio inferior da lamela;
 - se o solo for coesivo ($c' > 0$), haverá regiões sob tração e sob compressão. Na zona de tração com profundidade z_T ou pode-se introduzir uma força teórica, adicional, de tração (negativa), acima de z_T .

Há também o método de Janbu simplificado que foi desenvolvido com o intuito de reduzir o esforço computacional exigido pelo método rigoroso, possibilitando a obtenção do fator de segurança por meio de cálculos mais simples.

O método aplica-se a taludes homogêneos Figura 2.14, mas não fornece bons resultados para superfícies em forma de cunha. Os efeitos das forças cisalhantes interlamelares são incorporados ao cálculo por meio de um fator de correção (f_0), definido a partir de comparações entre FS obtidos pelos métodos simplificado e generalizado.

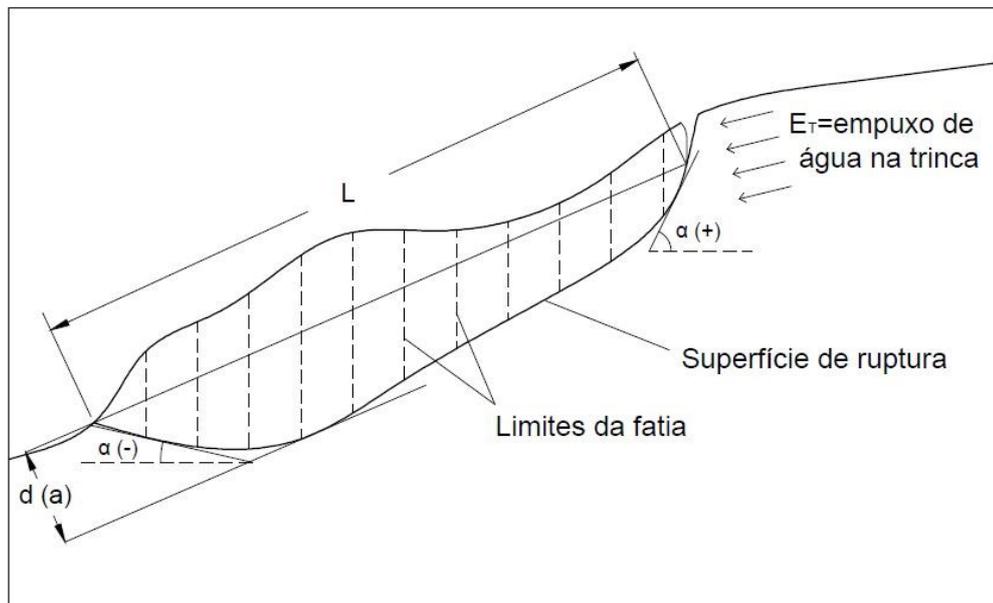


Figura 2.14 - Geometria do método de Janbu Simplificado.

O FS é definido pela equação:

$$FS = f_0 \frac{\sum \frac{[c' b + (p - u) t g \phi']}{n_\alpha}}{\sum (W t g \alpha) + E_T} \quad 2.22$$

na qual f_0 é o fator de correção, função da relação entre a profundidade e o comprimento da superfície de ruptura (d/L) e os parâmetros de resistência, sendo determinado graficamente pela Figura 2.15; n_α é um parâmetro que depende da geometria da fatia e que pode ser determinado pela equação:

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha \left(1 + \frac{\text{tg} \phi'}{FS} \text{tg} \alpha \right) \quad 2.23$$

em que α é a inclinação da base da fatia, cujo valor está na faixa entre -90° e 90° ; p , o peso médio por unidade de largura igual a dW/dx ; u , a poropressão média na base da fatia; E_T , o empuxo de água na trinca e W , o peso da fatia.

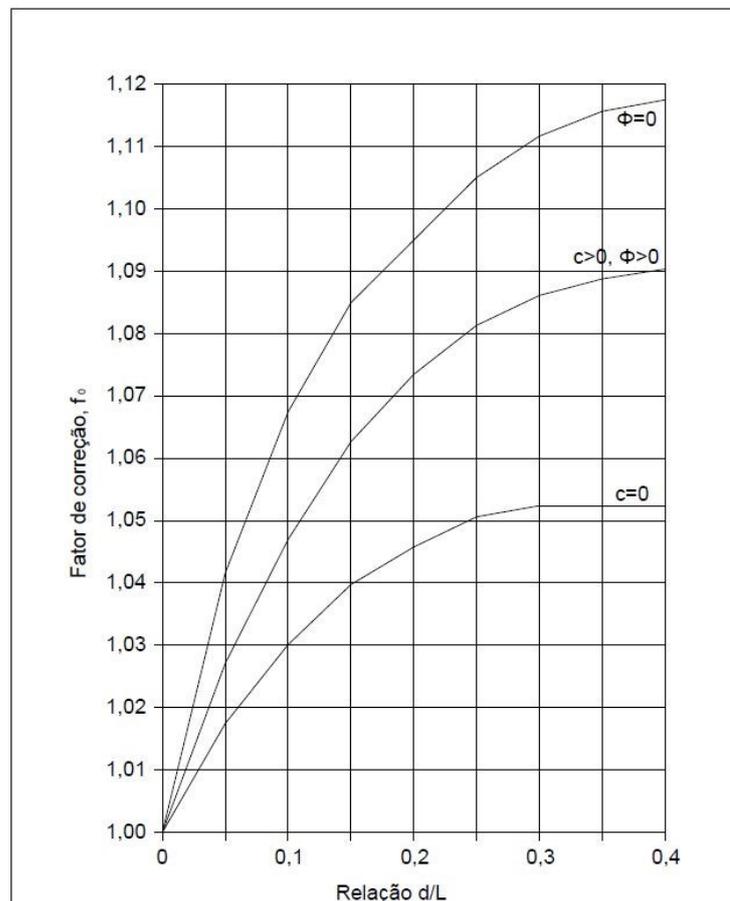


Figura 2.15 - Método de Janbu Simplificado - fator f_0

No caso de inexistência de água na trinca ($E_T = 0$) e de fatias de mesma largura (dx é constante). Então a Equação 2.22 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$FS = f_0 \frac{\sum \frac{[c' + (p - u)tg\phi']}{n_\alpha}}{\sum Wtg\alpha} \quad 2.24$$

A metodologia para o emprego do método de Janbu simplificado é:

- Subdividir o talude em fatias, sendo que a largura da fatia (Δx) deve considerar mudanças nas propriedades do material e distribuições de poropressão;
- Determinar os parâmetros de carga, de acordo com a Equação 2.25, na qual h_m é a altura média da fatia:

$$p = \frac{dW}{dx} = \frac{\gamma h_m dx}{dx} \quad 2.25$$

- Determinar os parâmetros de poropressões (u) na base de cada fatia;
- Avaliar a possibilidade de haver água na trinca;
- Calcular as parcelas $dWtg\alpha$ e $[c' + (p - u)tg\phi']dx$;
- Assumir um valor para FS e determinar n_α ;
- Determinar graficamente o fator f_0 (Figura 2.15) e n_α (Equação 2.23);
- Calcular o FS (Equações 2.22 ou 2.24);
- Se o valor arbitrado de FS for diferente do calculado, devem-se determinar novos valores de f_0 e n_α . Em geral, três iterações são suficientes para convergência do método.

d) Método de Morgenstern - Price

O método de Morgenstern e Price (1965) é o método de equilíbrio limite utilizado para uma superfície qualquer. Os esforços atuantes em fatias infinitesimais são apresentados na Figura 2.16.

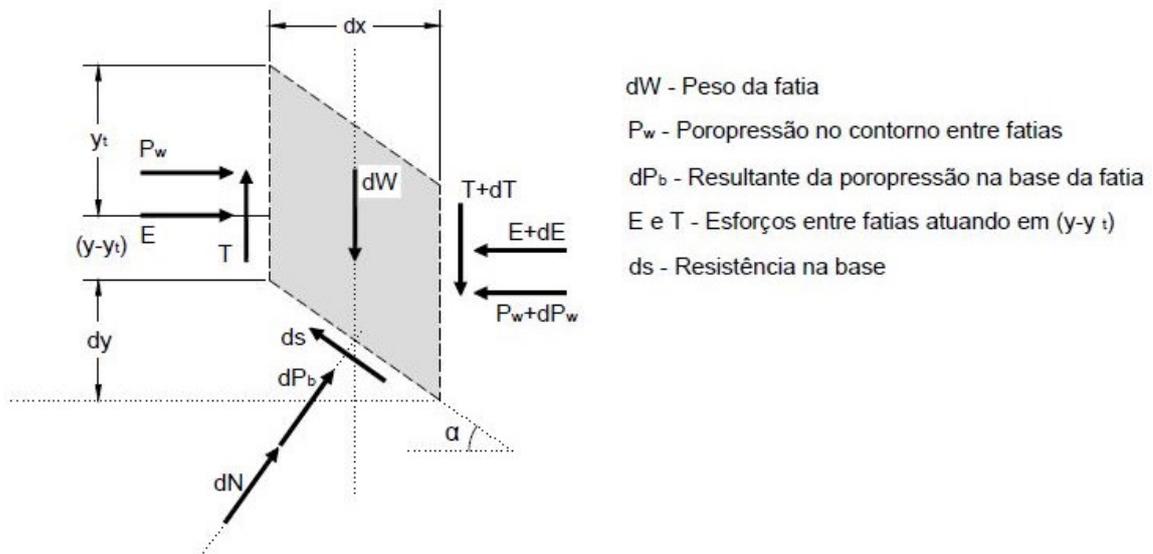


Figura 2.16 - Esforços na fatia para o método de Morgenstern e Price

Para tornar o problema estaticamente determinado, os autores assumem que a inclinação da resultante (θ) varia ao longo superfície de ruptura, segundo a função:

$$T = \lambda f(x)E \quad 2.26$$

ou,

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{T}{E} = \lambda f(x) \quad 2.27$$

Em que λ é um parâmetro escalar determinado a partir da solução de cálculo do fator de segurança e $f(x)$, uma função arbitrária Figura 2.17. A escolha da função $f(x)$ requer um julgamento prévio de como a inclinação das forças entre as fatias varia no talude. Quando se utiliza $f(x) = 0$, a solução para o FS torna-se idêntica à determinada pelo método de Bishop, e quando $f(x) = \text{constante}$, o resultado torna-se idêntico ao método de Spencer.

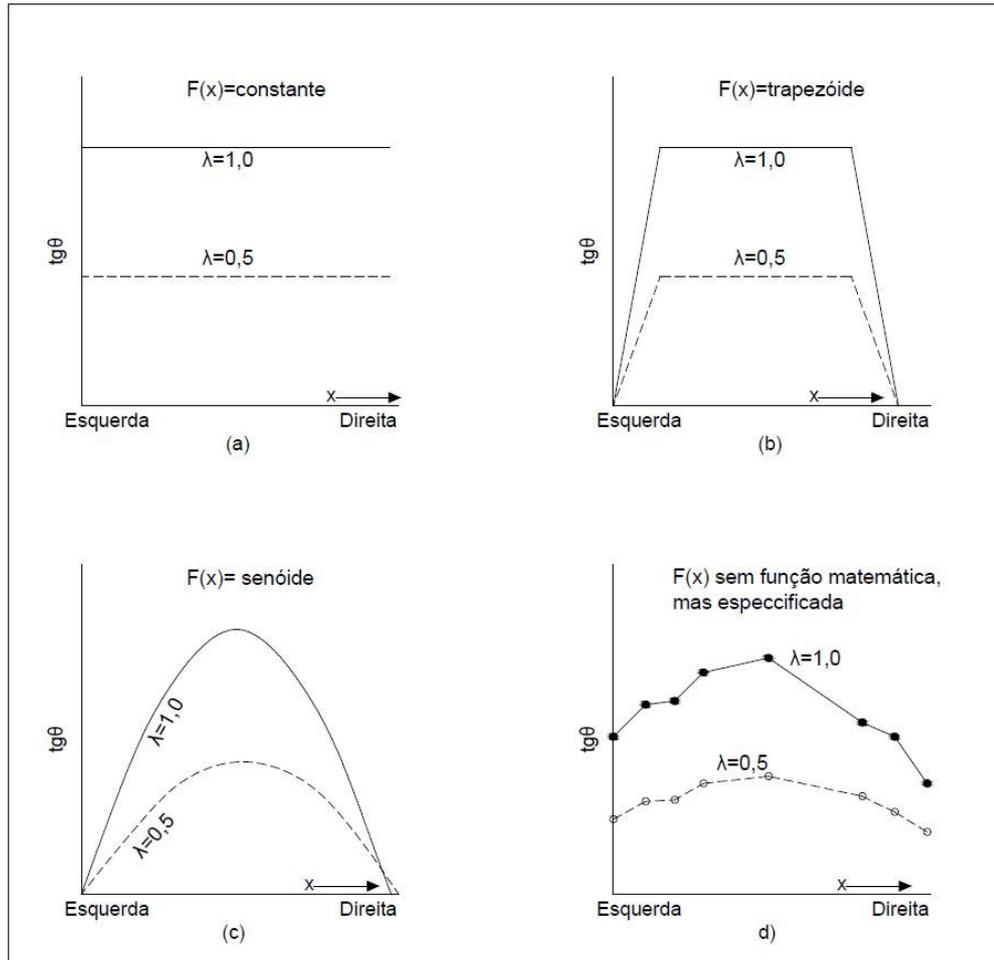


Figura 2.17 - Função de distribuição da inclinação da resultante da força entre fatias sugeridas por Morgenstern e Price (1965)

Ao se considerar as forças atuantes em uma fatia infinitesimal, isto é, $dx \rightarrow 0$, e para que não haja rotação da fatia, o equilíbrio de momentos com relação ao centro da base é considerado nulo. Com isso, chega-se à equação:

$$-T = \frac{d\{E(y - y_t)\}}{dx} - E \frac{dy}{dx} + \frac{d\{P_w(y - h)\}}{dx} - P_w \frac{dy}{dx} \quad 2.28$$

na qual $y(x)$ representa a superfície de ruptura; $z(x)$, a superfície do talude; $h(x)$, a linha de ação da poropressão e $y_t(x)$, a linha de ação da tensão efetiva normal.

O equilíbrio de forças na direção normal e tangencial à base da fatia, associado ao critério de Mohr-Coulomb e considerando as funções definidas na Equação 2.27, dá origem a Equação 2.29 para o cálculo da força $E(x)$ entre fatias, sendo x a abscissa da fatia:

$$E(x) = \frac{1}{L + Kx} \left[E_i L + \frac{Nx^2}{2} + Px \right] \quad 2.29$$

em que as variáveis K , L , N e p são definidas como:

$$\begin{aligned} K &= \lambda k \left(\frac{tg\phi'}{FS} + A \right) \\ L &= 1 - \frac{Atg\phi}{FS} + \lambda m \left(\frac{tg\phi'}{FS} + A \right) \\ N &= \frac{tg\phi'}{FS} [2AW_w + p - r(1 + A^2)] + (-2W_w + pA) \\ p &= \frac{1}{FS} [(c - stg\phi')(1 + A^2) + V_w Atg\phi' + qtg\phi'] + qA - V_w \end{aligned} \quad 2.30$$

Com relação ao equilíbrio de momentos, consideram-se as funções definidas na Equação 2.27 e chega-se à equação:

$$M(x) = E(y_t - y) = M_{ew}(x) + \int_{x_0}^x \left(\lambda f - \frac{dy}{dx} \right) E dx \quad 2.31$$

onde $M_{ew}(x)$ é dado por

$$M_{ew}(x) = \int_{x_0}^x \left(-P_w \frac{dy}{dx} \right) dx + P_w(y - h).$$

O método é solucionado iterativamente, definindo-se previamente a função de distribuição de forças entre fatias (Figura 2.17), assumindo-se valores para FS e λ e calculando-se $E(x)$ e $M(x)$ para cada fatia. Nos contornos ($x = 0$ e $x = n$), os valores de E e M deverão ser nulos, isto é,

$$x = x_0 \rightarrow M(x_0) = E(x_0) = 0 \quad 2.32$$

$$x = x_n \rightarrow M(x_n) = E(x_n) = 0 \quad 2.33$$

Assim o processo iterativo é repetido até que as condições nos contornos sejam satisfeitas.

Os resultados geram diferentes valores de FS para cada uma das equações de equilíbrio de forças (FS_f) e de momentos (FS_m), sendo também dependentes da escolha do valor de λ . A complexidade dos cálculos requer o uso de computadores e o FS do talude é definido quando $FS_f = FS_m$.

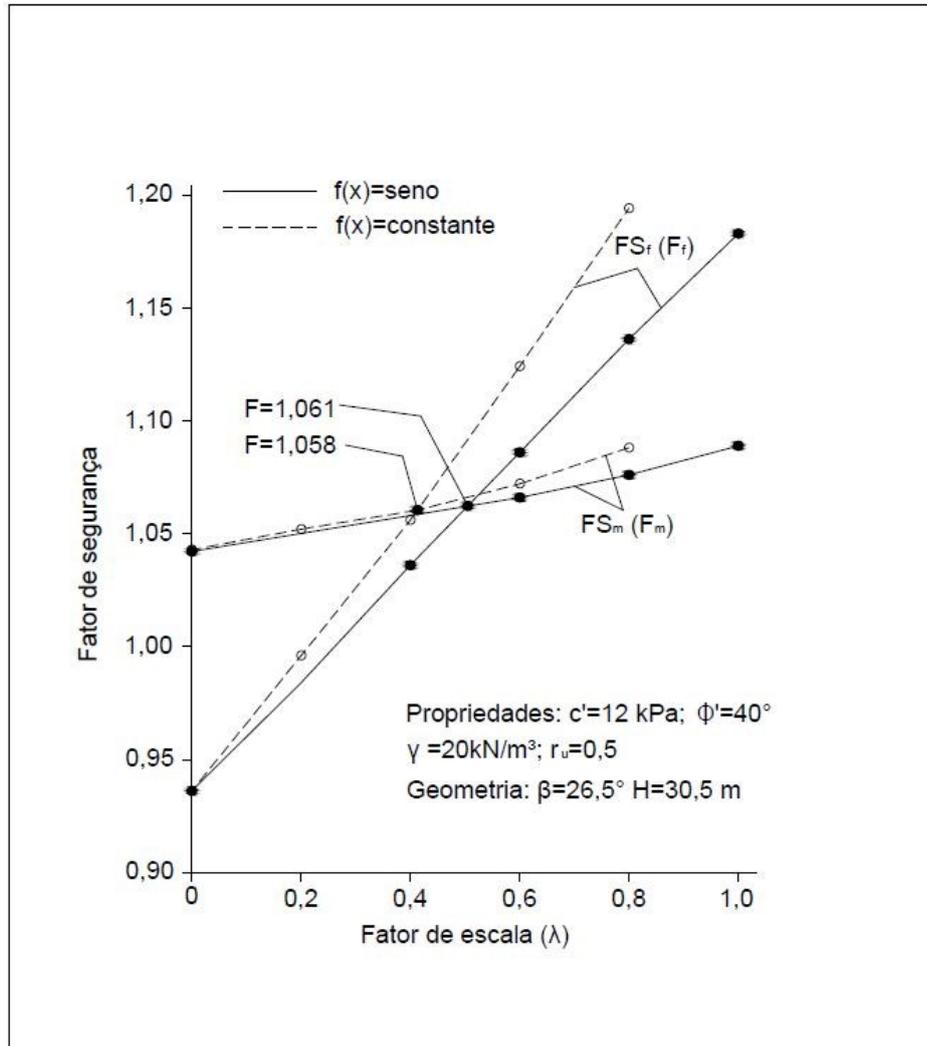


Figura 2.18 - Influência do fator de escala no valor do fator de segurança (Fredlund; Krahn, 1977, apud Gerscovich, 2012)

A Figura 2.18 exemplifica o uso do método para um talude hipotético, considerando-se diferentes funções de inclinação das forças entre fatias. Analogamente ao método de Spencer, o FS calculado pelo equilíbrio de momentos é pouco sensível à inclinação da força entre as fatias.

e) Método de Spencer

O método de Spencer (1967) é rigoroso, pois se propõe a satisfazer todas as equações de equilíbrio, além de não desprezar as forças interlamelares.

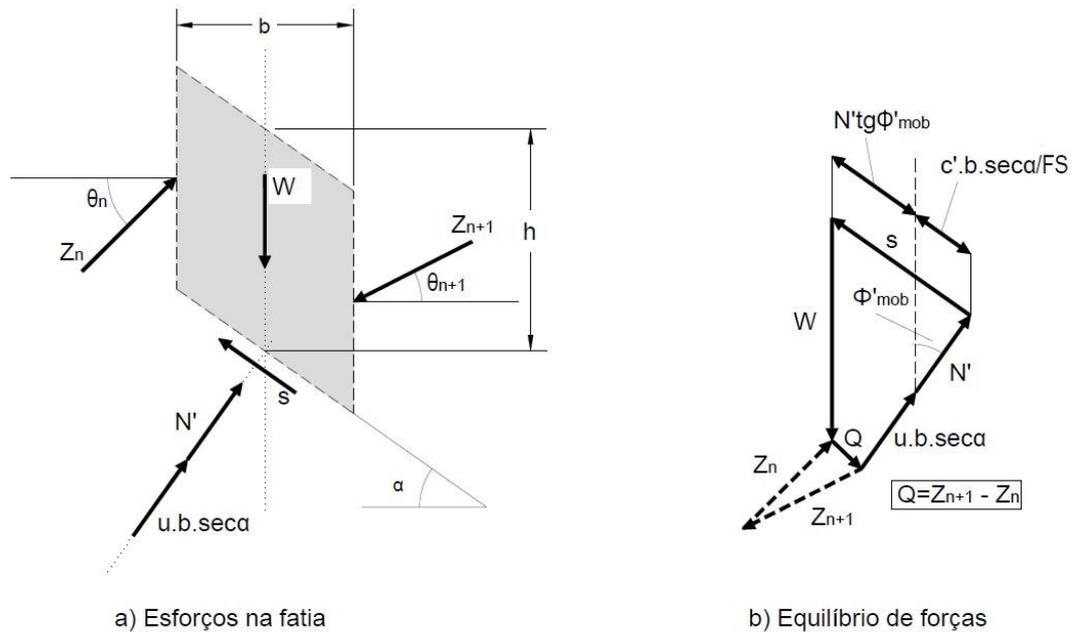


Figura 2.19 - Esforços na fatia para o Método de Spencer

A Figura 2.19 descreve a geometria e os esforços atuantes na fatia. As condições gerais para o emprego do método de Spencer são:

- O método admite a existência de trinca de tração;
- As forças interlamelares (X e E) podem ser representadas por suas resultantes (Z_n e Z_{n+1}), cuja soma é dada por uma força Q de inclinação θ ;
- A resultante Q é definida em termos totais, isto é, incorpora a parcela efetiva e a pressão da água atuante na face da fatia;
- Ao assumir que as forças interlamelares têm uma inclinação constante, pode-se chegar em:

$$tg\theta = \frac{X_1}{E_1} = \frac{X_2}{E_2} = \dots = \frac{X_n}{E_n} \quad 2.34$$

- A resultante das forças interlamelares (Q) passa pelo ponto de intersecção das demais forças atuantes na fatia (W, N e S) para haver equilíbrio.

A partir das equações de equilíbrio de forças nas direções paralelas e normais à base da fatia, calcula-se a equação da resultante Q , cuja magnitude depende das características geométricas e geotécnicas de cada fatia, assim como do valor para a inclinação das forças interlamelares (θ), isto é,

$$Q = \frac{\frac{c'b}{FS} \sec\alpha + \frac{tg\phi'}{FS} (W\cos\alpha - ub\sec\alpha) - W\sen\alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[1 + \frac{tg\phi'}{FS} tg(\alpha - \theta) \right]} \quad 2.35$$

Em termos de razão de poropressão (r_u), assumida constante em todo o talude, a expressão para cálculo da resultante Q é definida por:

$$Q = \gamma H b \left\{ \frac{\frac{c'}{FS\gamma H} + \frac{1}{2} \frac{h}{H} \frac{tg\phi'}{FS} (1 - 2r_u + 2\cos\alpha) - \frac{1}{2} \frac{h}{H} \sen 2\alpha}{\cos\alpha \cos(\alpha - \theta) \left[1 + \frac{tg\phi'}{FS} tg(\alpha - \theta) \right]} \right\} \quad 2.36$$

A expressão da resultante Q também incorpora o FS , sendo necessário utilizar um processo iterativo para o cálculo final do FS .

Para garantir o equilíbrio global, a soma das componentes horizontal e vertical das forças interlamelares deve ser nula, isto é,

$$\sum Q \cos\theta = 0 \quad 2.37$$

$$\sum Q \sen\theta = 0 \quad 2.38$$

Para superar o problema de desequilíbrio entre o número de equações e de incógnitas, Spencer sugeriu adotar um valor de inclinação θ constante para todas as fatias. Com isso, o equilíbrio de forças produz a igualdade:

$$\sum Q \cos\theta = \sum Q \sen\theta = \sum Q = 0 \quad 2.39$$

Quanto ao equilíbrio de momentos, se o somatório de momentos das forças externas em relação ao centro do círculo for nulo, então o mesmo deverá ocorrer com o somatório de momentos das forças internas. Com isso tem-se:

$$\sum [Q \cos(\alpha - \theta) R] = 0 \quad 2.40$$

ou

$$\sum [Q \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad 2.41$$

A metodologia para o método de Spencer é a seguinte:

- Define-se uma superfície circular;
- Assume-se um valor para a inclinação θ ; sugere-se um valor inferior à inclinação do talude ($\theta < \beta$);
- Calcula-se o valor da resultante Q para cada fatia, segundo a Equação 2.36, mantendo-se o FS como incógnita;
- Calcula-se o FS substituindo o valor de Q na equação de equilíbrio de forças, associada à hipótese de inclinação θ constante (Equação 2.39);
- Calcula-se o FS , substituindo o valor de Q na equação de equilíbrio de momentos (Equação 2.41);
- Para os diferentes valores assumidos para a inclinação θ , comparam-se os valores de FS até que sejam idênticos, como exemplifica a Figura 2.20. Essa figura apresenta os resultados de análise de um talude homogêneo 2:1 (H:V), com $H = 30,5$ m, $\beta = 26,5^\circ$; $c' = 12$ kPa; $\phi' = 40^\circ$; $\gamma = 20$ kN/m³; $r_u = 0,5$.

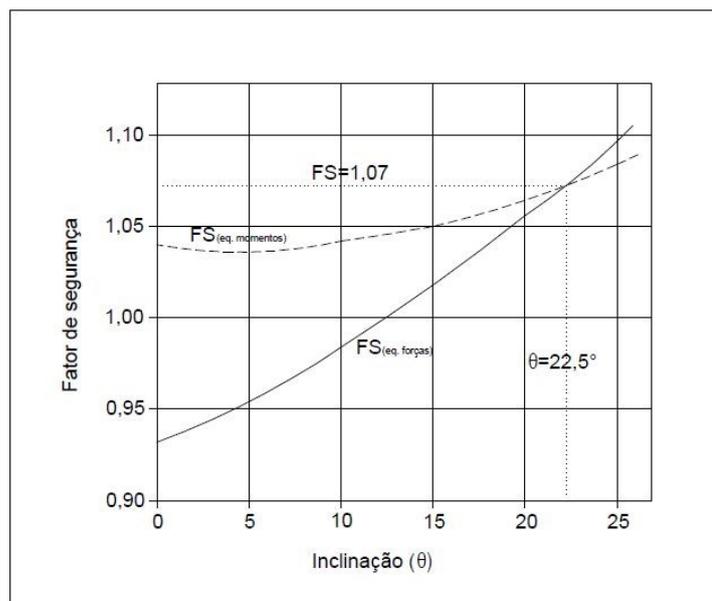


Figura 2.20 - Convergência do Método de Spencer.

Uma consideração importante sobre o método de Spencer é que o FS calculado por equilíbrio de momentos é pouco sensível ao valor de θ , como se pode observar na Figura 2.20. Outra consideração é quando a inclinação da resultante das forças interlamelares é nula ($\theta=0$), o método resulta num valor de FS idêntico ao obtido pelo método de Bishop.

2.4.3. Quanto ao programa computacional Geo 5

O conjunto de programas Geo 5 é desenvolvido pela Fine Civil Engineering Softwares e foi projetado para resolver diversos problemas geotécnicos. O pacote consiste de programas individuais com uma interface unificada e de fácil utilização. Cada programa é utilizado para se analisar uma tarefa geotécnica diferente, entretanto os módulos se comunicam entre si formando um conjunto integrado.

O Geo 5 ajuda a resolver uma ampla variedade de problemas geotécnicos. Além das típicas tarefas de engenheiros geotécnicos, o conjunto de programas inclui aplicações sofisticadas para a análise de túneis, danos durante a construção de túneis, estabilidade de taludes, etc. O Geo 5 consiste em uma ampla variedade de programas com base em métodos analíticos e no método de elementos finitos.

Os métodos analíticos de computação (incluindo estabilidade de taludes, projeto de muros etc) permitem que o usuário projete e verifique as estruturas de forma rápida e eficiente. A estrutura projetada pode ser transferida para aplicações MEF, onde a análise geral da estrutura é realizada utilizando o Método dos Elementos Finitos. Isto não só economiza o tempo dos usuários, mas também compara as duas soluções independentes, aumentando assim a segurança do projeto.

O Geo 5 oferece diferentes programas para realizar análise de estabilidade (Estabilidade de Taludes, Muro de solo reforçado, Estabilidade de Rochas e o MEF – Método dos Elementos Finitos). Porém para este trabalho foi utilizado o programa Estabilidade de Taludes.

Estabilidade de Taludes é o programa básico para modelar taludes, aterros ou cortes do solo. O programa soluciona problemas de estabilidade de taludes considerando deslizamento circular ou poligonal incluindo uma busca automática para a superfície mais crítica (otimização). Existem diferentes aproximações desde

os métodos simples (Fellenius/Petterson, Bishop) até os métodos mais rigorosos (Spencer, Morgenstern-Price, Janbu, Sarma) que satisfazem todas as condições limites.

Esse programa, ainda, consegue se comunicar com todos os programas utilizados para análises de estruturas e muros sustentação. No Capítulo 4 esse programa será explanado com mais detalhes no item 4.1.

3. Caracterização da Região de Tibau do Sul

Este Capítulo apresentará a área em estudo, sua localização, características ambientais, geometria e propriedades geotécnicas. Neste capítulo encontram-se os dados necessários para as simulações da falésia da Ponta do Pirambu e a falésia homogênea.

3.1. Localização da falésia

A falésia estudada nesse trabalho está localizada no município de Tibau do Sul/RN, situada na Ponta do Pirambu que está inserida numa zona costeira, formada predominantemente por falésias. Localizada no trecho Norte e sub-trecho N01, conforme zoneamento (Figura 3.1) realizado por Amaral (2001), apud Braga (2005). Esse sub-trecho se estende da barra de Tibau do Sul (Lagoa de Guaraíra) ao Norte até a ponta da Praia da Cacimbinha ao Sul (Figura 3.2). De acordo com Braga (2005) as encostas nesse local variam sua altura entre 20 e 40 metros com inclinações das suas faces com a horizontal entre 40° e 60° aproximadamente.

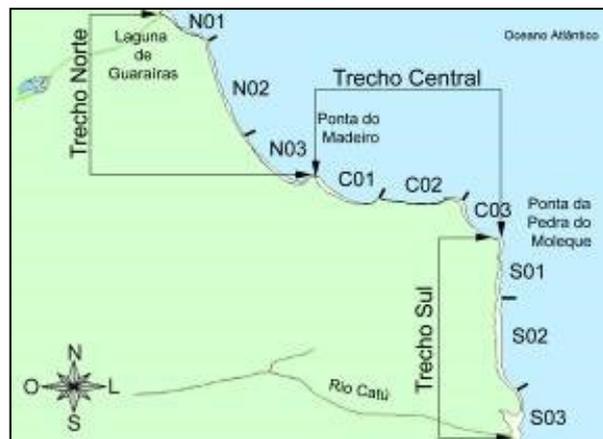


Figura 3.1 - Zoneamento segundo Amaral 2001, a partir de Braga, 2005)

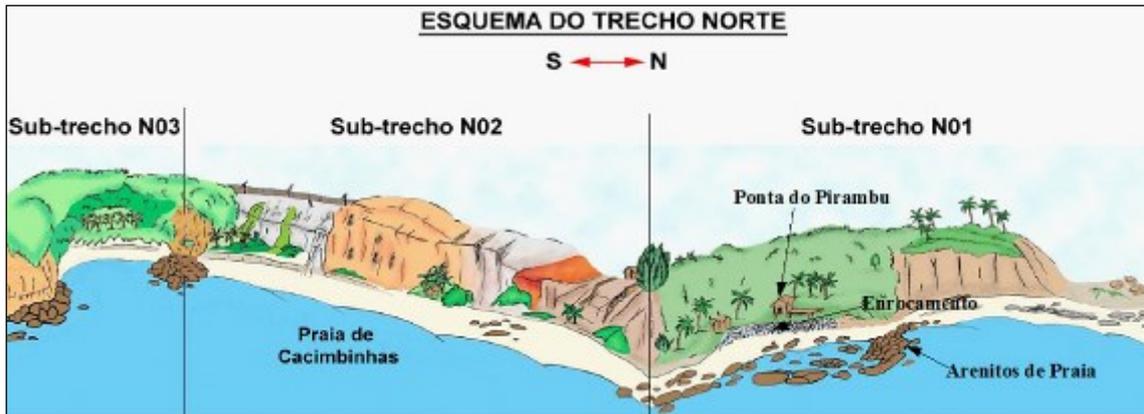


Figura 3.2 - Esquema do trecho norte (modificado de Braga, 2005 a partir de Severo 2011)

No sub-trecho N01 funciona um estabelecimento do tipo “*Day Use*” (Figuras 3.3 e 3.4), que permanece ocupado apenas durante o dia. A escolha dessa falésia como objeto de estudo está associada à quantidade de informações coletadas por Severo (2011) além da quantidade de intervenções realizadas para minimizar as ações das ondas e das chuvas visando diminuir os riscos de deslizamentos no local.



Figura 3.3 - Falésia da Ponta do Pirambu com proteção natural e artificial na sua base



Figura 3.4 – Estabelecimento “Day Use” na falésia da Ponta do Pirambu

3.2. Características ambientais

3.2.1. Marés

De acordo com dados obtidos nas tábuas de previsão de maré da Marinha do Brasil para o porto de Natal/RN observou-se que o nível médio do mar é 1,28 m, a amplitude média é 1,50 m com preamares de 1,80 a 2,60 m e baixa-mares entre 0,0 e 0,8m durante as marés de sizígia dos meses de Janeiro e Junho dos anos de 2013, 2014 e Janeiro de 2015. A maré da região é semidiurna por ter dois preamares e dois baixa-mares durante um dia lunar, com periodicidade aproximadamente de 12:42 h entre o conjunto de preamar e baixa-mar.

3.2.2. Vegetação

Segundo Braga (2005) na região em estudo as coberturas vegetais predominantes são as restingas, vegetação de tabuleiro e a Mata Atlântica.

A Mata Atlântica é um bioma que possui formação vegetal diversificada e heterogênea, que é composta por mata fechada com arvores de alturas médias a altas, que favorecem a captação e a proteção hídrica da região.

A vegetação de tabuleiro possui um aspecto semelhante ao do cerrado brasileiro, com árvores de troncos retorcidos, de folhas grossas, esparsas em meio a uma vegetação rala e rasteira.

As restingas são típicas de terrenos arenosos e salinos do litoral, são extensões de vegetação existentes sobre faixas de areia, emersa e de relevo baixo e na região são encontradas em pequenas áreas (Silva, 2003).

A Figura 3.4 mostra a vegetação natural da falésia da Ponta do Pirambu no trecho do estabelecimento. Onde, segundo Severo (2011), foi realizado um programa de reflorestamento nas partes expostas para evitar o impacto direto das gotas de chuva e diminuir o escoamento superficial. Algumas árvores de maior porte existentes no local, como coqueiros próximos à borda e outras espécies na face da falésia foram retiradas para evitar o efeito de alavanca provocado por ventos fortes que ocorrem no mês de agosto.



Figura 3.5 - Vegetação na falésia da Ponta do Pirambu

3.2.3. Geologia

Conforme Diniz (2002), de forma geral, a maior parte do Estado do Rio Grande do Norte é composta por um embasamento pré-cambriano, representado por terrenos cristalinos antigos denominados de Complexo Gnáissico-Migmatítico, também referido como Complexos Caicó, São Vicente e Presidente Juscelino, nos

quais ocorrem diversos tipos de rochas granitóides intrusivas, além de faixas de rochas metassedimentares dobradas, perfazendo cerca de 60% da superfície do Estado. Os outros 40% do território potiguar são constituídos por coberturas sedimentares cretáceas, não dobradas, representadas pelas rochas da Bacia Potiguar e Formação Barreiras, além de sedimentos inconsolidados de idade terció-quaternária.

A partir do mapa geológico do estado do Rio Grande do Norte de Angelim et al. (2006) verifica-se na Figura 3.6 que a região de Tibau do Sul, mais precisamente na Ponta do Pirambu apresenta unidades geológica definidas como depósitos litorâneos de praia e dunas móveis: areias finas a grossas e areias finas a médias bem selecionadas no trecho de praia (N4lpd) e depósitos eólicos litorâneos de paleodunas: areias finas a médias, bem selecionadas, recobertas por vegetação (N34elp) no trecho da falésia, ambas unidades pertencem a Era Cenozóica do período Neógeno com idade inferior a 23 milhões de anos. O grupo Barreiras (ENb) apresenta idade de 23 milhões de anos pertencendo a Era Cenozóica entre os períodos Neógeno e Paleógeno.

Segundo Piérri (2008) a paisagem costeira do município de Tibau do Sul é composta pelas seguintes feições geomorfológicas: praias arenosas com baías, terraços marinhos, arenitos de praia, arenitos ferruginosos, falésias, dunas, chapadas, tabuleiro costeiro, o pequeno vale do rio Catú e o Sistema Estuarino Lagunar de Guaraíras.

As análises químicas realizadas por Severo (2011) no solo da falésia da Ponta do Pirambu mostraram que os elementos químicos predominantes são o Si, Fe e Al e a análise mineralógica mostrou a Caulinita como o argilo-mineral das frações de solo e concreções. A análise mineralógica morfoscópica da fração graúda dos solos apresentou pedregulho e areia quartzosa, cimentados em maior ou menor grau, com óxido de ferro, resultando nas concreções lateríticas. A acumulação dos óxidos de ferro é o principal requisito de formação de concreções (cimentação).

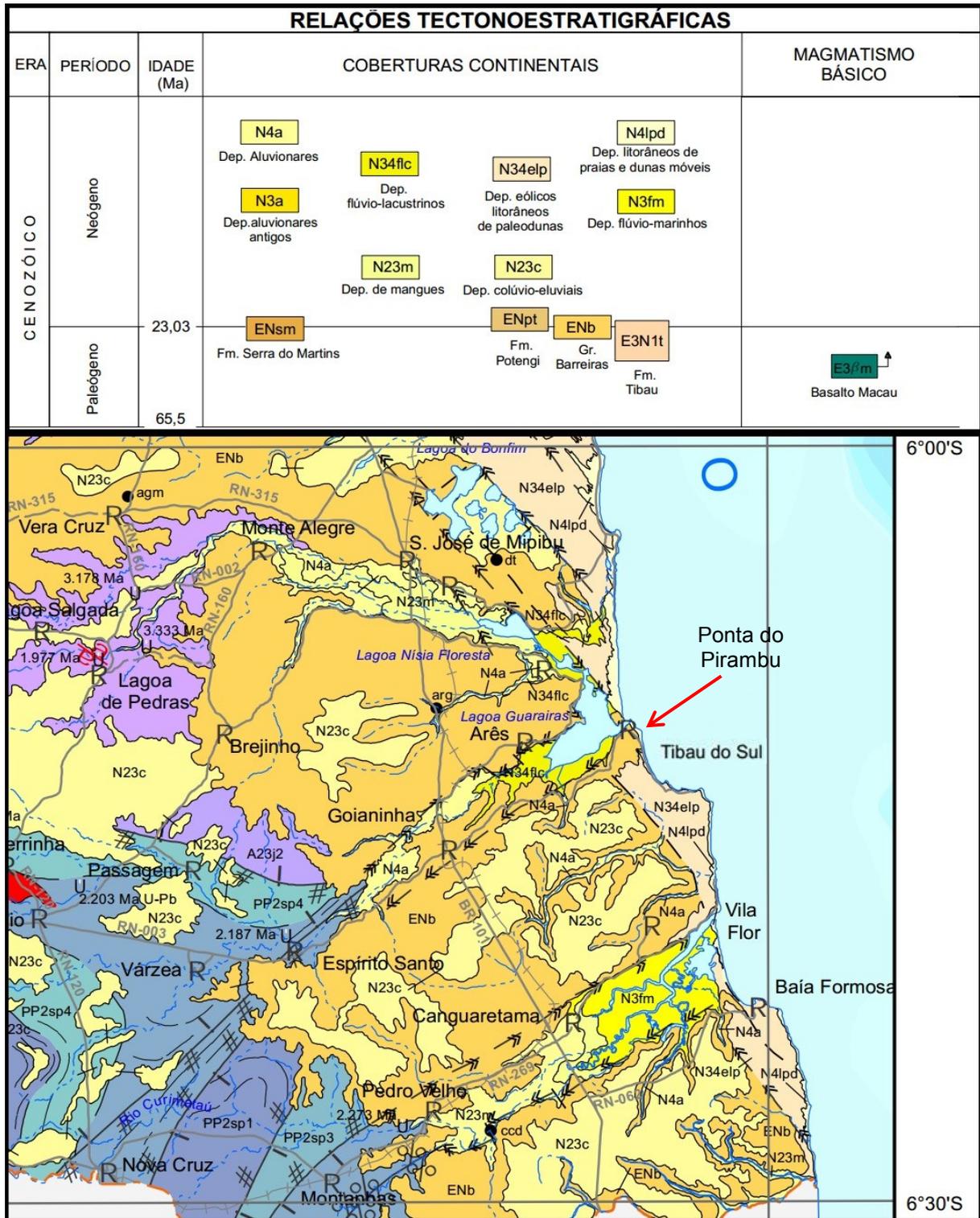


Figura 3.6 – trecho do mapa geológico do Rio Grande do Norte - região de Tibau do Sul (modificado a partir de Angelim et al., 2006)

De acordo com o estudo geológico realizado por Severo (2011), a falésia da Ponta do Pirambu tem como embasamento uma rocha sedimentar carbonática

pertencente à Bacia Sedimentar do Apodi. Embora a sondagem mista e a de simples reconhecimento SP-03, não tenham detectado a presença dessa rocha. Pode-se observar a presença desse material na maré baixa na área em frente à falésia.

Os sedimentos estudados pertencem à Formação Barreiras de idade Terciária, resultante de deposição fluvial de variada energia.

Inicialmente foi depositada uma camada cinza esbranquiçada com aspecto variegado, constituída por areias argilo-siltosas, caracterizando uma face francamente fluvial de menor energia de transporte.

Em seguida foi depositada em ambiente de maior energia uma camada também de origem fluvial, posteriormente afetada por processos diagenéticos dominados por cimentação pelo óxido de ferro (hematita e goetita, entre outros), que confere uma maior resistência ao material arenoso grosso a granular.

Na parte superior (pacote de sedimentos mais recente), a presença de óxido de ferro é notável, porém não é observada a precipitação dos óxidos, com formação de concreções ferruginosas. À frente da falésia, protegendo-a da ação do mar na sua base, encontram-se os arenitos de praia e sedimentos arenosos de ambientes praias.

3.2.4. Clima e Pluviosidade

Os mapas climatológicos mensais e trimestrais mais quentes e frios, além dos mais e menos chuvosos do Instituto Nacional de Metrologia (INMET) compreendem os períodos de 1961 a 2009 e baseiam-se nas médias mensais e trimestrais calculadas para aquele período, já na Tabela 3.1 é possível ver os valores médios, máximos e mínimos das precipitações acumuladas durante o período 1961 até 2010 na estação de Natal (código 82598).

Tabela 3.1 - Precipitação acumulada de 1961 a 2010

Trimestre	Precipitação Acumulada no Período (mm)*		
	Limite Inferior da Faixa Normal	Média	Limite Superior da Faixa Normal
jan-fev-mar	251	367	421
fev-mar-abr	454	548	617
mar-abr-mai	523	650	703
abr-mai-jun	557	724	779
mai-jun-jul	516	699	822
jun-jul-ago	457	599	630
jul-ago-set	285	386	391
ago-set-out	136	190	216
set-out-nov	76	101	109
out-nov-dez	43	78	83
nov-dez-jan	75	117	121
dez-jan-fev	147	204	211

*Fonte: INMET, dados de 1961 a 2010.

Na Figura 3.7 é possível observar que o 4º trimestre (Abril, Maio e Junho) que tiveram os maiores valores de precipitação acumulada com 727 mm para a estação Natal de código 82598 considerando o período entre 1961 e 2009. Enquanto que a estação João Pessoa/PB (cód. 82798), Recife (Curado)/PE (cód. 82900) e Porto de Pedras/AL (cód. 82996) tiveram precipitações acumuladas no 5º trimestre (Maio, Junho e Julho) de 935 mm, 1075 mm e 836 mm, na respectiva ordem. Assim, se pode notar a diferença entre a região litorânea representada pela estação

climatológica de Natal e as demais estações vizinhas quanto ao período e aos volumes de precipitações no trimestre.

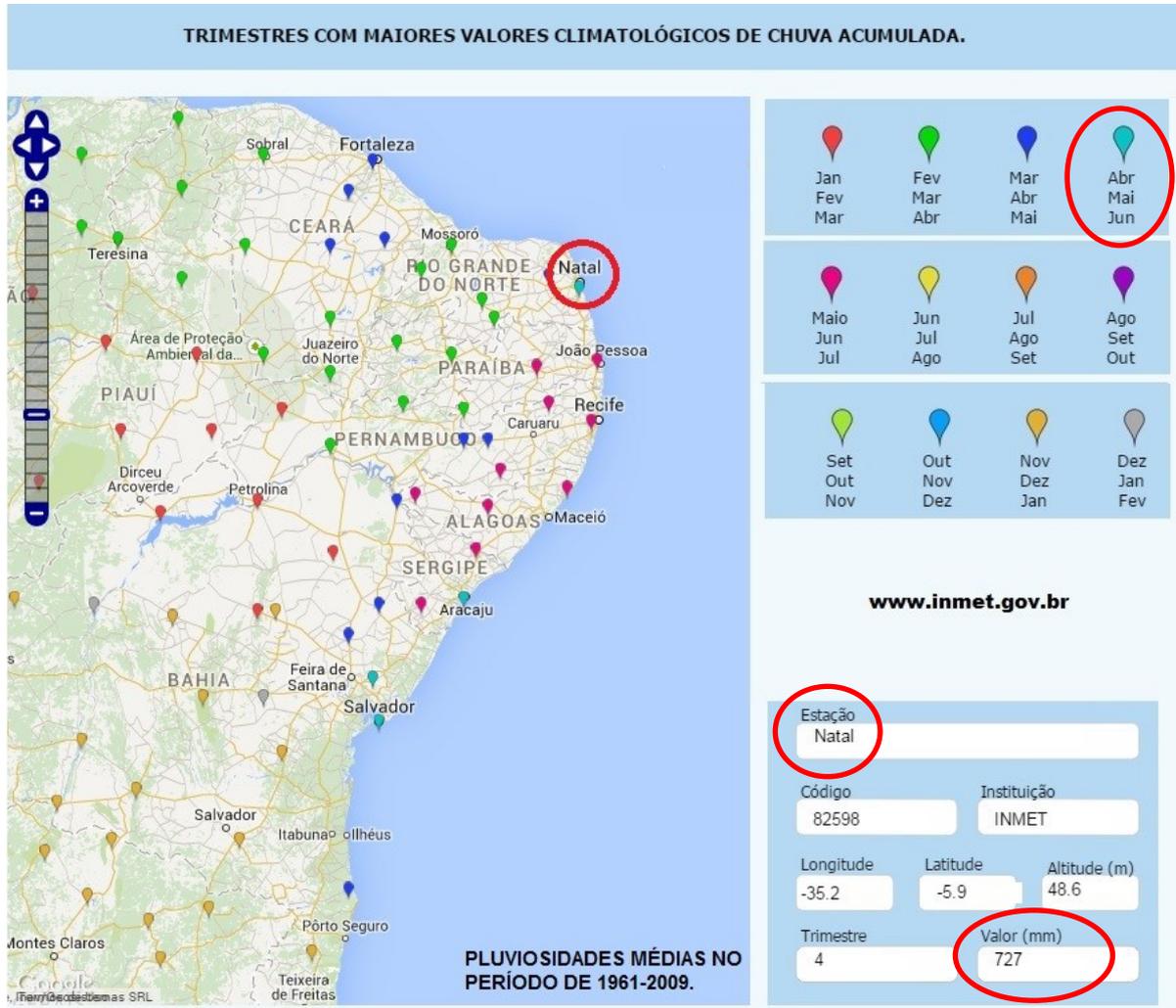


Figura 3.7 - Trimestre com maior precipitação (período 1961-2009), adaptado do INMET

Além do trimestre mais chuvoso é possível observar na Figura 3.8 o trimestre mais seco que ocorre na estação climatológica de Natal durante os meses de Novembro, Dezembro e Janeiro com precipitação acumulada de 77 mm. O mesmo ocorre também para as estações de João Pessoa/PB, Recife/PE (estação de Curado) e Porto de Pedras/AL com precipitações acumuladas no trimestre, respectivamente, de 102 mm, 164 mm e 144 mm. Portanto em relação às outras regiões ocorre uma precipitação menor.

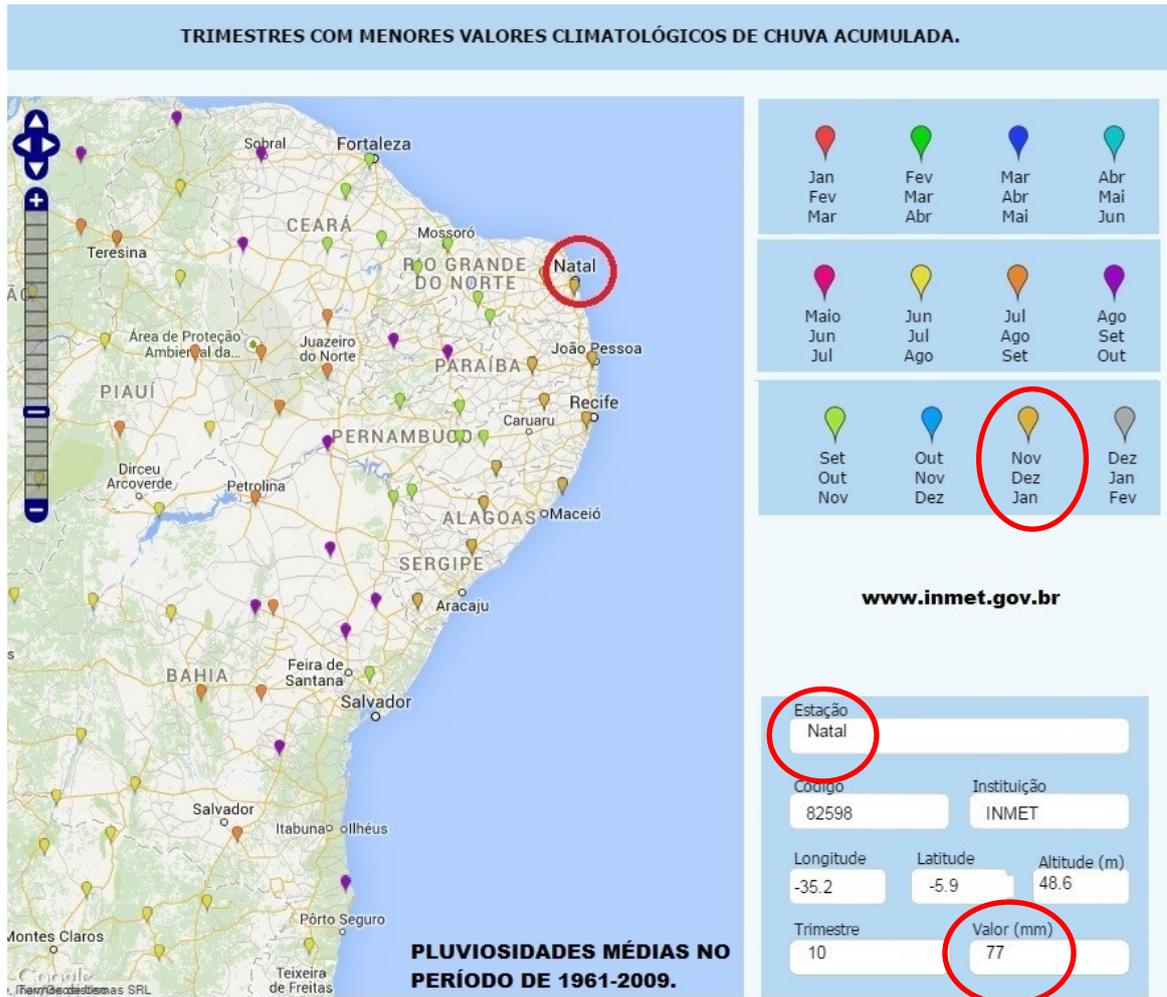


Figura 3.8 - Trimestre com menor precipitação (período 1961-2009), adaptado do INMET

De acordo com o INMET na estação de Natal para o período de 1961 até 2009 a temperatura média do ar no período mais quente foi de 27°C ocorrendo no trimestre de Novembro, Dezembro e Janeiro, sendo Janeiro o mês mais quente. Entre o período de 1961 à 1990 foi registrado pelo instituto a temperatura máxima no mês de Janeiro de 30,5°C.

Já a temperatura média do ar no período mais frio foi de 25°C no período de 1961 a 2009 ocorrendo no trimestre de Junho, Julho e Agosto, sendo o mês de Julho o mais frio. Entre o período de 1961 a 1990 foi registrada pelo instituto uma temperatura mínima de 20,5°C em Julho.

Segundo Severo (2011) algumas medidas antrópicas apresentadas na Figura 3.9 foram realizadas a fim de evitar o problema da erosão advindo das

precipitações, que vinha atingindo o empreendimento localizado na Ponta do Pirambu. Esse problema foi solucionado com a execução de aterro no topo da falésia (deixando a borda da falésia mais alta) e com a colocação de uma caixa coletora de água pluvial com tubulação que leva as águas pluviais até a praia, evitando a percolação através do talude e o escoamento laminar na sua face.



Figura 3.9 - Detalhes da caixa coletora de águas pluviais no topo da falésia da Ponta do Pirambu (Severo, 2011)

3.3. Geometria e perfil geotécnico da falésia

Braga (2005) fez um levantamento das falésias da região por meio de “*check lists*” que mostraram a variação média das alturas e inclinações das falésias localizadas em cada subtrecho descrito no Item 3.1. Nesse “*check list*” é possível observar outros aspectos de avaliação qualitativa, como por exemplo, a existência de edificações, de ações mitigadoras para evitar os deslizamentos, presença de esgoto, tipo de erosão e etc.

De acordo com o que foi visto nos “*check lists*” de Braga (2005) a variação da altura está entre 10 e 40 m, enquanto que o ângulo de inclinação da face da falésia com a horizontal alterna de 30° até 60°. Entretanto por meio de observações em campo pode-se notar que há falésias mais íngremes na costa potiguar, que apresentam inclinações de até 90°.

Observa-se que a falésia em estudo apresenta uma altura de 21 m no trecho com maior inclinação β da face da falésia com a horizontal, aproximadamente 37°, esse trecho inicia-se do topo e vai até o trcho acima da berma, onde se encontra a

edificação do tipo “*Day Use*”. Vale observar que as sondagens foram até a profundidade de 30 m, conforme as Figuras 3.10 e 3.11.

De acordo com Severo (2011) a partir das sondagens estabeleceu-se o perfil geotécnico da falésia da Ponta do Pirambu. De forma simplificada definiram-se quatro camadas principais para a falésia; as quais são descritas a seguir:

Do topo para a base tem-se a camada de topo até a profundidade de 6 m. Nesta camada foi retirado o Bloco B1 (Topo) na profundidade de 2,5 metros.

Na sequência, observa-se a camada do meio com 6 m de espessura. Na profundidade de 10 m, em relação ao topo da falésia, foi retirado o Bloco B2 (Meio).

Aos 12 m de profundidade que se prolonga até 14 m, tem-se a camada denominada fortemente cimentada (laterita arenosa de consistência dura) onde não foi retirado bloco indeformado, apenas amostras amolgadas. Abaixo dessa camada fortemente cimentada há mais 1 m do solo fortemente laterizado que foi somado à essa camada fortemente cimentada.

Já em torno de 15 m de profundidade, tem-se uma camada da base com coloração cinza esbranquiçada com incrustações de nódulos de óxido de ferro (laterita) de coloração vermelha até a profundidade de 30 m. Nessa camada foi retirado o Bloco B3 (Base) na profundidade de 20 m em relação ao topo da falésia.

A partir das sondagens de simples reconhecimento (Severo, 2011) observou-se a presença de uma provável camada de colúvio. Na sondagem realizada no meio da falésia essa camada apresentava uma profundidade de 70 cm. Na face da falésia abaixo 2 metros da camada de topo foi coletado o Bloco Colúvio, cujo solo foi caracterizado neste trabalho.

Esses dados foram obtidos dos resultados do levantamento topográfico e sondagens rotativa e SPT realizados por Severo (2011). A planta do levantamento topográfico e a localização da instrumentação apresentam-se detalhados na Figura 3.10. Na Figura 3.11 observa-se o perfil da falésia em corte definindo as posições dos blocos indeformados extraídos e de toda a instrumentação instalada. Nesta figura observa-se a posição dos blocos indeformados coletados em campo: Bloco B1 (camada de topo), Bloco B2 (camada do meio), Bloco B3 (camada da base); Bloco (Colúvio) e na camada cimentada não houve coleta de bloco indeformado.

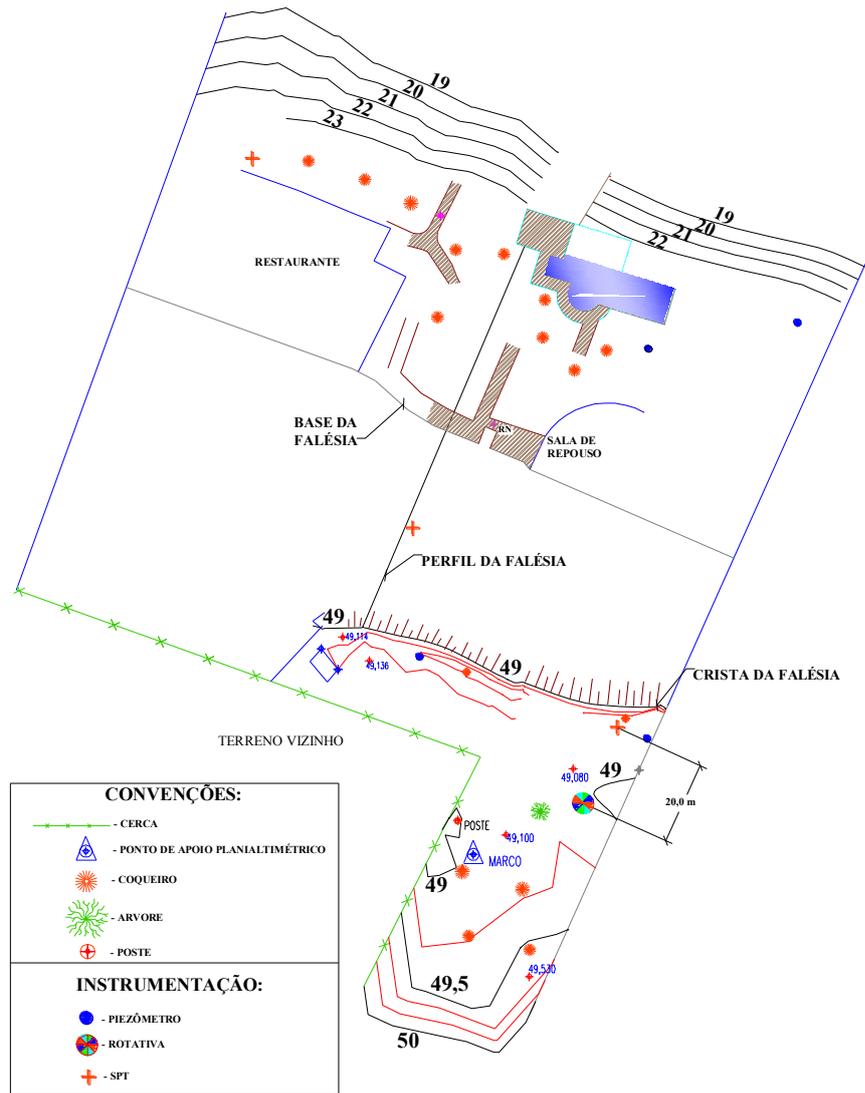


Figura 3.10 – Planta de levantamento topográfico (Severo, 2011)

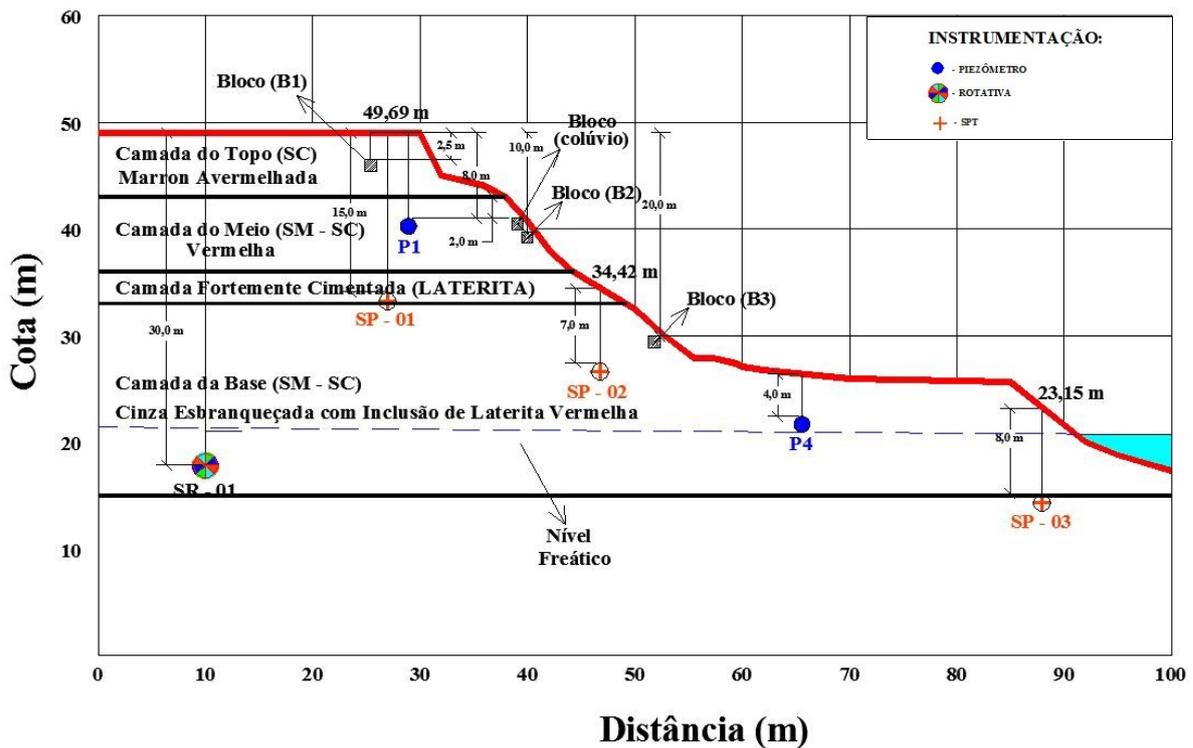


Figura 3.11 – Posição das sondagens e dos blocos indeformados (modificado de Severo, 2011)

3.4. Propriedades geotécnicas

Para a modelagem da falésia da Ponta do Pirambu foi necessária a coleta de dados a respeito das propriedades geotécnicas e geométricas da falésia. Para a obtenção dessas propriedades buscou-se dois tipos de fontes, a bibliográfica baseada em pesquisas anteriores e os ensaios laboratoriais.

3.4.1. Propriedades geotécnicas obtidas a partir da bibliografia

As propriedades geotécnicas necessárias para as análises de estabilidade foram obtidas a partir de estudos realizados por Severo (2011), que realizou ensaios de caracterização, triaxiais e de compactação em laboratório classificando e caracterizando o solo de cada camada identificada em campo por meio de sondagens rotativas e de percussão. Como resultado desses ensaios de campo obteve-se o ângulo de atrito interno ϕ' , o intercepto de coesão c' , o peso específico seco γ_d e a umidade w para a obtenção do peso específico natural γ pela Equação 3.1:

$$\gamma = \gamma_d(1 + w) \quad 3.1$$

onde w foi obtido a partir do gráfico do perfil de umidade na Figura 3.12.

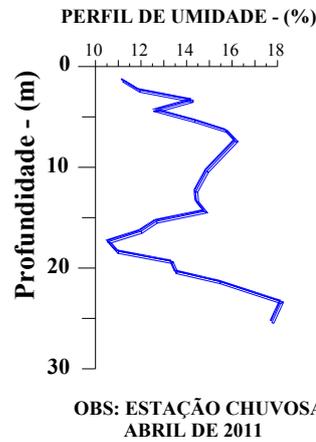


Figura 3.12 - Perfil de umidade (Severo, 2011)

O teor de umidade do solo saturado w_{sat} foi obtido pelos resultados de caracterização dos solos das camadas do topo, do meio e da base realizados por Severo (2011). Já para a camada fortemente cimentada foi adotado o valor médio entre o w_{sat} da camada imediatamente superior (camada do meio) e da inferior (camada da base).

O teor de umidade w_{sat} do solo coluvionar foi obtido pela Equação 3.2:

$$w_{sat} = \left[\frac{\gamma_{sat}(1 + e)}{\gamma_w e} - 1 \right]^{-1} \quad 3.2$$

Para a determinação do peso específico saturado γ_{sat} do colúvio utiliza-se a Equação 3.3. Para as demais camadas tem-se Equação 3.4:

$$\gamma_{sat} = \frac{(Gs + e)\gamma_w}{1 + e} \quad 3.3$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_d(1 + w_{sat}) \quad 3.4$$

onde G_s é peso específico relativo obtido nos ensaios de caracterização do solo (Tabela 3.3), γ_w é o peso específico da água (10kN/m³) e o índice de vazios e que pode ser obtido através da Equação 3.5:

$$e = \frac{Gs\gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad 3.5$$

Severo (2011) definiu os tipos de solos de cada camada (Figura 3.13), através de ensaios de laboratório e do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). Além disso, o autor também realizou sondagem mista a percussão e rotativa atribuindo os solos as quatro camadas definidas de acordo com a Figura 3.14.

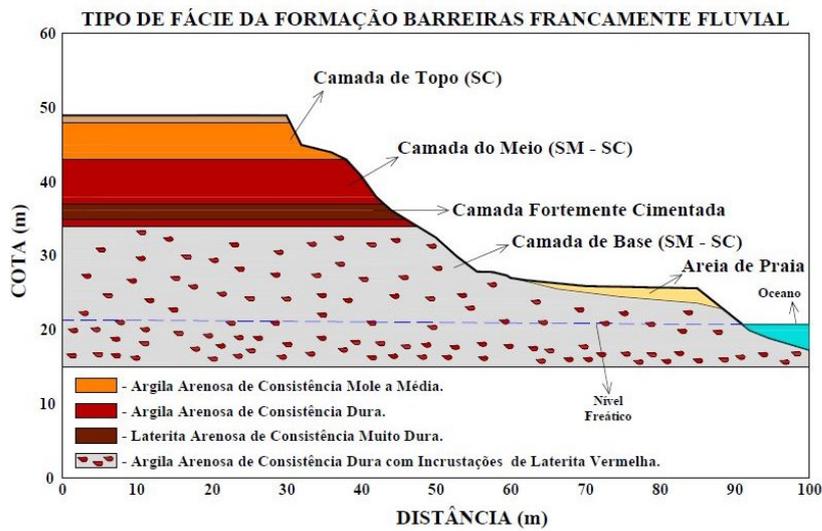


Figura 3.13 – Perfil da falésia da Ponta do Pirambu (Severo, 2011)

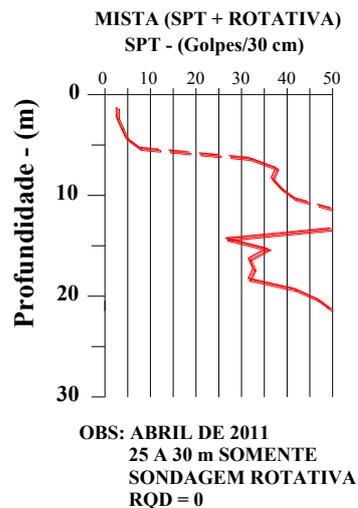


Figura 3.14 - Sondagem mista (Severo, 2011)

Devido ao fato da impossibilidade de coleta da amostra indeformada da camada cimentada, não se definiu suas propriedades de campo. Severo (2011) sugeriu quatro conjuntos de propriedades para a camada cimentada (Tabela 3.2), das quais três são cimentações artificiais realizadas pelo autor e uma, proposta por Hoek e Bray (1974), apud Severo (2011).

Neste estudo o solo escolhido para representar a camada fortemente cimentada foi o CID(2)A2 em destaque nas sugestões para camadas cimentadas da Tabela 3.2. A escolha se deu, pelo fato desse solo apresentar menor intercepto de coesão c' (177,6 kPa) entre os quatro tipos sugeridos, já que os demais parâmetros de resistência são praticamente iguais, isso implica numa situação mais favorável a segurança, já que menor c' implica em menor resistência ao cisalhamento do solo.

Tabela 3.2 - Sugestão camada fortemente cimentada (adaptada de Severo, 2011)

Solos com valores estimados (Severo, 2011)	γ_d (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Camada Fortemente Cimentada base em Hoek e Bray (1974)	18,0	35,0	400
Camada Fortemente Cimentada com base em CID(2)A2	18,0	35,6	177,6
Camada Fortemente Cimentada com base em CID(3,5)A2	18,0	35,1	399,3
Camada Fortemente Cimentada com base em CID(5)A2	18,0	38,6	478,7

3.4.2. Propriedades geotécnicas obtidas a partir de ensaios complementares de laboratório

Para complementar algumas informações para definição do perfil da falésia da Ponta do Pirambu foi necessário a realização de ensaios que serão descritos e apresentados a seguir.

As amostras para caracterização e os corpos de prova (moldados) para os ensaios de cisalhamento direto foram extraídos do bloco indeformado com a seguinte referência: amostra 02, coletado do poço 1, à 2m de profundidade na Ponta do Pirambu em 12/05/2009. sendo adotado para esta amostra a nomenclatura de Bloco Colúvio.

Na falésia da Ponta do Pirambu uma das hipóteses deste trabalho é que há um colúvio em sua face. Portanto para a obtenção das propriedades geotécnicas desse colúvio foram realizados ensaios de acordo com a NBR 10838:1988 – Solo - Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas, com emprego de balança hidrostática - Método de ensaio; NBR 6457:1986 – Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização; NBR 7181:1988 – Análise granulométrica de solos; NBR 7180:1984 - Solo - Determinação do limite de plasticidade; NBR 6459:1984 - Solo - Determinação do limite de liquidez; NBR 6508:1984 – Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm - Determinação da massa específica; e a ASTM D3080 – 2011 – “*Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*” para realização dos ensaios de cisalhamento direto do solo sob condições adensadas e drenadas.

a) Ensaio de caracterização do solo coluvionar

Na Figura 3.15 é apresentada a curva granulométrica do solo da camada de colúvio. Na Tabela 3.3 são apresentadas as faixas granulométricas os limites Atterberg (índices de consistência) e classificação desse solo pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).

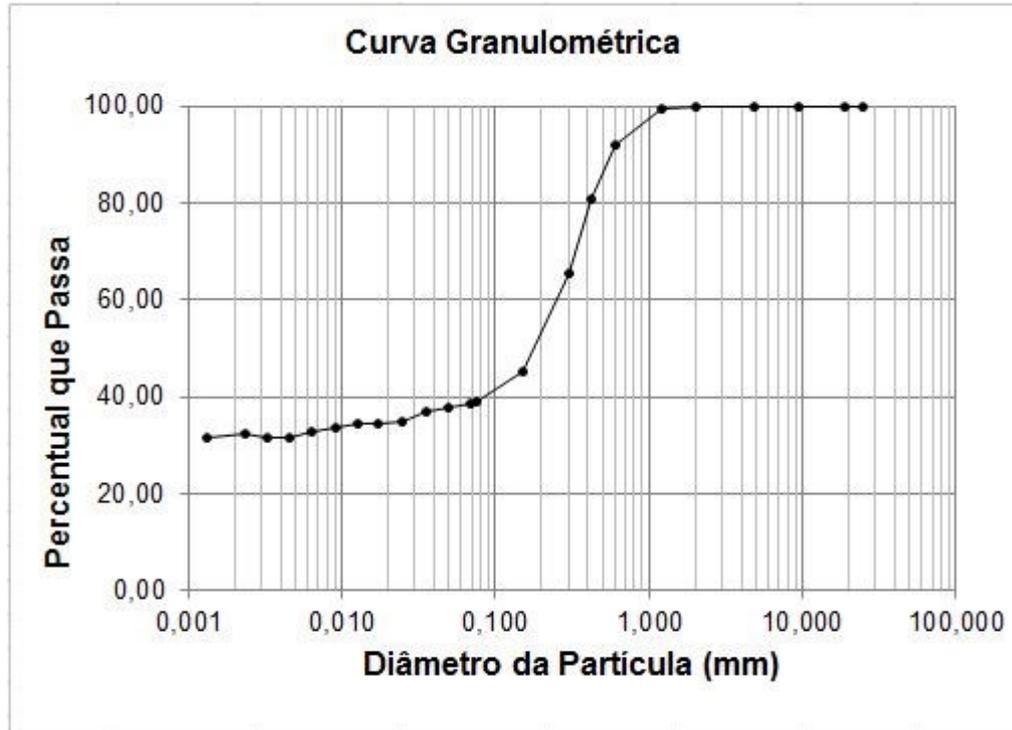


Figura 3.15 - Curva granulométrica do colúvio

Tabela 3.3 - Resumo dos ensaios de caracterização do solo coluvionar

Bloco	PED (%)	AG (%)	AM (%)	AF (%)	SIL (%)	ARG (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	GS	SUCS
B colúvio)	0	0,3	20,7	41,2	6,1	31,7	21,8	15,6	15,6	2,60	SM-SC

*Obs: PED – pedregulho; AG - areia grossa, AM - areia média, AF - areia fina, SIL – silte e ARG – argila

b) Ensaio de cisalhamento direto do solo coluvionar

Para os ensaios de cisalhamento foram realizados três ensaios de cisalhamento direto sob a condição consolidada drenada com o solo totalmente saturado. Para esses ensaios foi utilizada a máquina de cisalhamento direto fabricada pela *Wykeham Farrance Engineering Limited* do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRN. Essa máquina operou com velocidade de carregamento de 0,05mm/min e o período de adensamento antes do carregamento cisalhante foi adotado para 24h. As deformações axiais e o carregamento horizontal foram obtidos analogicamente a cada 0,01mm de deformação horizontal o que acabou resultando

nos gráficos de tensão cisalhante x deslocamento horizontal (Figura 3.16), variação volumétrica x deslocamento horizontal (Figura 3.17) e a envoltória de ruptura (Figura 3.18).

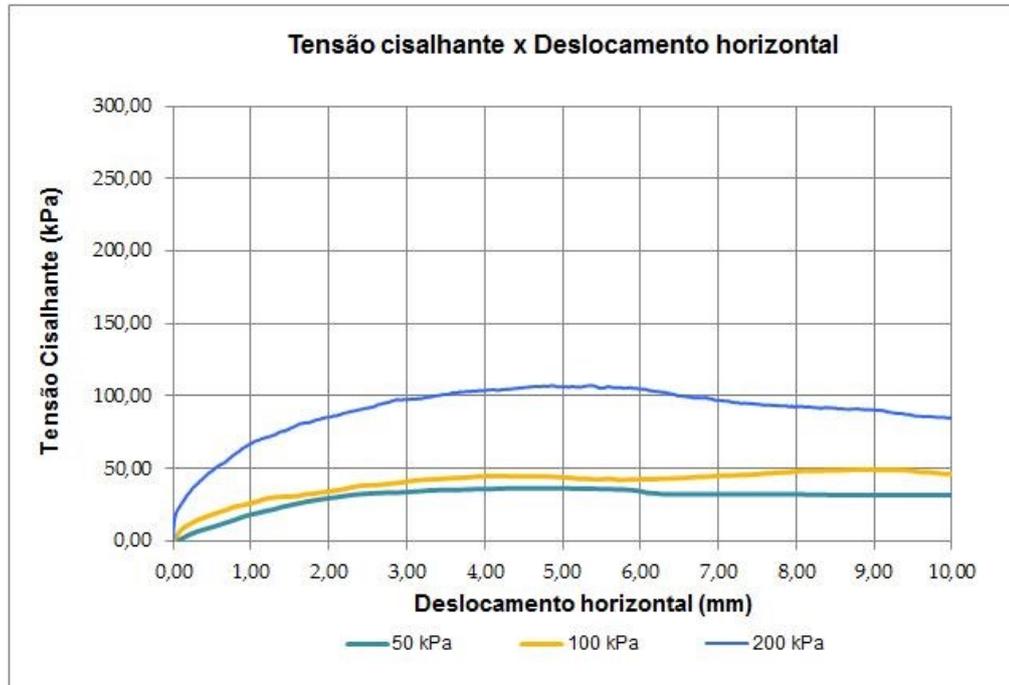


Figura 3.16 - Tensão cisalhante x deslocamento horizontal do solo coluvionar

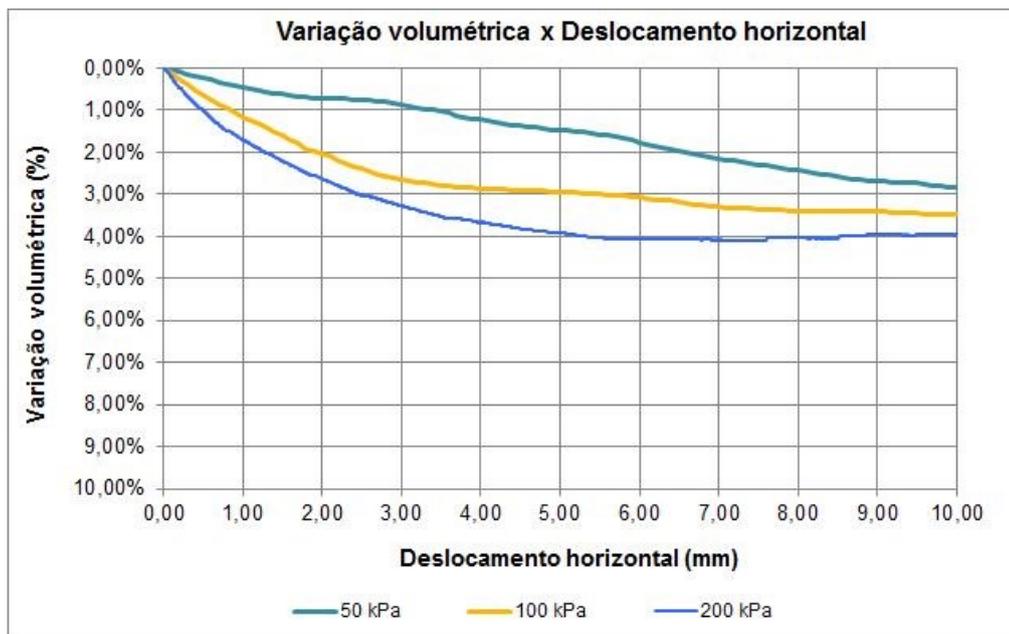


Figura 3.17 - Variação volumétrica x deslocamento horizontal do solo coluvionar

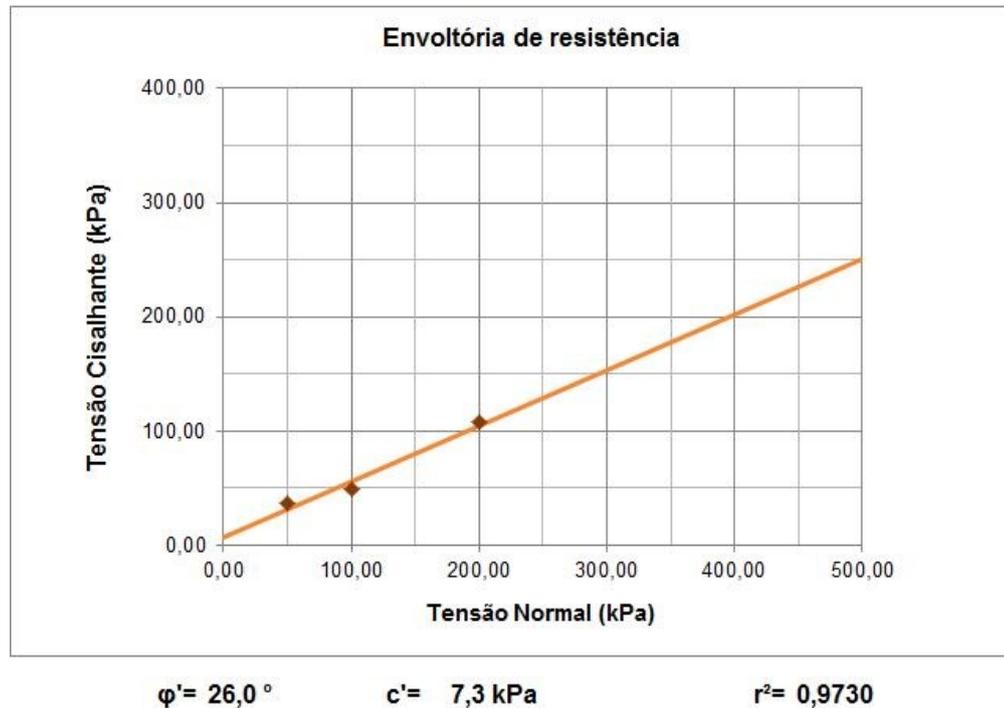


Figura 3.18 - Envoltória de ruptura do solo coluvionar

Na Figura 3.16 interpreta-se que de acordo com o aumento do carregamento axial de 50 para 100 kPa houve um aumento na tensão cisalhante máxima de 35 kPa para 50 kPa. Já quando dobra-se o carregamento axial de 100 para 200 kPa na mesma condição de deslocamento (5mm) a tensão cisalhante aumenta para 110, ou seja, praticamente dobra seu valor. Observa-se também que o solo se comporta como uma areia fofa ao avaliar as curvas da Figura 3.16. Isso reforça ainda mais a hipótese da existência de um colúvio na falésia da Ponta do Pirambu, quando associa-se à sondagem SP 02 apresentada por Severo (2011), que mostra solo fofo no primeiros 70 cm a partir do início da sondagem (ver Figura 3.11).

As medidas de variação de volume durante os carregamentos axiais de 50, 100 e 200 kPa indicam uma redução de volume respectivamente de 1,50%, 3% e 4% para um deslocamento horizontal de 5 mm, conforme a Figura 3.17.

A Figura 3.18 apresenta a envoltória de ruptura da amostra do solo coluvionar da Ponta do Pirambu com intercepto de coesão c' de 7,3 kPa e ângulo de atrito ϕ' de 26° com coeficiente de correlação de 0,9730, ou seja, 97,3% de confiabilidade.

c) Ensaio de densidade aparente (determinação dos pesos específicos do solo coluvionar)

No ensaio realizado conforme a NBR 10838:1988 foi obtido o γ igual a 16,9 kN/m³, o teor de umidade w do corpo de prova durante o ensaio foi de 1,47%. Com esses dados inseridos na Equação 3.1, obteve-se o peso específico seco $\gamma_d=16,6$ kN/m³. Pelo fato do bloco indeformado da camada de colúvio estar próximo ao bloco B2 (ver Figura 3.11) adotou-se o mesmo w (15,1%) de acordo com o perfil de umidade da Figura 3.12. Para a determinação do peso específico natural do solo γ aplicou-se o $\gamma_d=16,6$ kN/m³ e o teor de umidade do solo coluvionar na estação chuvosa $w =15,1\%$ na mesma Equação 3.1 e obteve-se $\gamma=17,6$ kN/m³. A partir da Equação 3.5 obteve-se o índice de vazios $e=0,566$. Através da Equação 3.3 obteve-se o peso específico saturado do solo coluvionar $\gamma_{sat}=20,2$ kN/m³. Inserindo o e , o γ_{sat} e o γ_w na Equação 3.2 tem-se $w_{sat}=21,8\%$.

A Tabela 3.4 apresenta os resultados dos parâmetros do solo coluvionar obtidos a partir de ensaios e cálculos realizados neste estudo.

Tabela 3.4 – Parâmetros do solo coluvionar da falésia da Ponta do Pirambu

γ_d (kN/m ³)	w (%)	γ (kN/m ³)	w_{sat} (%)	γ_{sat} (kN/m ³)	e	c' (kPa)	Φ' (°)
16,6	15,1	17,6	21,8	20,2	0,566	7,3	26,0

4. Metodologia

Este Capítulo apresentará a metodologia utilizada mostrando as ferramentas, as propriedades geotécnicas, geometria, método e simulações para a análise da falésia da Ponta do Pirambu e da falésia homogênea.

4.1. Ferramentas para as análises de estabilidade

O programa computacional utilizado para a realização das análises de estabilidade foi o programa de Estabilidade de Taludes do Geo 5, devido a simplicidade de utilização, a apresentação dos resultados e à posse da licença educacional adquirida pelo Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRN. Esse programa utiliza entrada com dados da geometria do terreno, geometria das camadas, propriedades dos solos, definição do nível de água, sobrecargas, ações de terremotos, escoras e esforços.

Neste estudo, optou-se por esse programa nas análises de estabilidade das falésias

Quanto ao resultado do fator de segurança, esse pode ser obtido por meio de dois tipos de análises, otimizada ou padrão, onde ambas podem ter superfícies de ruptura circulares ou poligonais. O primeiro tipo consiste na obtenção por otimização de uma superfície de ruptura com menor fator de segurança e só pode ser realizado com um único método por análise; Já no segundo tipo, o operador do programa deve definir a superfície de ruptura e o método de análise, com a opção de obter o fator de segurança de todos os métodos numa única análise.

As análises de estabilidade realizadas pelo programa consideram parâmetros efetivos ou totais. Com os múltiplos estágios de construção (nomenclatura utilizada pelo programa) é possível fazer diversas análises para cada estágio desses. A modelagem da análise está de acordo com a Teoria de Estados Limites ou Fator de Segurança.

Nesse trabalho a metodologia utilizada foi a do Fator de Segurança (ASD) que é a metodologia padrão do programa. Após definir as interfaces das falésias, o passo seguinte foi inserir os parâmetros do estado de tensões efetivas como o peso específico γ , o ângulo de atrito interno ϕ' , o intercepto de coesão c' e o peso

específico saturado γ_{sat} ; e por fim, nomear o tipo de solo no programa e atribuir o tipo de solo para a respectiva camada.

Quanto ao método de análise de estabilidade o programa oferece 5 métodos para superfícies de ruptura circulares (Bishop; Fellenius/Petterson; Spencer; Janbu; Morgenstern-Price) e 5 métodos para superfícies poligonais (Sarma; Spencer; Janbu; Morgenstern-Price; Shahunyants). Neste estudo serão consideradas apenas as superfícies circulares.

O Geo 5 fornece como resultado da otimização, o raio R e as coordenadas $(x; z)$ do centro da superfície circular de ruptura; a superfície de ruptura com menor fator de segurança e compara o fator de segurança (FS) obtido com o fator de segurança utilizado como dado de entrada.

O fator de segurança utilizado como dado de entrada do Geo 5 foi de 1,50 considerado aceitável de acordo com a NBR 11682:2009 – Estabilidade de encostas, a partir das três tabelas a seguir: a Tabela 4.1 mostra o nível de segurança contra perda de vidas humanas que foi considerado alto; a Tabela 4.2 representa o nível de segurança contra danos materiais e ambientais sendo considerado como moderado; e a Tabela 4.3 que baseia-se nos níveis de segurança (Tabelas 4.1 e 4.2) para obtenção do fator de segurança. Entretanto é imprescindível reforçar que a eminência da ruptura ocorrerá quando o fator de segurança se igualar a 1, situação na qual o momento de deslizamento é igual ao resistente; e sendo menor que 1,00 não há significado físico.

Após as análise é possível gerar relatórios em formato PDF com informações de todos os dados de entrada e de saída, permitindo que o operador escolha os dados necessários a serem apresentados no relatório.

Tabela 4.1 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas (NBR - 11682:2009)

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Tabela 4.2 - Nível de segurança desejada contra danos materiais e ambientais (NBR - 11682:2009)

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Tabela 4.3 - Fatores de segurança (NBR - 11682:2009)

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

4.2. Propriedades geotécnicas da falésia

As propriedades dos solos de cada camada da falésia da Ponta do Pirambu são apresentadas na Tabela 4.4. Os parâmetros de entrada utilizados no programa de análise de estabilidade de talude do Geo 5 são os seguintes:

- a) o peso específico γ ;
- b) o ângulo de atrito interno ϕ' ;
- c) o intercepto de coesão c' ;
- d) e o peso específico saturado γ_{sat} .

Tabela 4.4 - Parâmetros das camadas da falésia da Ponta do Pirambu

No.	Nome da Camada	Legenda	γ_d (kN/m ³)	w (%)	γ (kN/m ³)	w_{sat} (%)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
1	Areia argilosa (SC)-Topo (B1)		17,2	13,5	19,5	20,2	20,7	29,4	6,5
2	Areia silto argilosa (SM-SC)-Meio (B2)		18,4	15,1	21,2	16,8	21,5	30,5	62,7
3	Camada fortemente cimentada (Laterita)-CID (2)A2		18,0	15,7	20,8	16,2	20,9	35,6	177,6
4	Areia silto argilosa (SM-SC) -Base (B3)		18,8	15,0	21,6	15,5	21,7	28,3	110,5
5	Areia silto argilosa (SM-SC) -Colúvio		16,6	15,1	17,6	21,8	20,2	26,0	7,3

4.3. Geometria das falésias

Severo (2011) definiu as alturas das camadas da falésia por sondagem rotativa e de percussão (SPT) e obteve o perfil geométrico dessa falésia por levantamento topográfico planialtimétrico utilizando GPS e estação total.

Neste trabalho analisou-se uma falésia homogênea e a falésia da Ponta do Pirambu. Nos parâmetros geotécnicos utilizados em ambas as análises foram obtidos a partir da falésia da Ponta do Pirambu no Capítulo 3.

A falésia homogênea é definida como uma falésia numa situação inicial, na qual se variam os parâmetros geométricos e geotécnicos, a fim de analisar diversas conformações factíveis de ocorrer em falésias na situação real.

4.3.1. Situações da falésia homogênea

Para a falésia homogênea, tendo em vista os resultados obtidos por Braga (2005), as alturas H das falésias variam em média entre 10 e 40m, com inclinações β das faces variando de 30 a 60°. Porém, para este trabalho, a variação dos ângulos β vai até 90°. Assim, a altura H tem variação em 10, 20, 30 e 40 m e a inclinação de suas faces variam em ângulos β de 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 70, 80, 90° com a representação de cada situação como S1030, no qual “S” se refere à situação, 10 é a altura H (m) e 30 o ângulo β (°) da face da falésia com a horizontal, todas as situações são representadas a seguir na Tabela 4.5.

Com isso, tem-se um total de 40 situações com geometrias diferentes da falésia homogênea para cada estágio de construção do programa de estabilidade de talude Geo 5.

Os estágios de construção serão descritos no Item **Erro! Fonte de referência não encontrada.** que se distingue para cada tipo de análise.

Tabela 4.5 - Nomenclatura para cada situação da falésia homogênea

$H \backslash \beta$	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	70°	80°	90°
10m	S1030	S1035	S1040	S1045	S1050	S1055	S1060	S1070	S1080	S1090
20m	S2030	S2035	S2040	S2045	S2050	S2055	S2060	S2070	S2080	S2090
30m	S3030	S3035	S3040	S3045	S3050	S3055	S3060	S3070	S3080	S3090
40m	S4030	S4035	S4040	S4045	S4050	S4055	S4060	S4070	S4080	S4090

4.3.2. Perfil da falésia da Ponta do Pirambu

Para montagem do perfil da falésia da Ponta do Pirambu tomou-se as cotas e as distâncias horizontais tomando como base as Figuras 3.10 e 3.11. Em seguida, foi criado um sistema de coordenadas num plano x - z , no qual se definiu o eixo z como cotas e x como distâncias horizontais que são apresentados nas Figuras 4.1 e 4.2. Na Figura 4.3 observa-se a atribuição do solo com as coordenadas da superfície de cada camada.

No.	Localização da interface	Coordenadas dos pontos de interface [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	48,99	30,00	48,99	32,00	45,00
		34,00	44,50	36,00	44,00	38,00	43,00
		38,01	42,99	40,00	40,80	42,00	38,00
		43,12	36,99	44,00	36,20	47,58	33,99
		50,00	32,50	52,75	30,00	55,50	27,90
		56,00	27,87	57,25	27,87	57,50	27,86
		57,74	27,81	59,50	27,37	60,00	27,05
		62,00	26,75	70,00	25,95	85,00	25,65
		92,00	20,00	100,00	17,34		
2		0,00	42,99	38,01	42,99		
3		0,00	36,99	43,12	36,99		
4		0,00	33,99	47,58	33,99		

Figura 4.1 - Coordenadas do perfil da falésia da Ponta do Pirambu

No.	Localização do Nível da água	Coordenadas dos pontos de nível da água (GWT) [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	21,40	91,05	20,75	100,00	20,75

Figura 4.2 - Coordenadas do nível d'água da falésia da Ponta do Pirambu

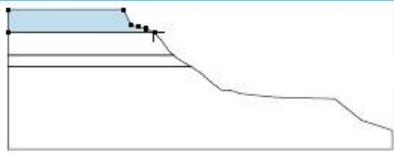
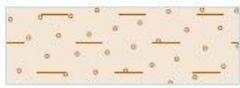
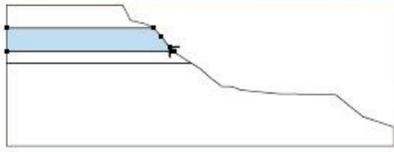
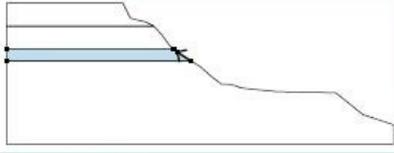
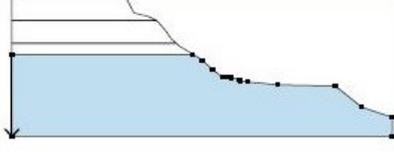
No.	Posição da superfície	Coordenadas dos pontos da superfície [m]				Atribuído solo
		x	z	x	z	
1		38,01	42,99	38,00	43,00	Areia argilosa (SC)-Topo (B1) 
		36,00	44,00	34,00	44,50	
		32,00	45,00	30,00	48,99	
		0,00	48,99	0,00	42,99	
2		43,12	36,99	42,00	38,00	Areia silto argilosa (SM-SC)-Meio (B2) 
		40,00	40,80	38,01	42,99	
		0,00	42,99	0,00	36,99	
3		47,58	33,99	44,00	36,20	Camada tortemente cimentada (Laterita)-CID (2)A2 
		43,12	36,99	0,00	36,99	
		0,00	33,99			
4		0,00	33,99	0,00	12,34	Areia silto argilosa (SM-SC)-Base (B3) 
		100,00	12,34	100,00	17,34	
		92,00	20,00	85,00	25,65	
		70,00	25,95	62,00	26,75	
		60,00	27,05	59,50	27,37	
		57,74	27,81	57,50	27,86	
		57,25	27,87	56,00	27,87	
		55,50	27,90	52,75	30,00	
50,00	32,50	47,58	33,99			

Figura 4.3 - Atribuição do solo à cada camada na falésia da Ponta do Pirambu

4.4. Definição do método de análise de estabilidade

Existem vários métodos de análise de estabilidade de talude conforme visto na revisão bibliográfica. Baseando-se no trabalho de Edil e Vallejo (1977), os valores dos recuos da falésia calculados pelo método Modificado de Bishop condizem com os valores medidos em campo de acordo com a Figura 2.12.

Realizaram-se análises preliminares feitas por otimização por 5 métodos diferentes, considerando as superfícies de rupturas circulares geradas pelas análises otimizadas (Bishop, Fellenius/Petterson, Spencer, Janbu e Morgenstern-Price). Observou-se que os métodos convergem nos resultados dos fatores de segurança.

Na apresentação dos resultados será utilizado o método de Bishop por ser o mais difundido e utilizado, com valores aproximados dos métodos mais conhecidos, por apresentar solução no Geo 5 para a maioria dos casos e ainda conforme o estudo de Edil e Vallejo (1980) o método de Bishop se aproxima da realidade.

4.5. Simulações das falésias

As simulações das situações para as análises de estabilidade, dividiram-se em duas partes, Simulação 1 e Simulação 2. A primeira refere-se à análise da influência do intercepto de coesão e da geometria na estabilidade de uma falésia homogênea a partir de 3 gráficos diferentes. Já a segunda simulação refere-se à análise de estabilidade da falésia da Ponta do Pirambu que é subdividida em duas hipóteses, sem e com colúvio.

4.5.1. Simulação 1: Análise paramétrica da falésia homogênea.

Nessa etapa do trabalho foi criado um arquivo para cada situação do perfil da falésia homogênea variando a altura H e a inclinação da face da falésia β conforme definido no tópico 4.2, totalizando em 40 arquivos do programa Geo 5.

Os parâmetros de peso específico γ e do ângulo de atrito interno ϕ' dos solos das camadas variam pouco e têm pequena influência na estabilidade de uma falésia. Assim, resolveu-se avaliar quantitativamente a influência da variação do intercepto de coesão c' na estabilidade das falésias, por ser o parâmetro que tem maior variação de um solo para outro. Dessa forma, fixou-se os valores do ângulo de atrito $\phi'=30^\circ$, o peso específico seco $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ e o peso específico saturado $\gamma_{sat}=21 \text{ kN/m}^3$, com base na média entre as propriedades dos solos das camadas da falésia da Ponta do Pirambu na Tabela 4.4.

O intercepto de coesão c' variou em 13 valores escolhidos, são eles 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 70, 90, 120, 150, 180 e 210 kPa, os quais para cada valor foi criado um estágio de construção (nomenclatura utilizada pelo programa Geo 5) para as 40 situações do perfil da falésia homogênea. Assim, totalizando em 520 estágios de construção simulados.

Para cada perfil, fez-se a análise por otimização pelo método de Bishop para a falésia homogênea com intercepto de coesão c' igual a 5 kPa, por se tratar da pior situação em relação aos demais estágios de construção com c' maiores que 5 kPa.

A partir das mesmas coordenadas e raio da superfície potencial de ruptura gerada na análise otimizada com $c'=5 \text{ kPa}$, foi realizada uma análise padrão com todos os métodos para cada estágio desse arquivo, dando o resultado do fator de segurança para cada método de análise que o programa oferece. Por fim, realizou-

se a análise otimizada pelo método de Bishop para os 12 estágios restantes com c' maiores.

Assim, para cada situação simulada foram criados 13 estágios, e para cada estágio 2 análises, uma otimizada e outra padrão, ou seja, 26 análises por situação. Então, tem-se 40 situações (arquivos) com 26 análises, totalizando em 1040 análises para esta simulação.

Cabe observar que na análise que considera o intercepto de coesão $c'=0$ verificou-se que o programa Geo 5 não gerou a superfície de ruptura para todas as alturas, portanto esta análise foi descartada neste trabalho.

Os dados foram inseridos numa tabela com os fatores de segurança mínimos de cada situação. A partir dessa tabela plotou-se o gráfico ($\beta \times H$) com as curvas onde os fatores de segurança se aproximam de 1,00, ou seja, no estado de equilíbrio limite. Essas curvas foram denominadas de curvas de coesão. Cada curva no gráfico está associada a um intercepto de coesão c' . De acordo com o modelo de Edil e Vallejo (1980) adotado para obtenção desses gráficos, pontos abaixo da curva de coesão representam um talude estável e pontos acima representam talude instável. Pontos quanto mais afastados da curva representam grandes superfícies de deslizamento e pontos próximos da curva representam deslizamentos mais rasos.

A partir do gráfico ($\beta \times H$), substituiu-se o fator de segurança de 1,00 para 1,50 conforme admitido pela NBR 11682:2009 e elaborou-se outro gráfico ($\beta \times H$). Além desses gráficos, mais dois tipos de gráficos foram gerados.

O gráfico ($FS \times H$) consiste na relação entre o FS com a altura H gerando uma curva para cada c' . Foram plotados sete gráficos desse tipo. Cada gráfico representa uma inclinação β entre a face da falésia com a horizontal que varia a cada 10° de 30 até 90° .

Já o gráfico tipo ($FS \times \beta$) consiste na relação entre o FS e a inclinação β da face da falésia com a horizontal. Foram criados quatro gráficos desse tipo, em que cada gráfico está associado as suas respectivas alturas H de 10, 20, 30 e 40 m.

Assim, com a interpretação desses gráficos foi possível estabelecer a relação da geometria da falésia e do intercepto de coesão do solo com o menor fator de segurança.

4.5.2. Simulação 2: análise de estabilidade da falésia na Ponta do Pirambu.

A partir da definição da geometria do perfil e das propriedades dos solos das camadas foi possível simular a falésia da Ponta do Pirambu. Para isso, fez-se necessário o desenvolvimento de 13 configurações de situações diferentes. Essas configurações se baseiam em duas hipóteses: a primeira considera a falésia sem colúvio e a segunda com colúvio. A falésia sem colúvio é composta por 4 camadas (topo (1), meio (2), fortemente cimentada (3) e base(4)), enquanto que na outra hipótese é acrescentada a camada de colúvio (5) na seção.

a) Simulação da falésia sem colúvio

Para as análises considerou-se 6 configurações distintas da situação sem colúvio, nos quais suas seções são chamadas de S1, S2, S3, S4, S5 e S6, onde S1 (Figura 4.4) representa a falésia na situação inicial, S2 na situação após o deslizamento de S1, S3 na situação após o deslizamento de S2, seguindo a mesma sequência até S6 após o deslizamento de S5.

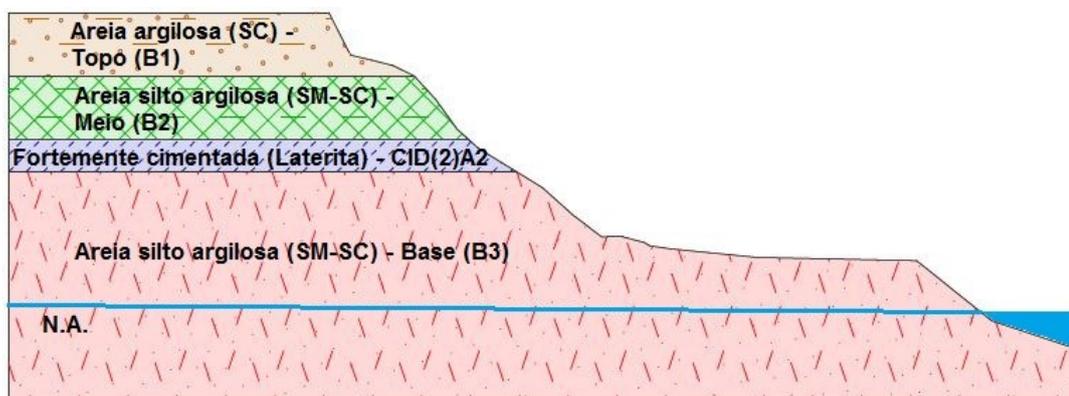


Figura 4.4 - Perfil da falésia S1 da Ponta do Pirambu

A definição dessas seis situações foi devida à possibilidade de ocorrência de pequenos deslizamentos na camada de topo, pois o fator de segurança mínimo obtido para esta camada foi aproximadamente 1,00, com a superfície de ruptura deslocando um pequeno volume de solo. Entretanto, para o mesmo perfil considerou-se a possibilidade de ocorrência de uma ruptura com volume maior de solo. Para isso, foi necessário fazer uma evolução do perfil da falésia a cada etapa

de deslizamento, ou seja, alterar sua geometria a fim de encontrar os fatores de segurança mínimo associados a um maior volume de solo deslocado.

Através da análise de estabilidade otimizada foi possível definir a provável superfície de ruptura com menor fator de segurança pelo método de Bishop. Foi observado que a superfície de ruptura (curva vermelha na Figura 4.5) resultou de pequeno volume, localizada no topo da falésia.

A partir disso montou-se o 2º perfil (situação S2) descontando o volume de solo deslocado na análise da seção S1 e gerando outra superfície cisalhante que ocasionou o 3º perfil (situação S3). Sendo repetido o mesmo procedimento até o 6º perfil (situação S6 - Figura 4.6).

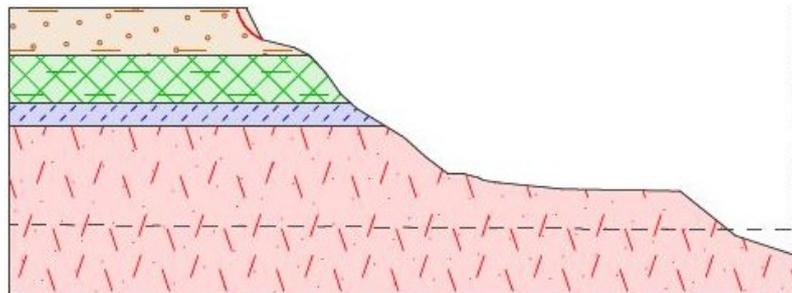


Figura 4.5 - Seção S1 da falésia da Ponta do Pirambu – Situação inicial

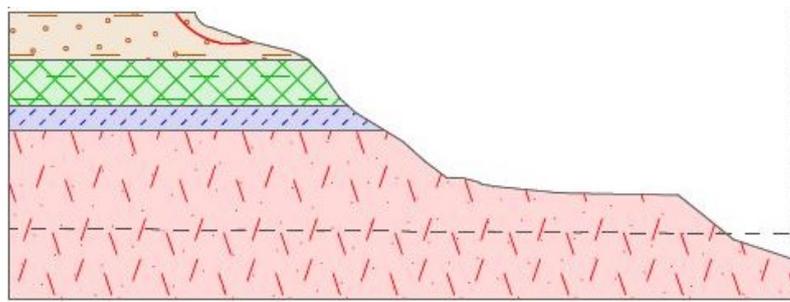


Figura 4.6 – Seção S6 da falésia da Ponta do Pirambu - após deslizamento de S5

b) Simulação da falésia com colúvio

Nessa configuração foi acrescentada a camada de colúvio variando sua espessura “e” entre 0,50 e 5,00 m. Para isso, Manteve-se o mesmo traçado do perfil da situação S6 (Figura 4.6) com a espessura “e” da camada de colúvio aumentando em direção ao interior da falésia e seguindo sua face, se estendendo da parte inferior da camada do topo até o meio da camada da base de acordo com a Figura 4.7.

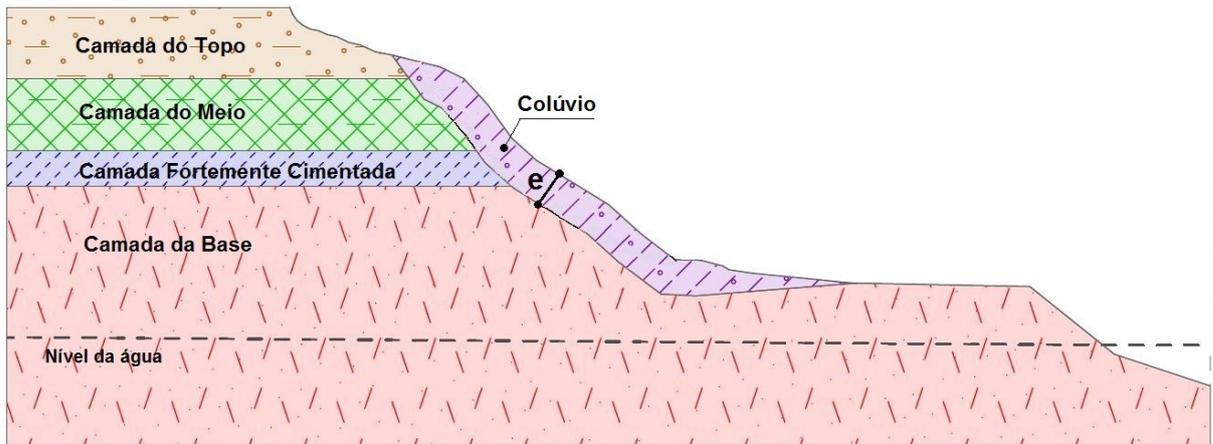


Figura 4.7 – Exemplo do perfil da Ponta do Pirambu com camada de colúvio

Nessa hipótese que considera a camada de colúvio analisou-se sete configurações diferentes variando a espessuras “e” da camada de colúvio, com valores de 0,50 m, 1,00m, 1,50 m, 2,00 m, 3,00 m, 4,00 m, e 5,00 m, com suas respectivas nomenclaturas, S6A0.5M, S6B1M, S6C1.5M, S6D2M, S6E3M, S6F4M e S6G5M. Tomando como exemplo o perfil “S6A0.5M”, temos que “S6A” representa a situação S6 como situação de origem, com “A” significando a sequência da análise da camada de colúvio e por fim “0.5M” que significa 0,50 m de espessura dessa camada.

c) Considerações sobre a análise de estabilidade da falésia com e sem colúvio

O nível do lençol freático está definido de acordo com as sondagens realizadas por Severo (2011) e não apresenta influência na falésia da Ponta do Pirambu, pois de acordo com a Figura 4.7 está no seu nível mais alto (representado na figura pela linha tracejada na camada da base) e abaixo da base da falésia.

Não foram considerados nas análises as cargas e a influência da vegetação situada em toda a face da falésia e nem das edificações do empreendimento.

Foram realizados dois tipos de análises. O primeiro tipo definiu o menor fator de segurança para superfícies de rupturas otimizadas pelo programa.

O segundo gerou a superfície de ruptura global e o menor fator de segurança para a situação S1 por otimização, logo após, essa mesma curva foi obtida por meio das coordenadas x e z do centro e raio R do círculo, então essa superfície foi

repetida para todas as situações com e sem colúvio por meio de análise padrão para comparação dos fatores de segurança.

5. Resultados e discussões

Neste Capítulo serão apresentados os resultados e discussões das análises paramétricas da estabilidade de uma falésia homogênea e da falésia da Ponta do Pirambu.

5.1. Resultado da Simulação 1: Análise paramétrica da falésia homogênea.

A análise paramétrica das possíveis situações da falésia homogênea foi baseada nos resultados da Tabela 5.1, que apresenta os fatores de segurança mínimos obtidos nas análises da estabilidade de cada geometria e intercepto de coesão da falésia homogênea. A partir do resultado dessa tabela foram geradas mais 3 tipos de Tabelas para a plotagem de 3 tipos Gráficos. Os gráficos ($H \times \beta$) para FS 1,00 e 1,50 divergindo apenas nos valores dos fatores de segurança considerados associados às Tabelas 5.2 e 5.3. Os gráficos (FS x H) com 7 gráficos distintos, cada um correspondendo à um β de 30 até 90°, a partir da Tabela 5.4. E por último, os gráficos (FS x β) com 4 gráficos diferentes com os dados da Tabela 5.5, cada um equivalendo à uma altura H de 10 a 40m.

Tabela 5.1 - Menores FS das situações da falésia homogênea

FATORES DE SEGURANÇA (ANÁLISE OTIMIZADA - BISHOP) PARA VARIAÇÃO DA COESÃO E GEOMETRIA DA FALÉSIA HOMOGÊNEA HIPOTÉTICA													
Seção - c'	5 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	70 kPa	90 kPa	120 kPa	150 kPa	180 kPa	210 kPa
S1030	1,44	1,71	1,95	2,16	2,57	2,96	3,33	4,05	4,75	5,77	6,77	7,75	8,72
S1035	1,24	1,5	1,73	1,93	2,33	2,69	3,05	3,74	4,41	5,4	6,37	7,34	8,3
S1040	1,09	1,34	1,55	1,75	2,12	2,48	2,82	3,48	4,12	5,08	6	6,96	7,88
S1045	1	1,21	1,41	1,6	1,95	2,29	2,62	3,25	3,87	4,78	5,7	6,64	7,49
S1050	1	1,09	1,29	1,47	1,81	2,13	2,44	3,05	3,64	4,55	5,43	6,26	7,13
S1055	1	1	1,18	1,35	1,65	1,98	2,28	2,86	3,43	4,27	5,11	5,94	6,77
S1060	1	1	1,09	1,25	1,56	1,85	2,13	2,69	3,23	4,04	4,84	5,64	6,44
S1070	1	1	1	1,06	1,33	1,59	1,85	2,35	2,85	3,59	4,33	5,06	5,79
S1080	1	1	1	1	1,12	1,35	1,58	2,02	2,47	3,14	3,8	4,47	5,15
S1090	1	1	1	1	1	1,12	1,32	1,71	2,09	2,7	3,28	3,88	4,45
S2030	1,27	1,44	1,58	1,71	1,95	2,16	2,37	2,77	3,15	3,69	4,23	4,75	5,26
S2035	1,09	1,24	1,38	1,5	1,73	1,93	2,13	2,51	2,87	3,4	3,91	4,41	4,91
S2040	1	1,05	1,18	1,3	1,51	1,7	1,89	2,24	2,58	3,08	3,56	4,04	4,51
S2045	1	1	1,09	1,21	1,41	1,6	1,78	2,12	2,45	2,94	3,41	3,87	4,34
S2050	1	1	1	1,09	1,29	1,47	1,64	1,97	2,25	2,74	3,19	3,64	4,1
S2055	1	1	1	1	1,18	1,35	1,52	1,83	2,13	2,57	3	3,43	3,85
S2060	1	1	1	1	1,08	1,25	1,4	1,7	1,99	2,41	2,82	3,23	3,64
S2070	1	1	1	1	1	1,06	1,2	1,46	1,72	2,1	2,47	2,84	3,22
S2080	1	1	1	1	1	1	1	1,24	1,47	1,8	2,14	2,47	2,8
S2090	1	1	1	1	1	1	1	1,02	1,22	1,51	1,8	2,1	2,39
S3030	1,21	1,33	1,44	1,53	1,71	1,87	2,02	2,3	2,57	2,96	3,33	3,69	4,05
S3035	1,02	1,14	1,24	1,34	1,5	1,65	1,8	2,07	2,32	2,69	3,05	3,4	3,74
S3040	1	1	1,05	1,14	1,3	1,44	1,57	1,83	2,07	2,42	2,76	3,08	3,41
S3045	1	1	1	1,05	1,21	1,34	1,47	1,72	1,95	2,29	2,62	2,94	3,25
S3050	1	1	1	1	1,09	1,23	1,35	1,58	1,81	2,13	2,44	2,74	3,05
S3055	1	1	1	1	1	1,12	1,24	1,46	1,68	1,98	2,28	2,57	2,86
S3060	1	1	1	1	1	1,03	1,14	1,35	1,55	1,85	2,13	2,41	2,68
S3070	1	1	1	1	1	1	1	1,15	1,33	1,59	1,84	2,1	2,35
S3080	1	1	1	1	1	1	1	1	1,12	1,35	1,58	1,8	2,02
S3090	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1,12	1,31	1,51	1,7
S4030	1,17	1,27	1,36	1,44	1,58	1,71	1,83	2,06	2,27	2,57	2,87	3,15	3,42
S4035	1	1,09	1,17	1,24	1,38	1,5	1,62	1,83	2,04	2,33	2,6	2,87	3,14
S4040	1	1	1,02	1,09	1,22	1,34	1,45	1,65	1,85	2,13	2,39	2,65	2,9
S4045	1	1	1	1	1,09	1,21	1,31	1,51	1,69	1,95	2,21	2,45	2,7
S4050	1	1	1	1	1	1,09	1,19	1,38	1,56	1,81	2,05	2,28	2,52
S4055	1	1	1	1	1	1	1,09	1,27	1,44	1,68	1,91	2,13	2,35
S4060	1	1	1	1	1	1	1	1,17	1,33	1,55	1,77	1,99	2,2
S4070	1	1	1	1	1	1	1	1	1,13	1,33	1,52	1,72	1,91
S4080	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1,12	1,29	1,47	1,63
S4090	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1,07	1,21	1,36

LEGENDA: S1030 -> "S" (Seção); 10 (altura H em metros); 30 (ângulo β de inclinação entre a face da falésia e a horizontal em $^\circ$)

5.1.1. Gráfico $H \times \beta$, para $FS=1,00$.

O gráfico $H \times \beta$ foi plotado a partir da Tabela 5.2 que é baseado nos resultados da Tabela 5.1. Onde nas colunas estão os interceptos de coesão c' , nas linhas a altura H e preenchida com a inclinação β , na qual o FS é 1,00.

O procedimento de obtenção de dados para a Tabela 5.2 consiste em verificar na Tabela 5.1, quais situações da geometria da falésia homogênea (nas linhas da Tabela 5.1). Então, tomando a Tabela 5.1, a partir da nomenclatura da situação da falésia homogênea (Ex.: S2040), obtém-se a inclinação β que corresponde aos dois últimos dígitos da nomenclatura (Ex.: 40°) e esse valor associado ao c' (Ex.: 5kPa) em que o $FS=1,00$, será o dado de entrada na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Dados do Gráfico $H \times \beta$, para $FS=1,00$

Tabela com os Ângulos β (°) para o Gráfico Tipo 1 ($\beta \times H$), com coesão variando e $FS=1$													
c'	5 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	70 kPa	90 kPa	120 kPa	150 kPa	180 kPa	210 kPa
H (m)													
10	45	55	65	75	90	105							
20	40	45	50	57	65	75	85	95					
30	36	40	42	48	55	60	68	78	90				
40	35	40	40	45	50	55	60	70	80	90			

Para a interpretação do gráfico $H \times \beta$ na Figura 5.1, considera-se na curva de cada intercepto de coesão c' (curvas de coesão) que a situação da falésia é de ruptura com fator de segurança igual à 1,00. Então ao adotar uma configuração geométrica abaixo da curva de coesão do gráfico, haverá um aumento no fator de segurança, em outras palavras, a situação torna-se mais estável à medida que se diminui a inclinação β e a altura H .

Entretanto acima da curva de coesão, à medida que a distância em relação à curva aumenta, a profundidade da superfície de ruptura também aumenta mantendo o fator de segurança igual à 1,00, isso quer dizer que há um deslocamento de massa de solo maior que na situação mais próxima da curva de coesão.

Nessa análise, o solo tem propriedades com valores fixados de $\phi'=30^\circ$, $\gamma=20\text{kN/m}^3$ e $\gamma_{sat}=21\text{kN/m}^3$. De modo que o intercepto de coesão c' , a inclinação β e a altura H variaram de acordo com as definições do item 4.5.1.

A partir do gráfico $H \times \beta$ apresentado na Figura 5.1 observa-se, por exemplo, que para a falésia homogênea com c' de 5 kPa se tornar mais estável, a inclinação β

tem que ser menor que 45° para a altura mínima de 10 m. Enquanto que ao aumentar a altura do talude para 40 m, a inclinação deve estar abaixo de 35° para manter a estabilidade do talude. Porém, se o β for maior que 35° a falésia é instável, com a profundidade do deslizamento aumentando à medida que se aumenta o β .

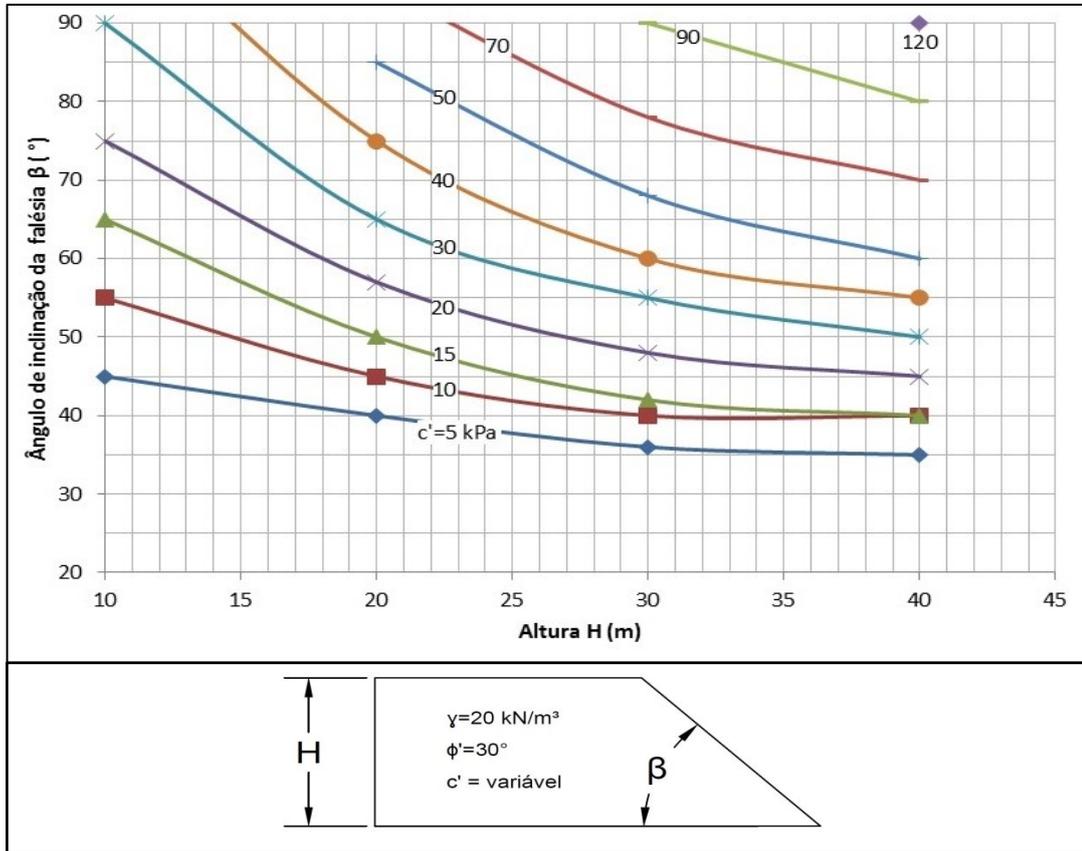


Figura 5.1 – Gráfico Hxβ - Relação altura-inclinação com c' variando para $FS=1,00$; $\gamma=30 \text{ kN/m}^3$ e $\phi'=30^\circ$ pelo método de Bishop

Isso acontece, nesse gráfico, para os c' de 5 até 120 kPa permitindo que todas as configurações geométricas, testadas nesse trabalho, fiquem com fator de segurança acima de 1,00. Além disso, Nota-se que aumentando o c' , consequentemente, aumentam-se as possibilidades de seções homogêneas mais estáveis.

5.1.2. Gráfico $H \times \beta$, para $FS=1,50$.

A Tabela 5.3 é análoga a Tabela 5.2, variando, apenas, o FS de 1,00 para 1,50. Assim como as considerações de interpretação deste gráfico $H \times \beta$ apresentado na Figura 5.2 são as mesmas mencionadas no item 5.1.1. Altera-se, apenas, o fator de segurança considerado de 1,00 para 1,50 (fator de segurança admissível conforme a NBR 11682:2009). E que acima da curva de coesão tem-se um decréscimo no fator de segurança até chegar na configuração de ruptura, ou seja, até $FS=1,00$ chegando nas condições do gráfico $H \times \beta$, com $FS=1,00$.

Tabela 5.3 - Dados do Gráfico $H \times \beta$, para $FS=1,50$

Tabela com os Ângulos β (°) para o Gráfico Tipo 2 ($\beta \times H$), com coesão variando e $FS=1,5$													
c'	5 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	70 kPa	90 kPa	120 kPa	150 kPa	180 kPa	210 kPa
H (m)													
10		35	40	50	60	70	80	98	120				
20			30	35	40	50	55	68	79	90			
30				30	35	39	43	53	61	72	81	90	
40					32	35	38	45	52	61	70	79	85

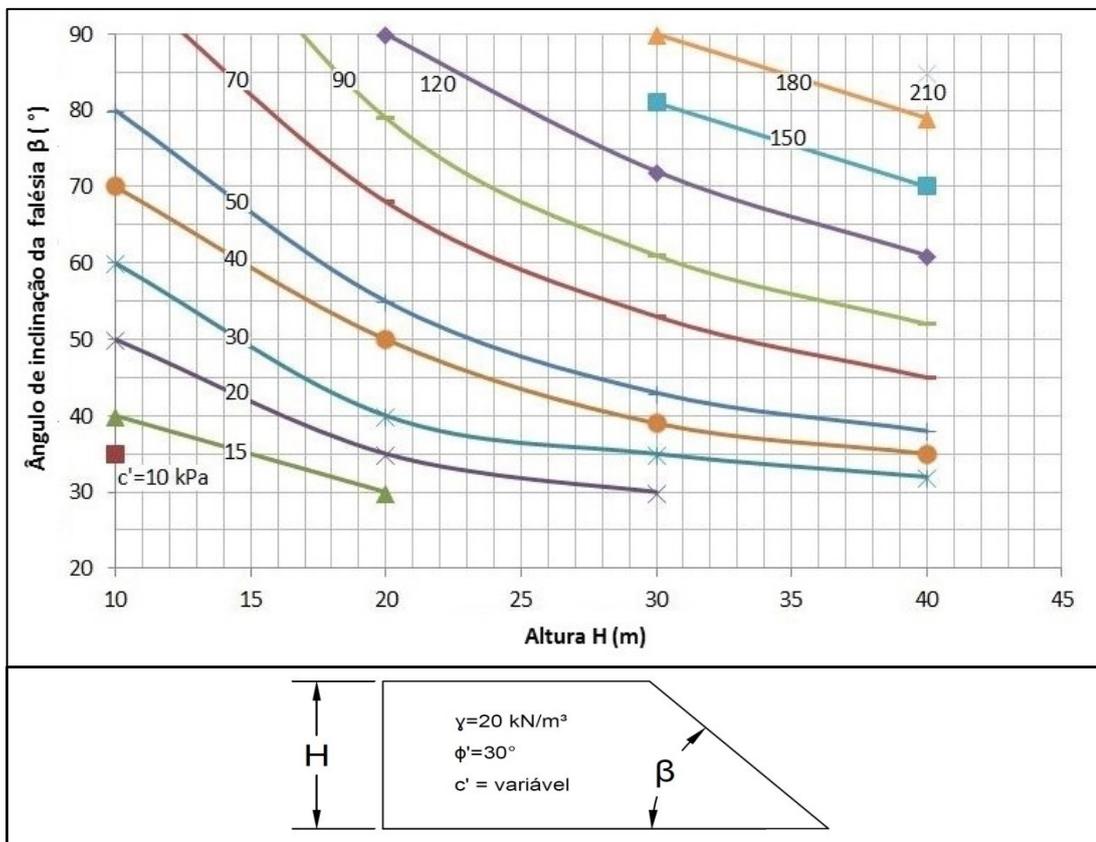


Figura 5.2 – Gráfico $H \times \beta$ - Relação altura-inclinação com c' variando para $FS=1,50$; $\gamma=30 \text{ kN/m}^3$ e $\phi'=30^\circ$ pelo método de Bishop.

Dessa forma observa-se na Figura 5.2 que a curva para o intercepto de coesão c' de 5 kPa, não aparece no gráfico. Isso significa que não há configuração geométrica estável dentro dos parâmetros estudados, que satisfaça a condição de $FS=1,50$. Para $c'=10\text{kPa}$ há apenas um ponto, ou seja, esse ponto significa que à 10m de altura a inclinação da falésia deve ser menor que 35° para ter fator de segurança maior ou igual à 1,50.

Já em outra situação, por exemplo, de $c'=30\text{ kPa}$ tem-se que o fator de segurança é igual à 1,50, quando a inclinação é de 60° a uma altura de 10 m. No caso do aumento da altura para 40 m a inclinação deve diminuir para aproximadamente 32° ou menos para se encaixar nas condições de segurança.

Ao comparar, nesse exemplo, o gráfico $H \times \beta$ com $FS=1,00$ da Figura 5.1 com este gráfico de $FS=1,50$ da Figura 5.2, nota-se que para a altura $H=10\text{ m}$ tem-se a inclinação de 90° para $FS=1,00$ e 60° para $FS=1,50$, ou seja, ao reduzir a inclinação de 90° para 60° considerando o $c'=30\text{ kPa}$, conseqüentemente aumenta-se o fator de segurança de 1,00 para 1,50. Isso mostra que ao diminuir sua inclinação, a falésia se torna mais estável. E que ao aumentar a altura, a inclinação deve diminuir para que a falésia mantenha-se nas condições de estabilidade.

Então, com esses gráficos é possível obter a geometria ideal de um talude entrando com o intercepto de coesão c' e a altura H para obter a inclinação necessária para a estabilidade de um talude de acordo com a NBR 11682:2009. Além disso, entrar com a geometria da falésia para identificar qual o intercepto de coesão c' mínimo necessário para definir a estabilidade do talude estudado. Esse gráfico também se torna bastante útil nas avaliações prévias e anteprojetos de taludes ou encostas.

5.1.3. Gráficos $FS \times H$

A partir dos resultados obtidos através de várias análises de estabilidade otimizadas no Geo 5 definiu-se a Tabela 5.4, que tem nas suas linhas a altura H , em suas colunas o intercepto de coesão c' , e os dados de entrada são os fatores de segurança FS mínimos obtidos a partir da Tabela 5.1.

Para obter os dados da Tabela 5.4, faz-se necessário, a partir da Tabela 5.1, fixar a inclinação β (Ex.: 30°), considerando as situações com nomenclaturas terminadas com a inclinação β fixada (Ex.: S1030, S2030, S3030 e S4030) e obter os FS mínimos para as respectivas linhas com as situações desejadas e para cada coluna de c' (Ex.: 5 kPa) que corresponde as curvas de coesão nos Gráficos $FS \times H$ (Figuras 5.3 a 5.9).

A partir da Tabela 5.4 obtêm-se os Gráficos $FS \times H$ que relacionam o menor fator de segurança FS (obtido pelo método de Bishop) com a altura H . Ambos associados à coesão c' e inclinação β da falésia homogênea, esses gráficos são apresentados como gráficos $FS \times H$ para sua respectiva inclinação β , nas Figuras 5.3 a 5.9.

Cada gráfico desse corresponde a uma inclinação β diferente, essa inclinação inicia-se em 30° , variando a cada 10° e terminando em 90° . Portanto, há 7 gráficos diferentes. Para cada um existem 13 curvas de coesão.

Com a altura H e a inclinação β do talude como dados de entrada nesses gráficos $FS \times H$ é possível obter o valor do menor fator de segurança para o perfil desejado. Primeiro é necessário escolher o gráfico referente à inclinação β desejada. Logo após, no gráfico escolhido, traça-se uma linha a partir do eixo das alturas até cruzar a curva de coesão plotada nesse gráfico. Então a partir da intersecção entre a curva de coesão e a linha traçada, traça-se outra linha, agora na horizontal até chegar ao eixo dos fatores de segurança FS e obter o menor FS para o perfil desejado.

Com base nessas considerações tem-se como resultado os 7 gráficos $FS \times H$ com possibilidades de obter os menores fatores de segurança para uma determinada geometria e coesão.

Tabela 5.4 - Dados dos Gráficos FSxH

Tabela com os Fatores de Segurança FS para o Gráfico 3A (FS x H), com coesão variando e $\beta=30^\circ$													
c' H (m)	5 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	70 kPa	90 kPa	120 kPa	150 kPa	180 kPa	210 kPa
10	1,44	1,71	1,95	2,16	2,57	2,96	3,33	4,05	4,75	5,77	6,77	7,75	8,72
20	1,27	1,44	1,58	1,71	1,95	2,16	2,37	2,77	3,15	3,69	4,23	4,75	5,26
30	1,21	1,33	1,44	1,53	1,71	1,87	2,02	2,3	2,57	2,96	3,33	3,69	4,05
40	1,17	1,27	1,36	1,44	1,58	1,71	1,83	2,06	2,27	2,57	2,87	3,15	3,42
Tabela com os Fatores de Segurança FS para o Gráfico 3B (FS x H), com coesão variando e $\beta=40^\circ$													
c' H (m)	5 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	70 kPa	90 kPa	120 kPa	150 kPa	180 kPa	210 kPa
10	1,09	1,34	1,55	1,75	2,12	2,48	2,82	3,48	4,12	5,08	6,00	6,96	7,88
20	1	1,05	1,18	1,30	1,51	1,70	1,89	2,24	2,58	3,08	3,56	4,04	4,51
30	1	1	1,05	1,14	1,3	1,44	1,57	1,83	2,07	2,42	2,76	3,08	3,41
40	1	1	1,02	1,09	1,22	1,34	1,45	1,65	1,85	2,13	2,39	2,65	2,90
Tabela com os Fatores de Segurança FS para o Gráfico 3C (FS x H), com coesão variando e $\beta=50^\circ$													
c' H (m)	5 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	70 kPa	90 kPa	120 kPa	150 kPa	180 kPa	210 kPa
10	1	1,09	1,29	1,47	1,81	2,13	2,44	3,05	3,64	4,55	5,43	6,26	7,13
20	1	1	1	1,09	1,29	1,47	1,64	1,97	2,32	2,74	3,19	3,64	4,10
30	1	1	1	1	1,09	1,23	1,35	1,58	1,81	2,13	2,44	2,74	3,05
40	1	1	1	1	1	1,09	1,19	1,38	1,56	1,81	2,05	2,28	2,52
Tabela com os Fatores de Segurança FS para o Gráfico 3D (FS x H), com coesão variando e $\beta=60^\circ$													
c' H (m)	5 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	70 kPa	90 kPa	120 kPa	150 kPa	180 kPa	210 kPa
10	1	1	1,09	1,25	1,56	1,85	2,13	2,69	3,23	4,04	4,84	5,64	6,44
20	1	1	1	1	1,08	1,25	1,40	1,70	1,99	2,41	2,82	3,23	3,64
30	1	1	1	1	1	1,03	1,14	1,35	1,55	1,85	2,13	2,41	2,68
40	1	1	1	1	1	1	1	1,17	1,33	1,55	1,77	1,99	2,20
Tabela com os Fatores de Segurança FS para o Gráfico 3E (FS x H), com coesão variando e $\beta=70^\circ$													
c' H (m)	5 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	70 kPa	90 kPa	120 kPa	150 kPa	180 kPa	210 kPa
10	1	1	1	1,06	1,33	1,59	1,85	2,35	2,85	3,59	4,33	5,06	5,79
20	1	1	1	1	1	1,06	1,20	1,46	1,72	2,10	2,47	2,86	3,22
30	1	1	1	1	1	1	1	1,15	1,33	1,59	1,84	2,10	2,35
40	1	1	1	1	1	1	1	1	1,13	1,33	1,52	1,72	1,91
Tabela com os Fatores de Segurança FS para o Gráfico 3F (FS x H), com coesão variando e $\beta=80^\circ$													
c' H (m)	5 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	70 kPa	90 kPa	120 kPa	150 kPa	180 kPa	210 kPa
10	1	1	1	1	1,12	1,35	1,58	2,02	2,47	3,14	3,80	4,47	5,15
20	1	1	1	1	1	1	1	1,24	1,47	1,80	2,14	2,47	2,80
30	1	1	1	1	1	1	1	1	1,12	1,35	1,58	1,80	2,02
40	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1,12	1,29	1,47	1,63
Tabela com os Fatores de Segurança FS para o Gráfico 3G (FS x H), com coesão variando e $\beta=80^\circ$													
c' H (m)	5 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	70 kPa	90 kPa	120 kPa	150 kPa	180 kPa	210 kPa
10	1	1	1	1	1	1,12	1,32	1,71	2,09	2,70	3,28	3,88	4,45
20	1	1	1	1	1	1	1	1,02	1,22	1,51	1,80	2,10	2,39
30	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1,12	1,31	1,51	1,70
40	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1,07	1,21	1,36

Obs.: Os Fatores de segurança são os menores encontrados nas análises de estabilidade da falésia homogênea

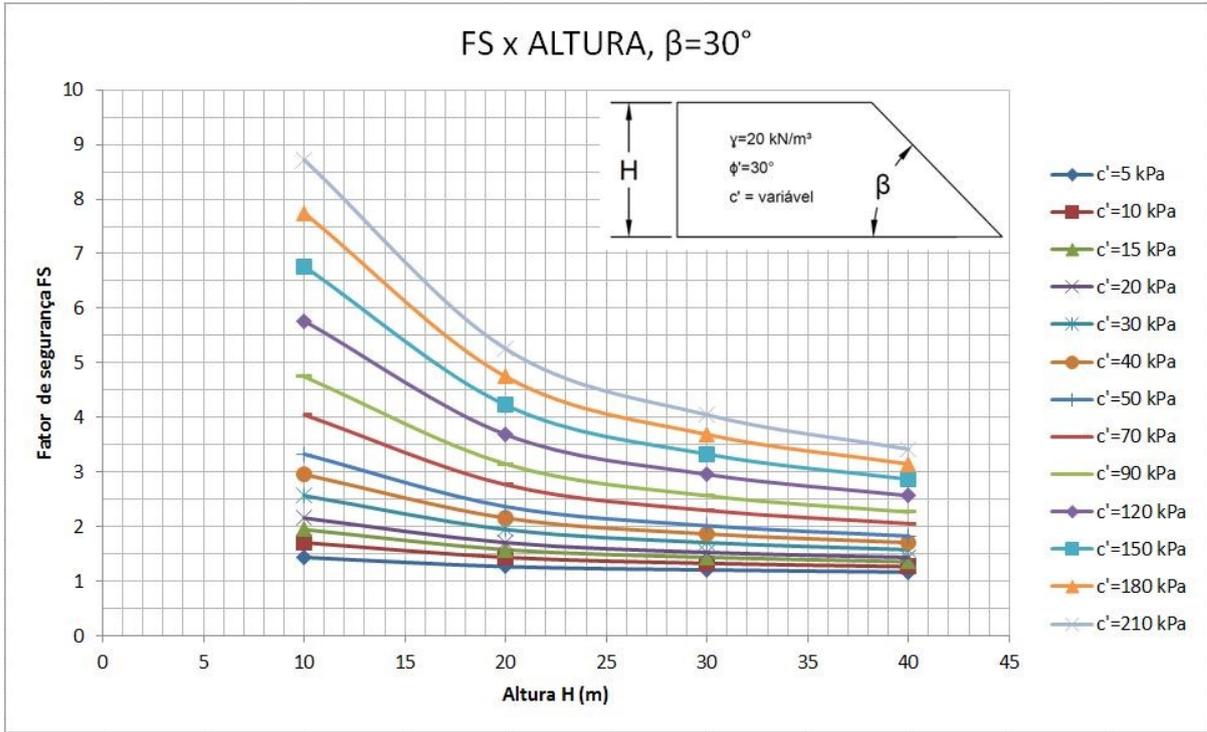


Figura 5.3 - Gráfico FS x H, para $\beta = 30^\circ$

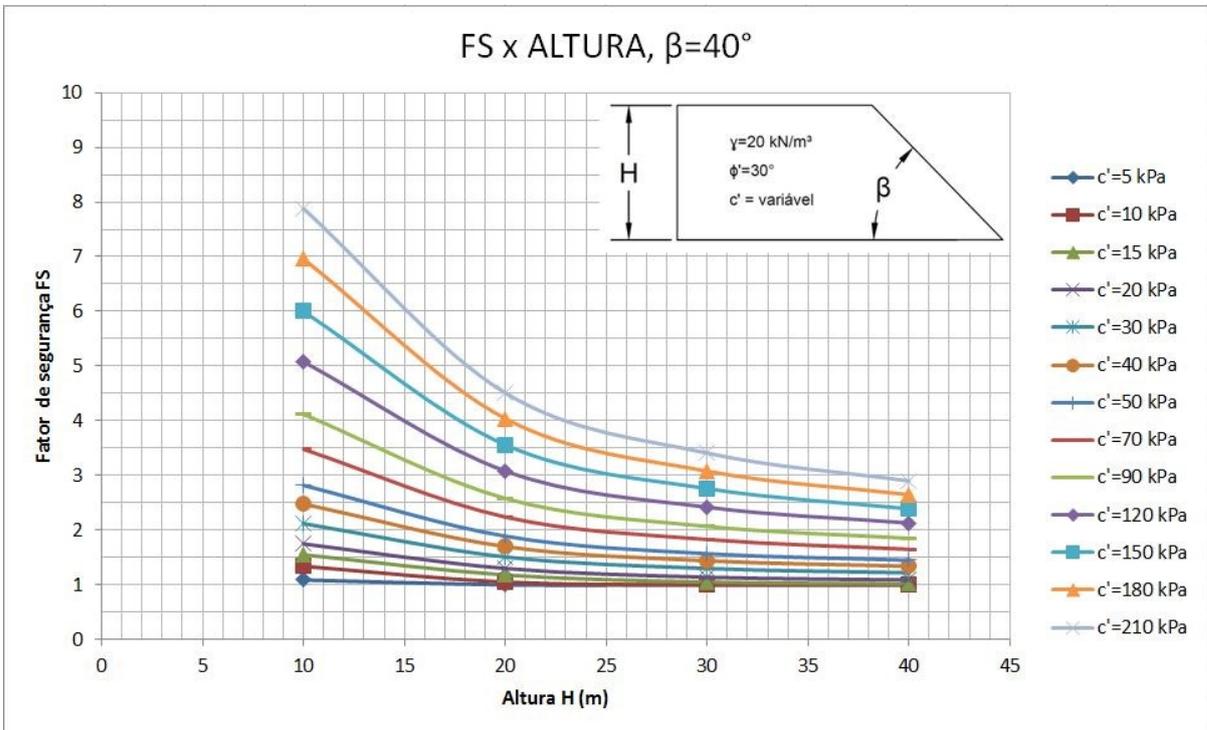


Figura 5.4 - Gráfico FS x H, para $\beta = 40^\circ$

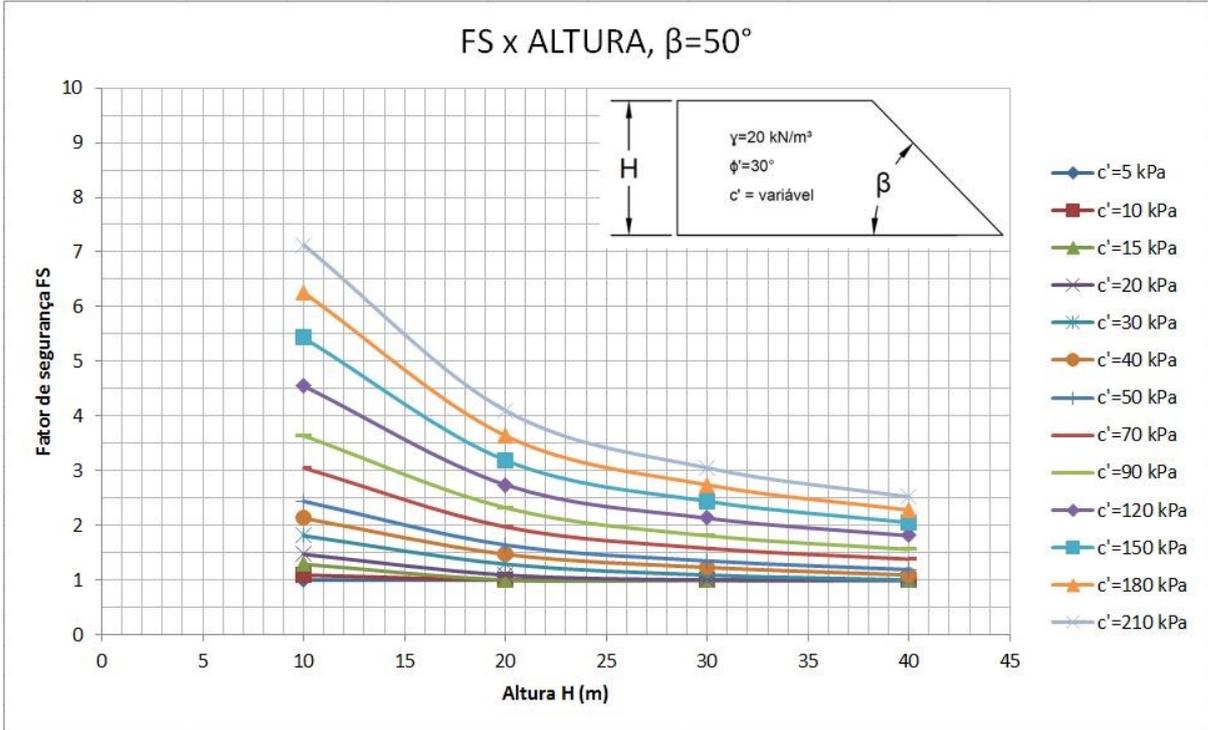


Figura 5.5 - Gráfico FS x H, para $\beta = 50^\circ$

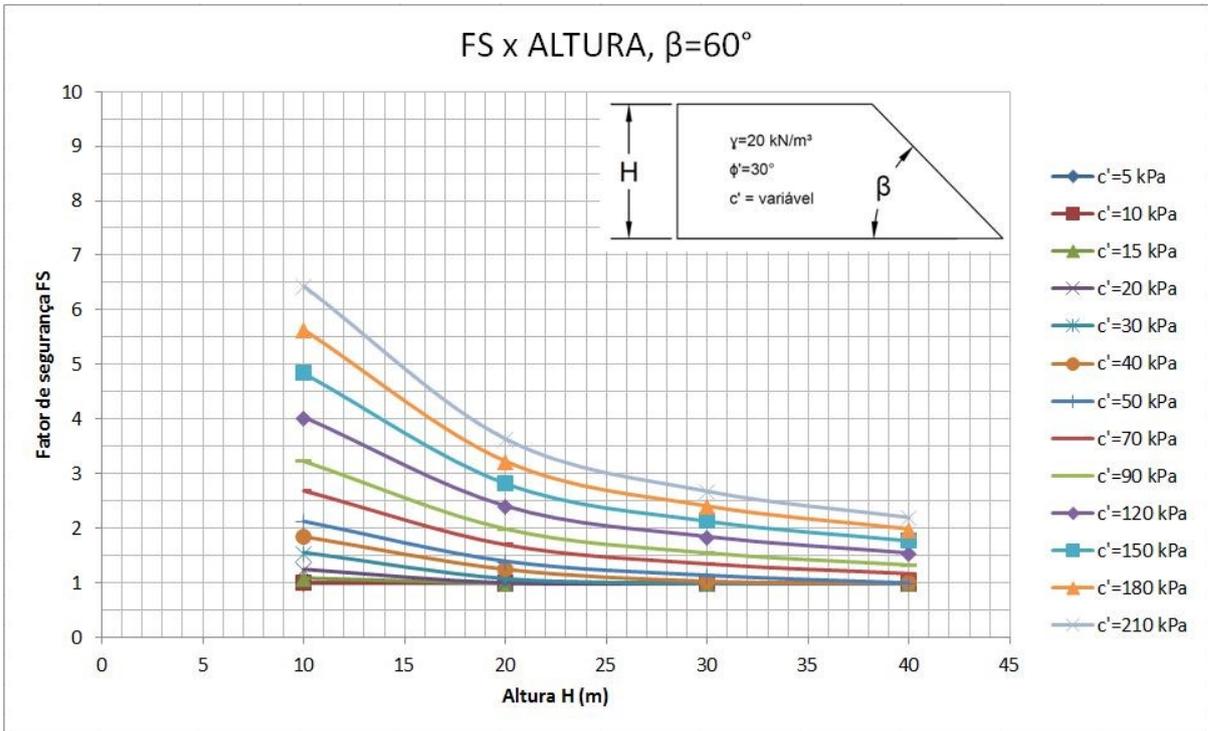


Figura 5.6 - Gráfico FS x H, para $\beta = 60^\circ$

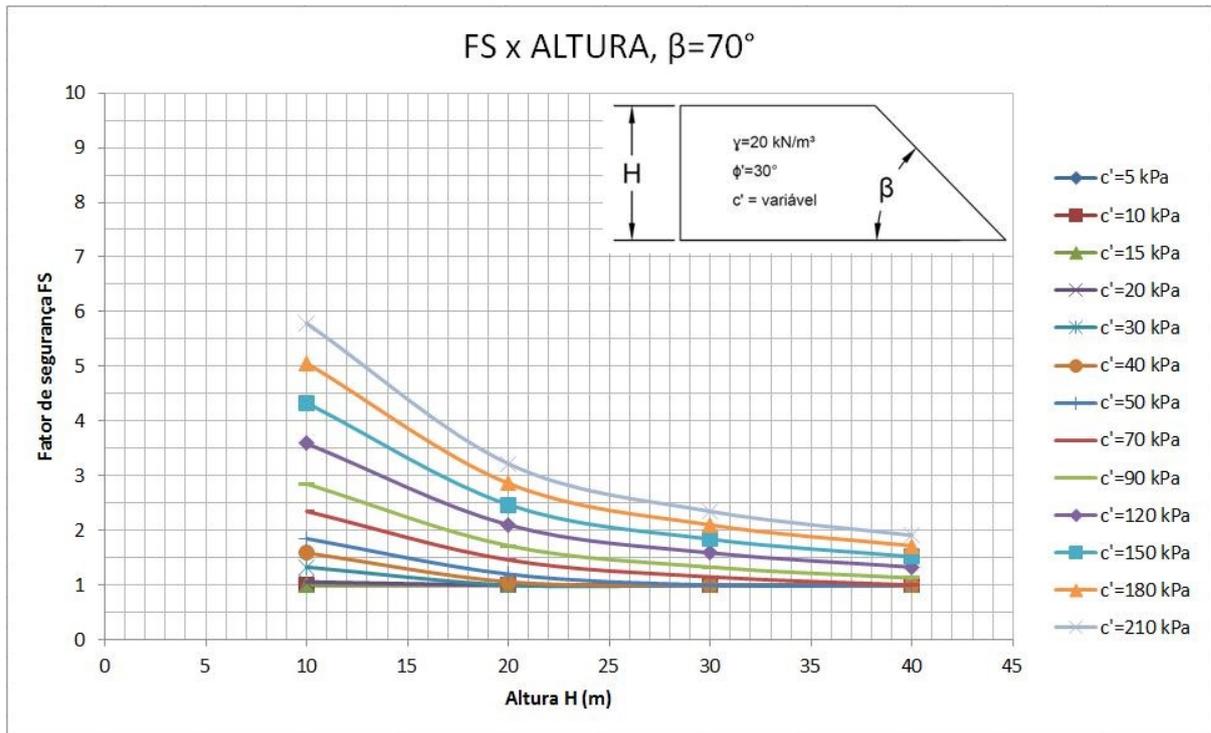


Figura 5.7 - Gráfico FS x H, para $\beta = 70^\circ$

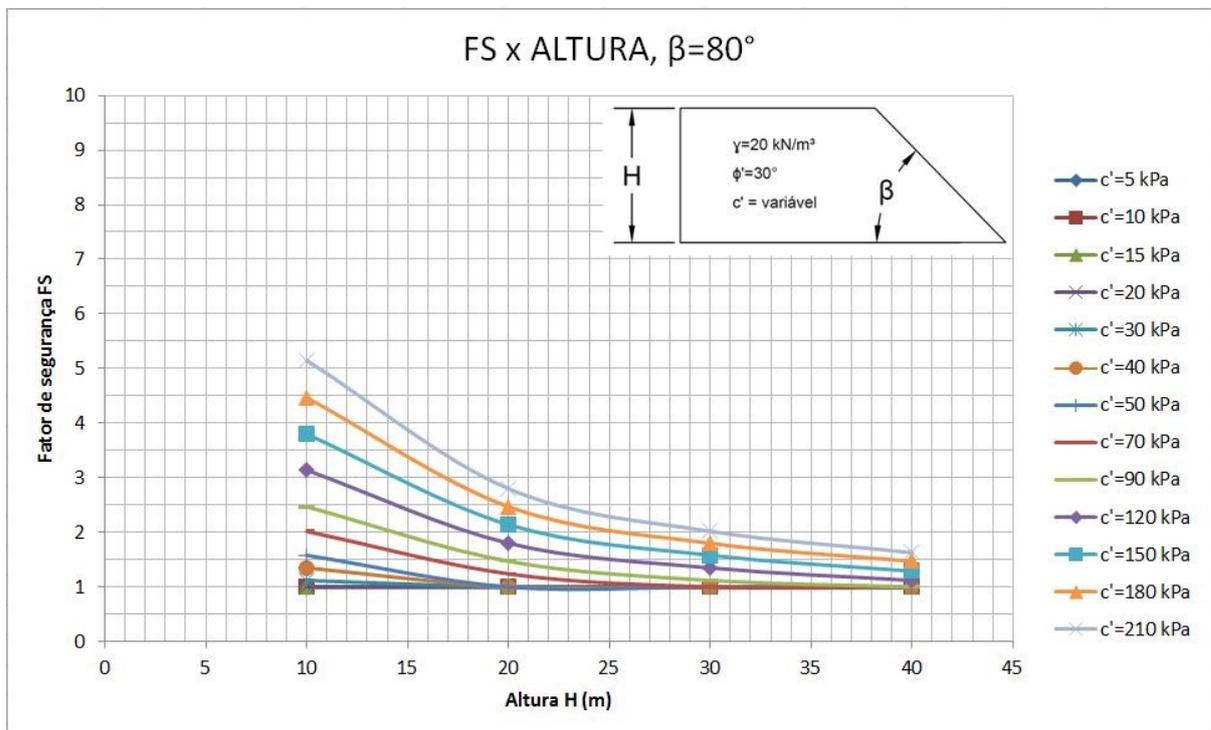


Figura 5.8 - Gráfico FS x H, para $\beta = 80^\circ$

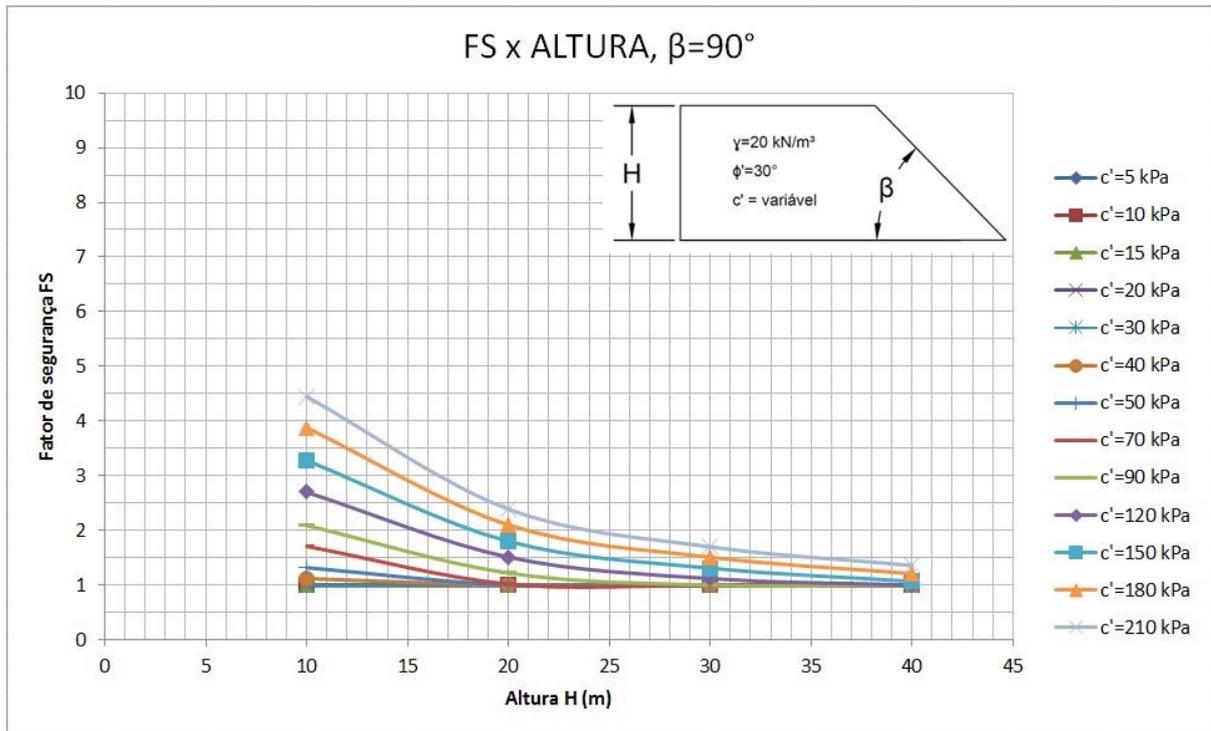


Figura 5.9 - Gráfico FS x H, para $\beta = 90^\circ$

Tomando como exemplo um talude em duas situações A e B. Tem-se que na situação A as propriedades são $\beta=90^\circ$, $c'=120 \text{ kPa}$ e $H=20\text{m}$. Já na situação B a inclinação β diminui para 50° , enquanto c' e H permanecem constantes em relação à situação A. Então, entrando com esses valores nos gráficos das Figuras 5.3 até 5.9, obtêm-se os valores do menor fator de segurança FS para a situação A, $FS=1,50$, e para B, $FS=2,74$. Assim, observou-se que ao alterar apenas a inclinação da falésia o fator de segurança muda de 1,51 para 2,74, nesse caso, houve um aumento de 81,4% no FS quando o talude passa da situação A, reduzindo sua inclinação, para a situação B. Isso mostra que ao considerar uma falésia passando da situação A para a B após ocorrer o processo natural de deslizamento nas falésias conforme mostrado por Santos Jr. et al. (2008), em que na maioria das vezes a inclinação da falésia é alterada, nota-se que o talude no final desse processo, acaba se tornando mais estável por aumentar o seu fator de segurança e reduzir a carga de solo e vegetação eliminadas no deslizamento.

Agora, considerando que o intercepto de coesão c' do solo diminua de 120 kPa para 90 kPa na situação A e B. Analisando-se os gráficos obtêm-se o $FS=1,22$ para a situação A e 2,32 para a B. Assim, quando o talude diminui sua inclinação β

da situação A para a inclinação da situação B, aumenta seu FS em 92,2% em que o $c'=90$ kPa. No entanto, ao considerar a situação A reduzindo o c' de 120 para 90 kPa, nota-se a diminuição do FS de 1,51 para 1,22, ou seja, o FS diminuiu em 19,2% em relação à situação anterior e o talude encontra-se instável por apresentar-se abaixo do fator de segurança admissível ($FS=1,50$). Já o talude na situação B continua estável quando há redução do c' de 120 kPa para 90 kPa, apesar de diminuir o FS de 2,74 para 2,32 em 15,3%. Então, percebe-se que as variações da coesão no solo têm maior influência na estabilidade quanto menor for a inclinação e a altura da falésia homogênea.

A partir dos gráficos $FS \times H$ nota-se que quanto mais estável a falésia, menor será a influência da variação da coesão em sua estabilidade. E em contrapartida, quanto menos estável a falésia maior a influência da variação da coesão na estabilidade da falésia.

Observa-se também que a curva gerada forma um polinômio de terceira ordem e que à medida que a inclinação e a altura da falésia aumentam, seu fator de segurança diminui, conforme esperado. Além disso, têm-se os valores dessa variação quantificados o que possibilita a obtenção de uma equação geral do menor FS sem iterações.

A partir desses gráficos foram definidos os ábacos das Figuras 5.10 e 5.11 que podem auxiliar no trabalho de campo para obtenção do menor FS de acordo com as situações encontradas.

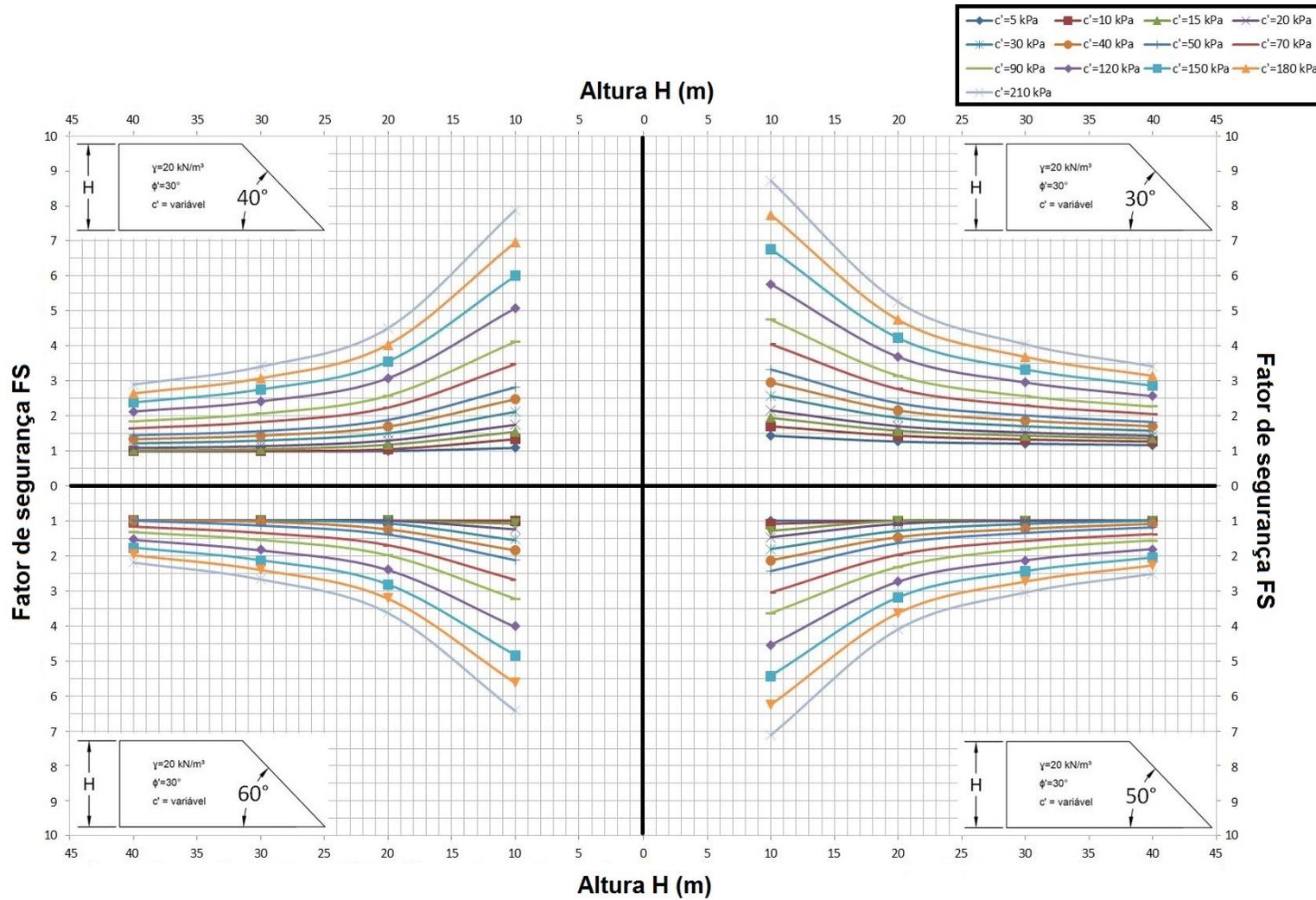


Figura 5.10 - Ábaco gerado a partir dos Gráficos FS x H, com $\beta=30^\circ$ a 60°

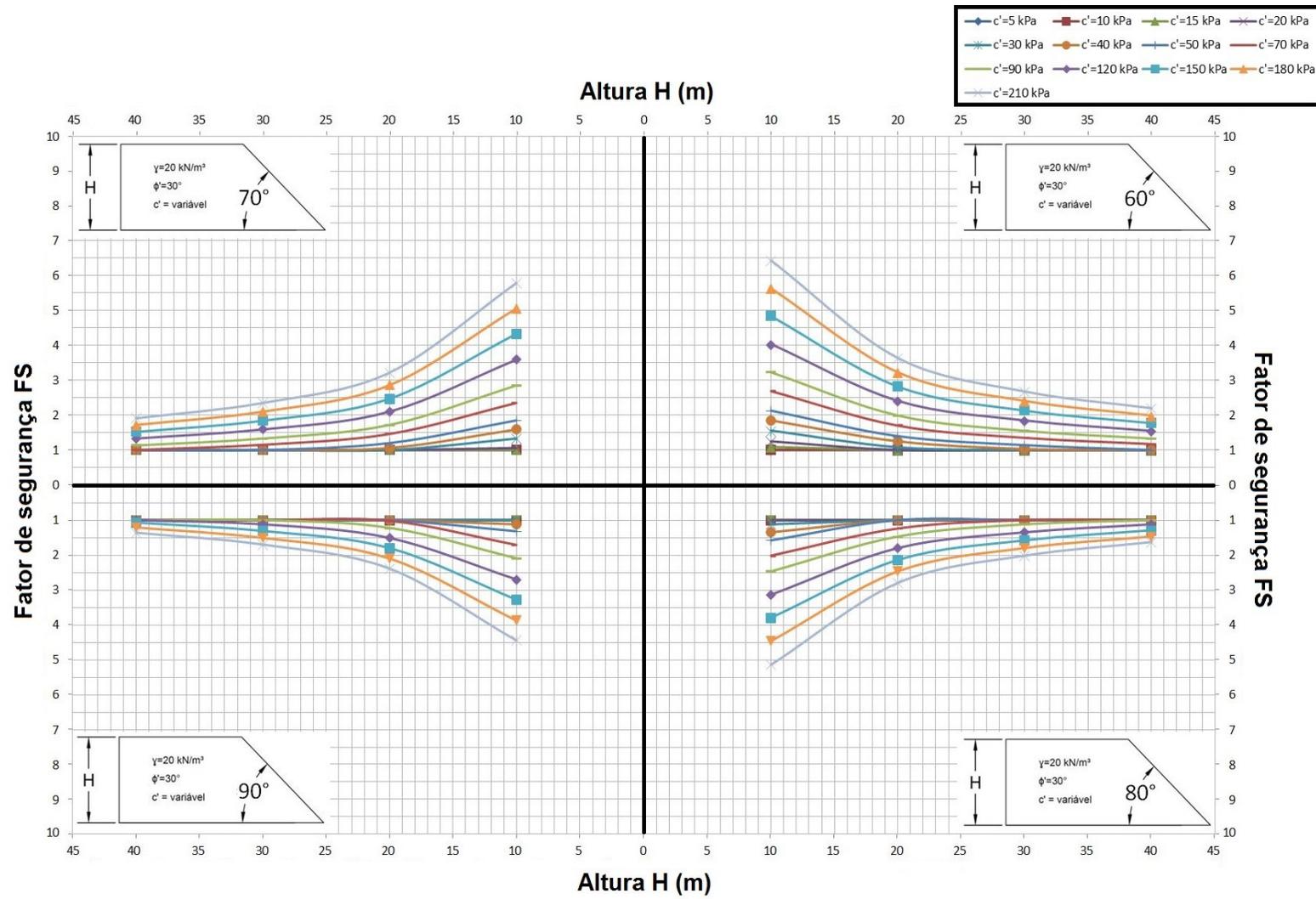


Figura 5.11 - Ábaco gerado a partir dos Gráficos FS x H, com $\beta=60^\circ$ a 90°

5.1.4. Gráficos $FS \times \beta$

Para plotagem dos Gráficos $FS \times \beta$ definiu-se a Tabela 5.5, que tem nas suas linhas a inclinação β , em suas colunas o intercepto de coesão c' , e os dados de entrada são os fatores de segurança FS mínimos obtidos a partir da Tabela 5.1.

Para obter os dados da Tabela 5.5 é necessário, a partir da Tabela 5.1, fixar a altura H (Ex.: 40), considerando as situações com nomenclaturas iniciadas com a altura H fixada (Ex.: S1030, S1040, S1050, ... , S1090) e obter os FS mínimos para as respectivas linhas com as situações desejadas e para cada coluna de c' (Ex.: 5 kPa) que corresponde as curvas de coesão nos Gráficos $FS \times \beta$ (Figuras 5.12 até 5.15).

Os gráficos $FS \times \beta$ representados pelas Figuras 5.12 até 5.15, nos quais cada gráfico $FS \times \beta$ representa a altura de 10, 20, 30 e 40 m, respectivamente. A relação do gráfico é entre o menor fator de segurança FS e a inclinação da falésia β . Onde as curvas de coesão plotadas variam para cada intercepto de coesão c' adotados num intervalo entre 5 e 210 kPa, de acordo com o que foi mencionado anteriormente. Em que o menor fator de segurança FS foi encontrado pelo método de Bishop por otimização no programa Geo 5.

Assim, tem-se que para as alturas de 10, 20, 30 e 40 m, no intervalo da inclinação dos perfis entre 30 e 90°, os maiores valores dos FS mínimos, respectivamente, são 8,72; 5,26; 4,05 e 3,42. Todos para $\beta=30^\circ$ e $c'=210\text{kPa}$, portanto observa-se quanto o fator de segurança diminuiu com o aumento da altura. Já o menor valor de FS mínimo 1,00 aparece a partir da inclinação de 45° para a altura $H=10\text{m}$, 40° para 20 m, 40° para 30 m e 35° para 40 m de altura. O que mostra com quais dimensões a falésia pode entrar em ruptura considerando o c' .

Nos gráficos $FS \times \beta$ observa-se que no intervalo do intercepto de coesão entre 5 kPa e 120 kPa para a menor inclinação (30°), o fator de segurança mínimo varia entre 1,44 e 8,72, para a altura de 10 m; 1,27 e 5,26, para 20 m; 1,21 e 4,05, para 30m; e 1,17 e 3,42; para 40 m. Então, o intervalo do FS mínimo é maior na situação de 10 m do que no de 40 m de altura, ou seja, a variação da coesão tem maior influência no FS mínimo em falésias mais baixas. Assim quanto menor a altura, maior a estabilidade (FS mínimo).

Tabela 5.5 - Dados dos Gráficos $FS \times \beta$

Tabela com os Fatores de Segurança FS para o Gráfico 4A ($FS \times \beta$), com coesão variando e H=10 m														
β (°)	c'	5 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	70 kPa	90 kPa	120 kPa	150 kPa	180 kPa	210 kPa
30		1,44	1,71	1,95	2,16	2,57	2,96	3,33	4,05	4,75	5,77	6,77	7,75	8,72
35		1,24	1,50	1,73	1,93	2,33	2,69	3,05	3,74	4,41	5,40	6,37	7,34	8,30
40		1,09	1,34	1,55	1,75	2,12	2,48	2,82	3,48	4,12	5,08	5,98	6,96	7,88
45		1	1,21	1,41	1,60	1,95	2,29	2,62	3,25	3,87	4,78	5,70	6,64	7,49
50		1	1,09	1,29	1,47	1,81	2,13	2,44	3,05	3,64	4,55	5,43	6,26	7,13
55		1	1	1,18	1,35	1,70	1,98	2,28	2,86	3,43	4,27	5,11	5,94	6,77
60		1	1	1,09	1,25	1,56	1,85	2,13	2,69	3,23	4,04	4,84	5,64	6,44
70		1	1	1	1,06	1,33	1,59	1,85	2,35	2,85	3,59	4,33	5,06	5,79
80		1	1	1	1	1,12	1,35	1,58	2,02	2,47	3,14	3,8	4,47	5,15
90		1	1	1	1	1	1,12	1,32	1,71	2,09	2,70	3,28	3,88	4,45

Tabela com os Fatores de Segurança FS para o Gráfico 4B ($FS \times \beta$), com coesão variando e H=20 m														
β (°)	c'	5 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	70 kPa	90 kPa	120 kPa	150 kPa	180 kPa	210 kPa
30		1,27	1,44	1,58	1,71	1,95	2,16	2,37	2,77	3,15	3,69	4,23	4,75	5,26
35		1,09	1,24	1,38	1,50	1,73	1,93	2,13	2,51	2,87	3,4	3,91	4,41	4,91
40		1	1,05	1,18	1,30	1,51	1,70	1,89	2,24	2,58	3,08	3,56	4,04	4,51
45		1	1	1,09	1,21	1,41	1,60	1,78	2,12	2,45	2,94	3,41	3,87	4,34
50		1	1	1	1,09	1,29	1,47	1,64	1,97	2,25	2,74	3,19	3,64	4,10
55		1	1	1	1	1,18	1,35	1,52	1,83	2,13	2,57	3,00	3,43	3,85
60		1	1	1	1	1,08	1,25	1,40	1,70	1,99	2,41	2,82	3,23	3,64
70		1	1	1	1	1	1,06	1,20	1,46	1,72	2,10	2,47	2,81	3,22
80		1	1	1	1	1	1	1	1,24	1,47	1,80	2,14	2,47	2,80
90		1	1	1	1	1	1	1	1,02	1,22	1,51	1,80	2,10	2,39

Tabela com os Fatores de Segurança FS para o Gráfico 4C ($FS \times \beta$), com coesão variando e H=30 m														
β (°)	c'	5 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	70 kPa	90 kPa	120 kPa	150 kPa	180 kPa	210 kPa
30		1,21	1,33	1,44	1,53	1,71	1,87	2,02	2,3	2,57	2,96	3,33	3,69	4,05
35		1,02	1,14	1,24	1,34	1,50	1,65	1,8	2,07	2,32	2,69	3,05	3,4	3,74
40		1	1	1,05	1,14	1,3	1,44	1,57	1,83	2,07	2,42	2,76	3,08	3,41
45		1	1	1	1,05	1,21	1,34	1,47	1,72	1,95	2,29	2,62	2,94	3,25
50		1	1	1	1	1,09	1,23	1,35	1,58	1,81	2,13	2,44	2,74	3,05
55		1	1	1	1	1	1,12	1,24	1,46	1,68	1,98	2,28	2,57	2,86
60		1	1	1	1	1	1,03	1,14	1,35	1,55	1,85	2,13	2,41	2,68
70		1	1	1	1	1	1	1	1,15	1,33	1,59	1,84	2,1	2,35
80		1	1	1	1	1	1	1	1	1,12	1,35	1,58	1,8	2,02
90		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1,12	1,31	1,51	1,70

Tabela com os Fatores de Segurança FS para o Gráfico 4D ($FS \times \beta$), com coesão variando e H=40 m														
β (°)	c'	5 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	70 kPa	90 kPa	120 kPa	150 kPa	180 kPa	210 kPa
30		1,17	1,27	1,36	1,44	1,58	1,71	1,83	2,06	2,27	2,57	2,87	3,15	3,42
35		1	1,09	1,17	1,24	1,38	1,50	1,62	1,83	2,04	2,33	2,60	2,87	3,14
40		1	1	1,02	1,09	1,22	1,34	1,45	1,65	1,85	2,13	2,39	2,65	2,9
45		1	1	1	1	1,09	1,21	1,31	1,51	1,69	1,95	2,21	2,45	2,7
50		1	1	1	1	1	1,09	1,19	1,38	1,56	1,81	2,05	2,28	2,52
55		1	1	1	1	1	1	1,09	1,27	1,44	1,68	1,91	2,13	2,35
60		1	1	1	1	1	1	1	1,17	1,33	1,55	1,77	1,99	2,20
70		1	1	1	1	1	1	1	1	1,13	1,33	1,52	1,72	1,91
80		1	1	1	1	1	1	1	1	1,12	1,29	1,47	1,63	1,83
90		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1,07	1,21	1,36

Obs.: Os Fatores de segurança são os menores encontrados nas análises de estabilidade da falésia homogênea

Seguindo o mesmo raciocínio do parágrafo anterior. Mudando-se apenas a menor inclinação β de 30° para a mais íngreme de 90° . Chegou-se aos seguintes intervalos de fatores de segurança mínimos, 1,00 e 4,45 para a altura de 10 m, 1,00 e 2,39 para 20 m, 1,00 e 1,70 para 30m e 1,00 e 1,36 para 40 m. Então, nota-se que a influência da coesão do solo na variação do FS mínimo foi ainda menor quando se aumentou o ângulo β de 30° para 90° , ou seja, quanto maior a inclinação β , menor é a influência do intercepto de coesão do solo e menor a estabilidade da falésia.

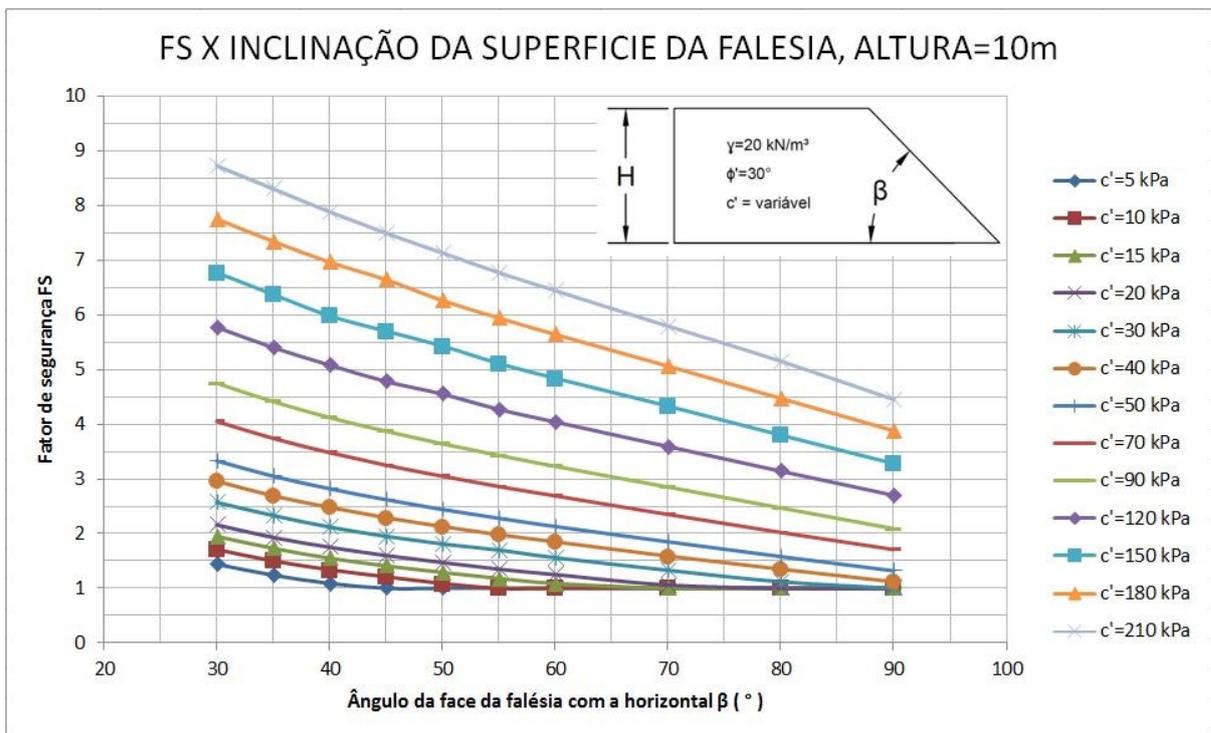


Figura 5.12 – Gráfico FS x β , para altura H=10m.

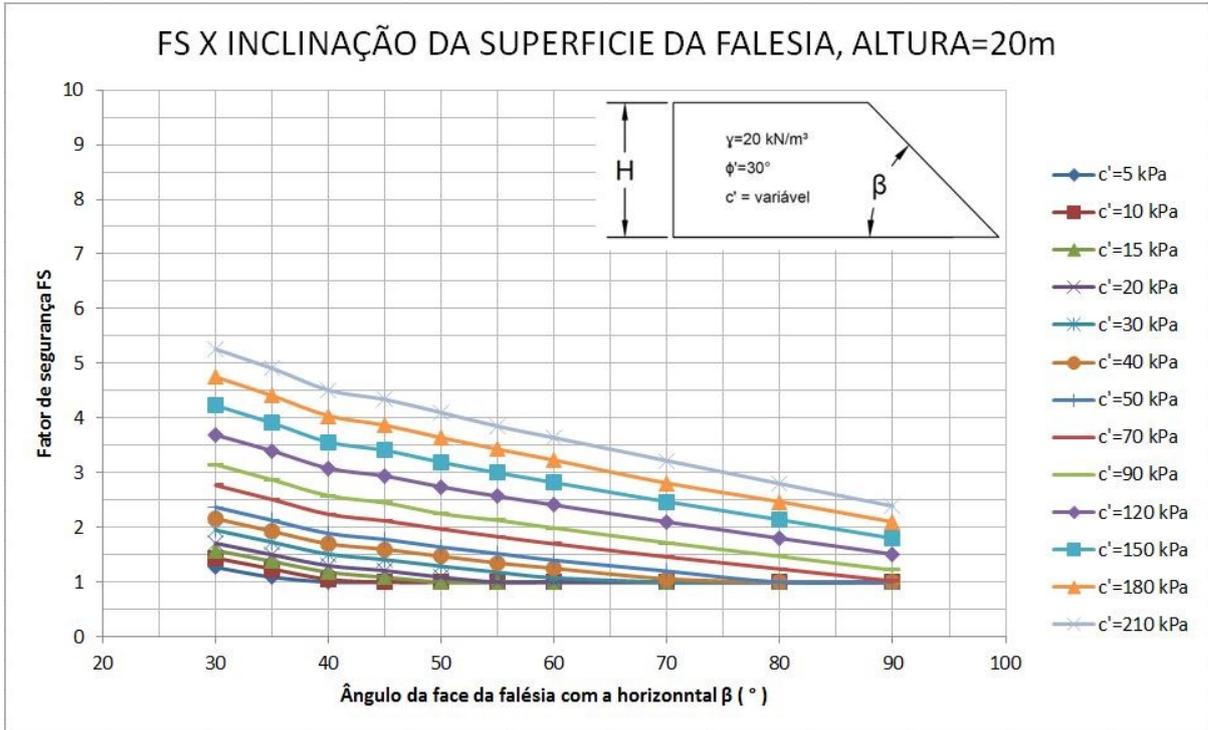


Figura 5.13 - Gráfico FS x β, para altura H=20m.

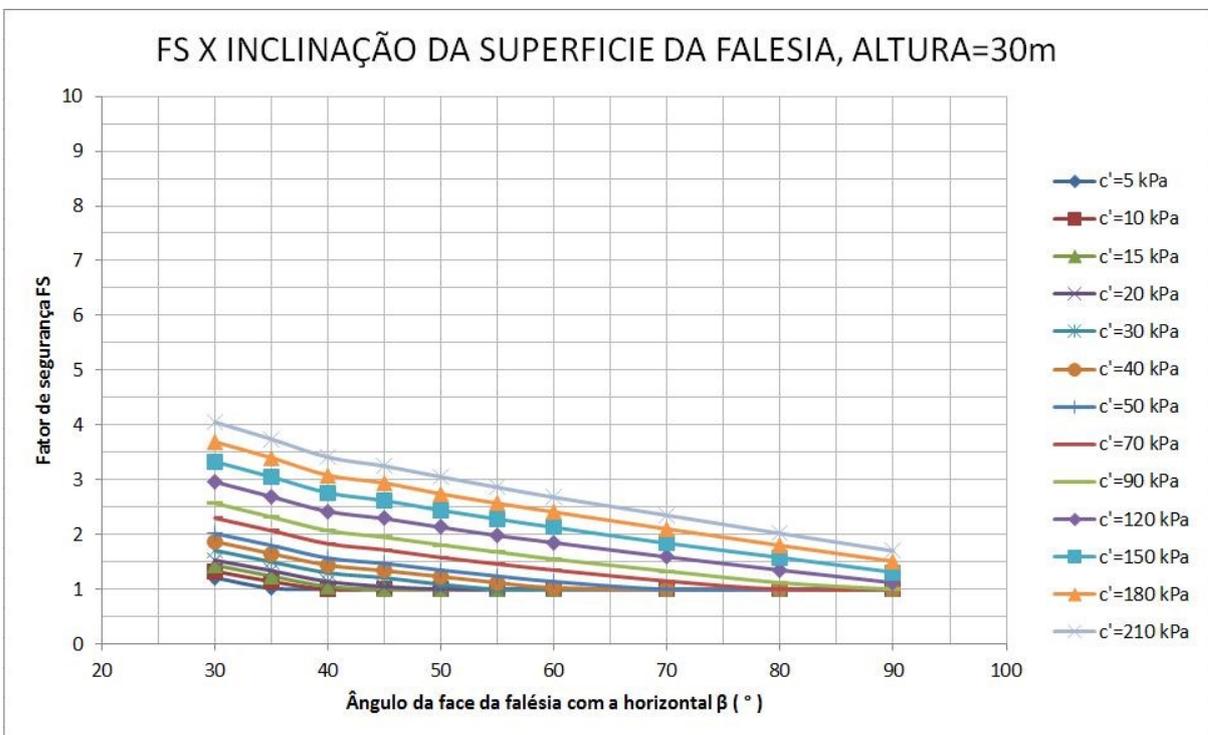


Figura 5.14 – Gráfico FS x β, para altura H=30m.

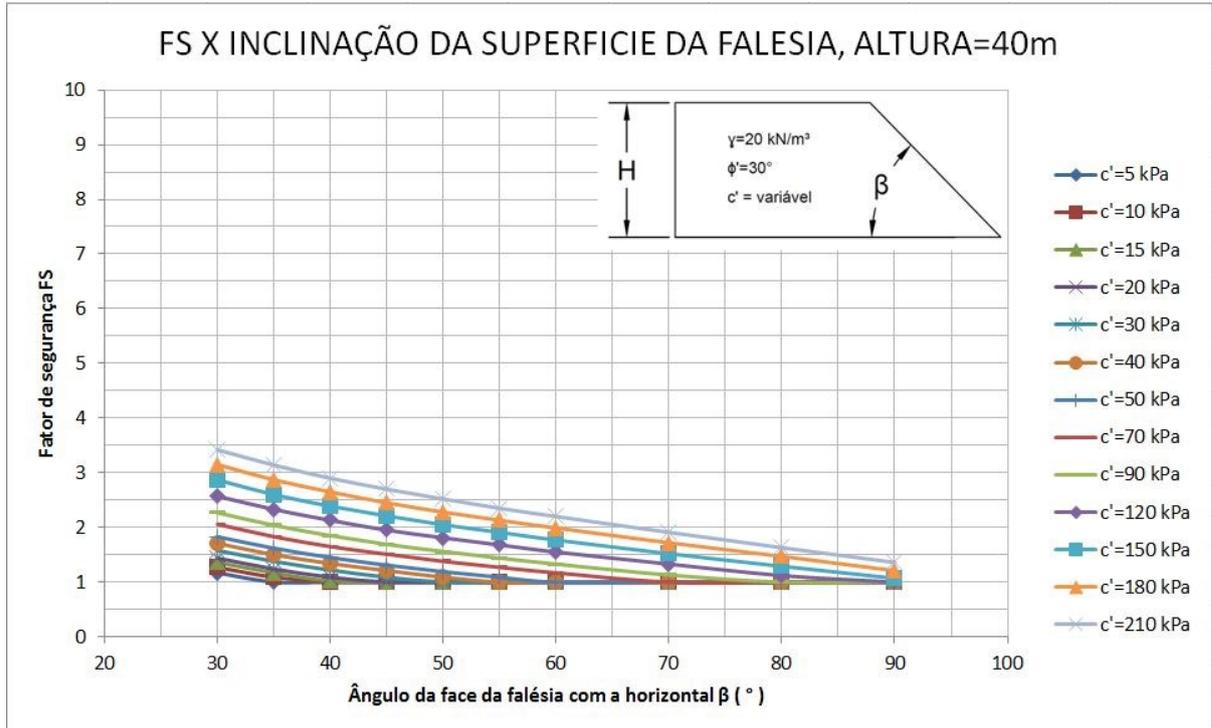


Figura 5.15 - Gráfico FS x β , para altura H=40m.

Portanto, observou-se que a influência da coesão diminui com o aumento da altura e da inclinação da falésia. Outro ponto importante no resultado destes gráficos $FS \times \beta$, é a possibilidade de se obter uma equação geral para encontrar o menor FS de um talude/falésia.

A partir desses gráficos foi gerado um ábaco (Figura 5.16), onde é possível relacionar esses gráficos em função da variação da altura, além de auxiliar na obtenção do menor fator de segurança considerando a situação da falésia ou talude.

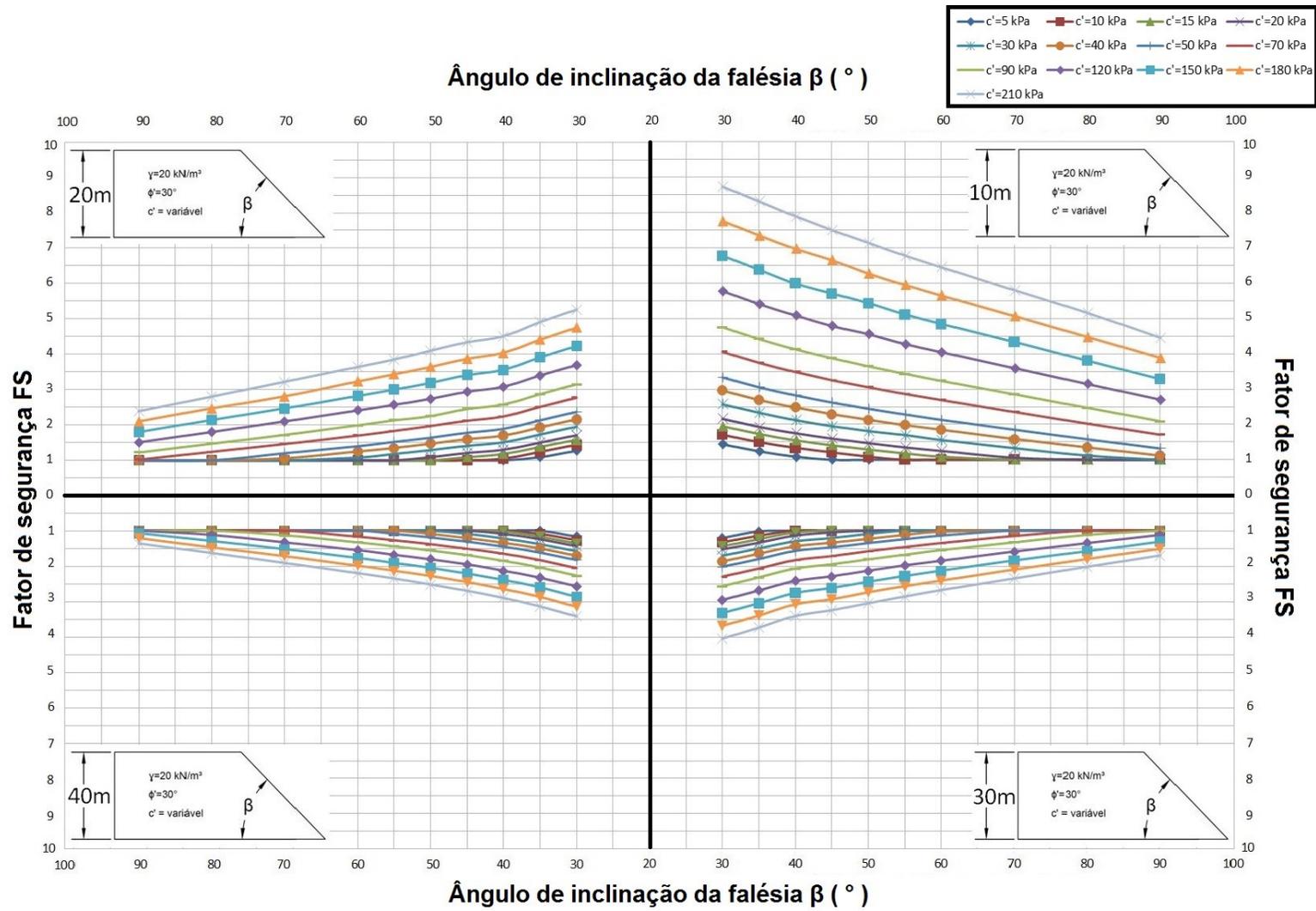


Figura 5.16 - Ábaco gerado a partir dos Gráficos FS x β

5.2. Resultado da Simulação 2: Falésia da Ponta do Pirambu

A Simulação 2 foi subdividida em análises considerando três hipóteses para a falésia da Ponta do Pirambu. Essas hipóteses consideraram as situações sem e com colúvio para superfícies potenciais de ruptura localizadas e essas mesmas situações com uma superfície potencial de ruptura global.

5.2.1. Análise das situações sem colúvio

Nas análises de estabilidade da falésia da Ponta do Pirambu foram obtidos os fatores de segurança para cada situação de S1 até S6 por meio de otimização realizada pelo programa Geo 5 utilizando os cinco métodos de análise conforme descrito no Capítulo 4.

Foram desenvolvidas 6 situação sem presença de colúvio, com o objetivo de gerar uma situação na qual fosse possível observar um menor fator de segurança com uma superfície de ruptura global. Porém, as 5 evoluções feitas a partir da situação inicial representada pela situação S1 geraram apenas superfícies potenciais de rupturas locais representadas pelas curvas vermelhas nas Figuras 5.17 à 5.22, mais especificamente no topo da falésia, com fatores de segurança aumentando a medida que as situações evoluíram de uma para outra, após deslizamento. Encerraram-se as análises quando o menor fator de segurança atingiu o valor de 2,36 na situação S6, fator de segurança considerado alto.

As Figuras 5.17 até 5.22 ilustram a curva da superfície potencial de ruptura na falésia com seu respectivo fator de segurança pelo método de Bishop. E a Tabela 5.6 resume os fatores de segurança para seus respectivos perfis.

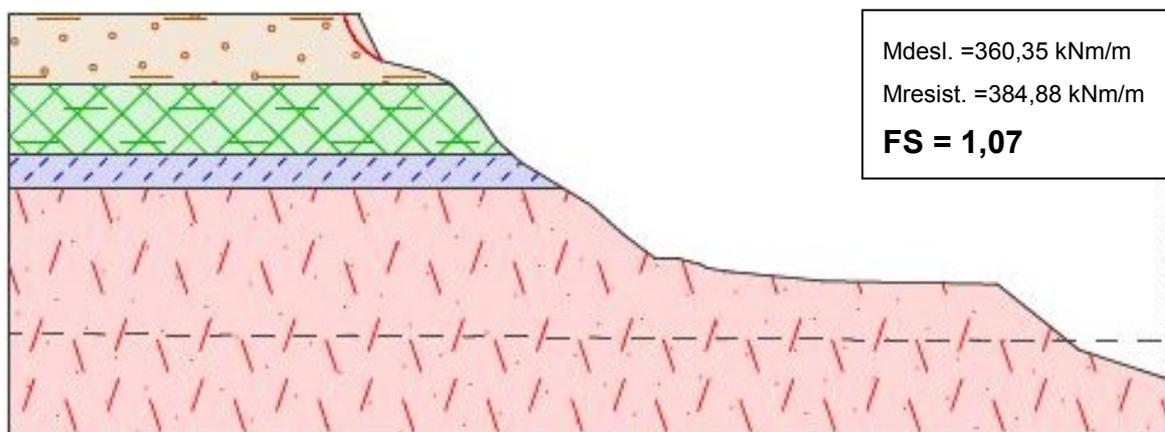


Figura 5.17 - Seção S1 da falésia da Ponta do Pirambu - situação inicial

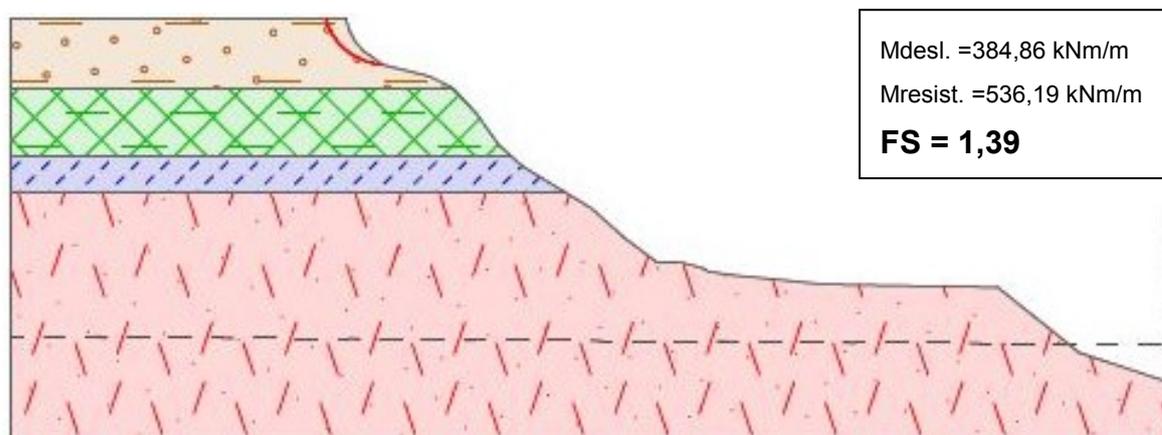


Figura 5.18 - Situação S2 da falésia da Ponta do Pirambu - após deslizamento de S1

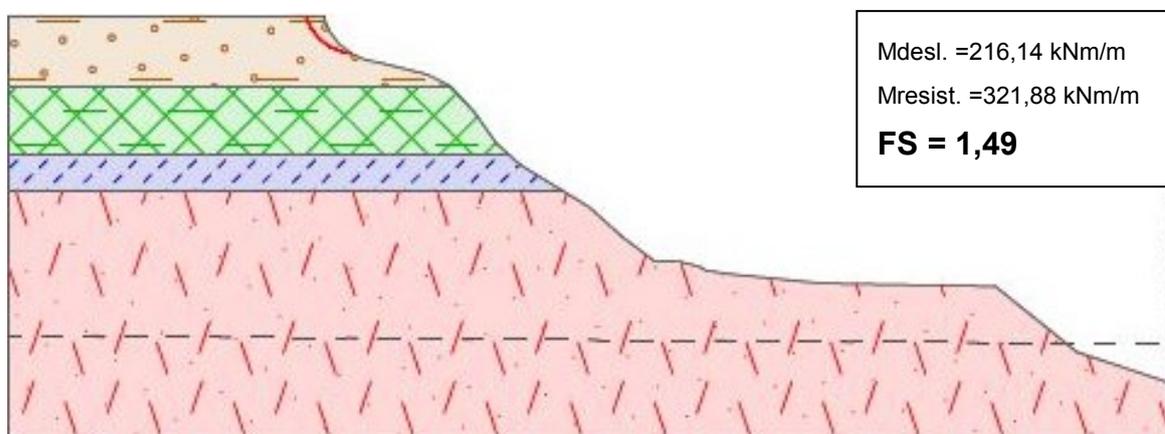


Figura 5.19 - Situação S3 da falésia da Ponta do Pirambu - após deslizamento de S2

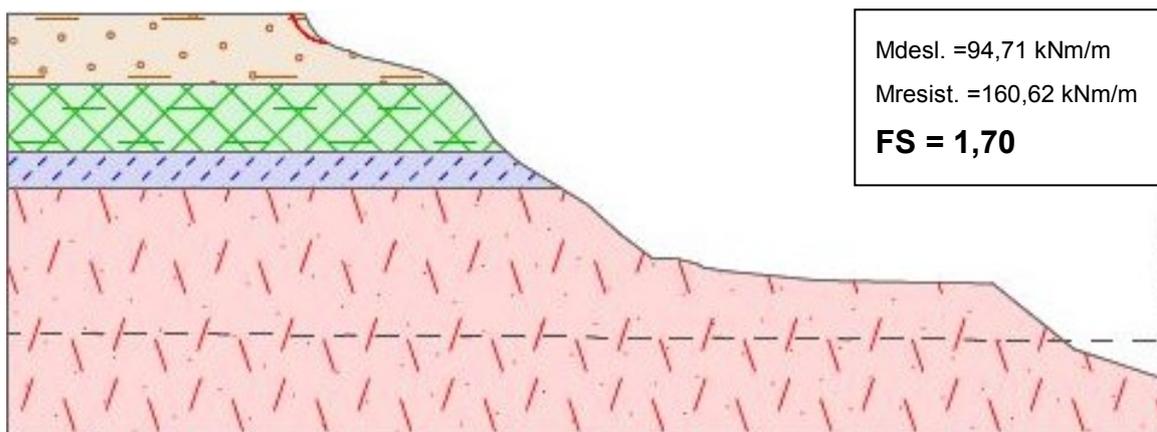


Figura 5.20 - Situação S4 da falésia da Ponta do Pirambu - após deslizamento de S3

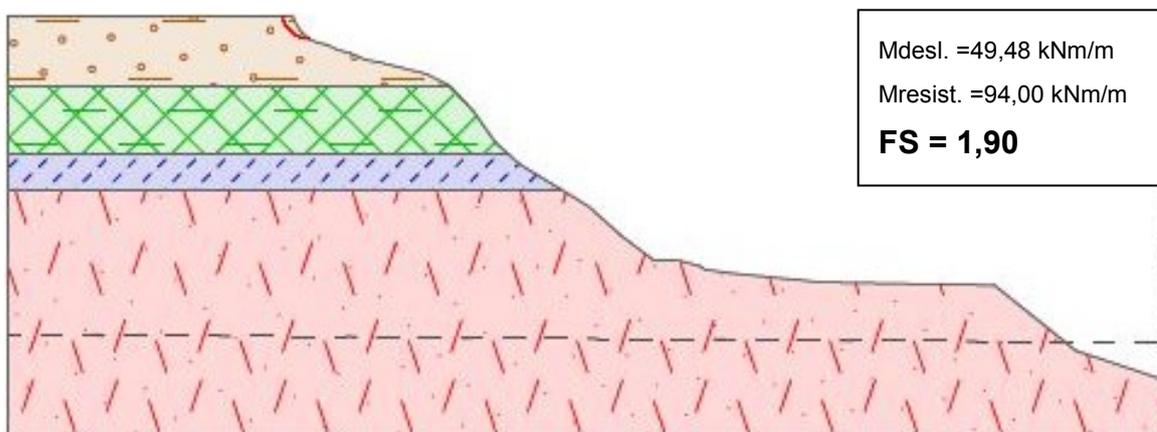


Figura 5.21 - Situação S5 da falésia da Ponta do Pirambu - após deslizamento de S4

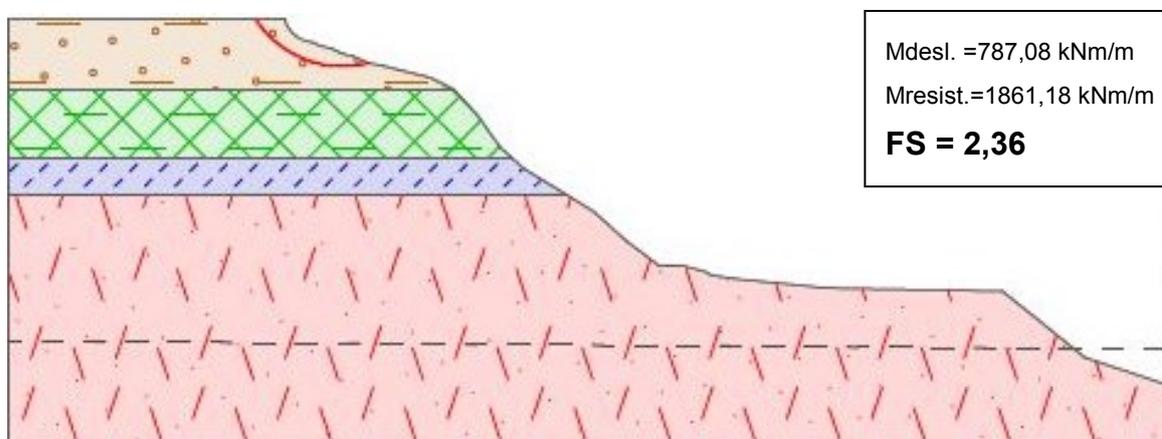


Figura 5.22 - Situação S6 da falésia da Ponta do Pirambu - após deslizamento de S5

Na análise das Figuras 5.17 a 5.22 foi observado um aumento constante do fator de segurança à medida que a seção evolui de S1 até S6. O aumento do fator de segurança mínimo da situação S1 para a situação S2 foi de 29,9% após a remoção da parcela de solo instável da situação S1. Há ainda a situação S3 que apresentou um aumento de 39,2% no fator de segurança mínimo em relação à situação S1, evoluindo para S4 com fator de segurança mínimo 58,9% maior que na situação S1, depois S5 que aumentou 77,6%, e por último, na situação S6 tem fator de segurança mínimo 120,6% acima do *FS* da situação S1.

Esse aumento no fator de segurança se dá devido à diminuição da inclinação β da face da camada do topo, além da diminuição na carga do solo removido. Assim, Ambos os fatores influenciaram diretamente no aumento da estabilidade dessa falésia.

Tabela 5.6 - *FS* para as situações sem colúvio da falésia da Ponta do Pirambu

Situação sem colúvio	Fator de segurança
S1	1,07
S2	1,39
S3	1,49
S4	1,70
S5	1,90
S6	2,36

A partir da Tabela 5.6 observa-se que a falésia da Ponta do Pirambu analisada considerando os solos das camadas saturados apresenta um fator de segurança de 1,07 (equilíbrio marginalmente estável). Entretanto, à medida que se evoluiu a geometria da camada de topo obteve-se fatores de segurança maiores, chegando a 2,36 na situação S6.

Provavelmente a estabilidade da falésia da Ponta do Pirambu tem se mantido estável devido ao fato das camadas de solo não ficarem completamente saturadas na estação chuvosa e proteção natural da vegetação.

5.2.2. Análise das situações com colúvio

Observou-se em campo a presença de colúvio de espessuras variadas conforme a posição na falésia da Ponta do Pirambu. A partir dessa observação acrescentou-se um colúvio de espessura variada na seção S6 conforme visto no Capítulo 4. As análises consideraram uma variação da espessura “e” da camada de colúvio entre 0,50m e 5,00m.

Os resultados dessas análises são apresentados nas Figuras 5.23 a 5.29 e na Tabela 5.7. As curvas vermelhas das Figuras representam a superfície potencial de ruptura.

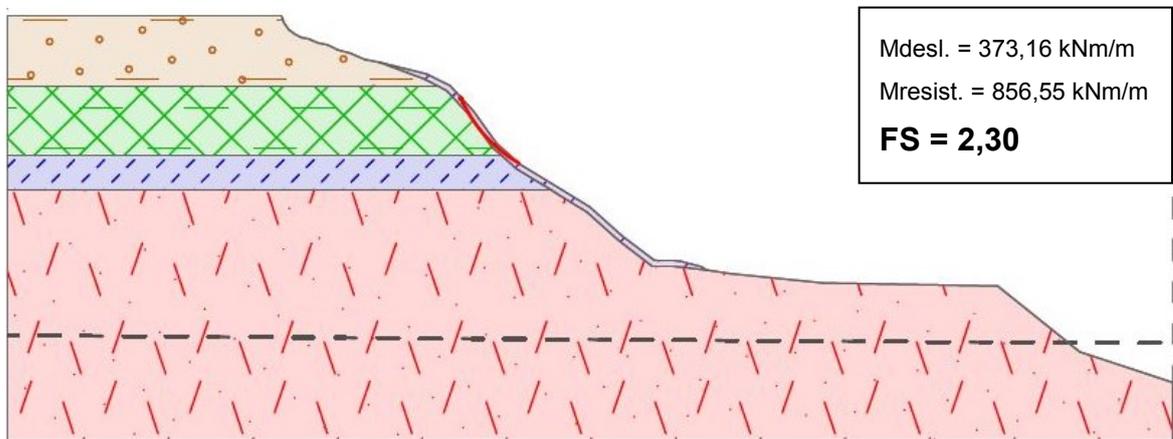


Figura 5.23 - Situação S6A0.5M da falésia da Ponta do Pirambu - com colúvio de 50cm

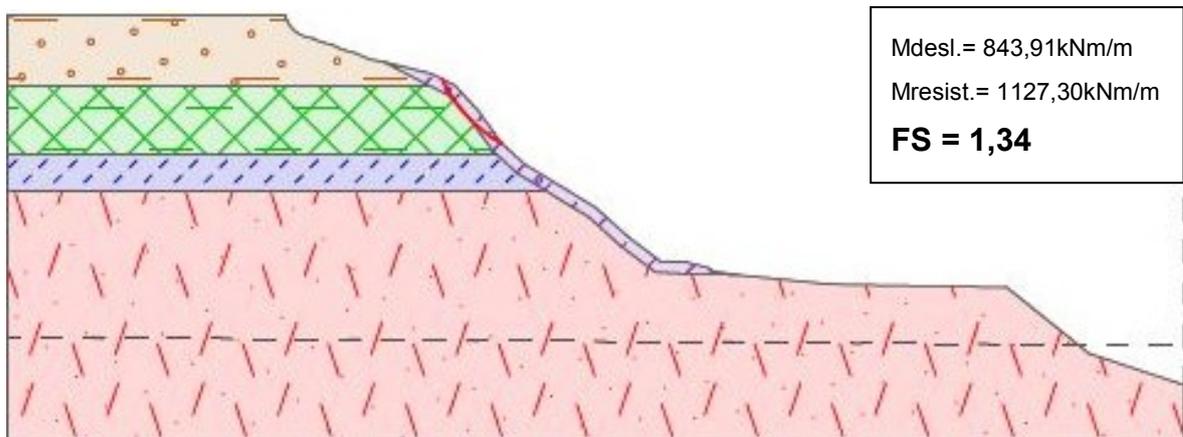


Figura 5.24 - Situação S6B1M da falésia da Ponta do Pirambu - com colúvio de 1m

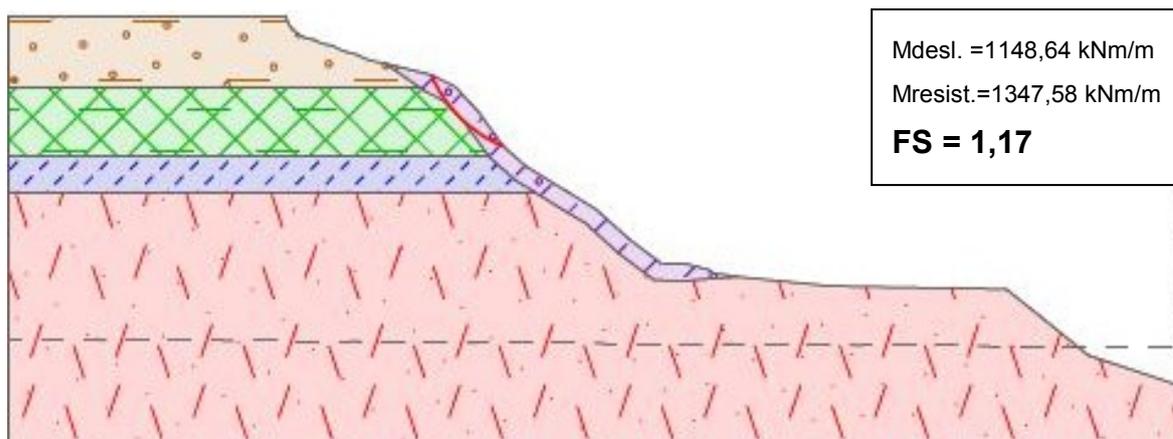


Figura 5.25 - Situação S6C1.5M da falésia da Ponta do Parambu - com colúvio de 1,50m

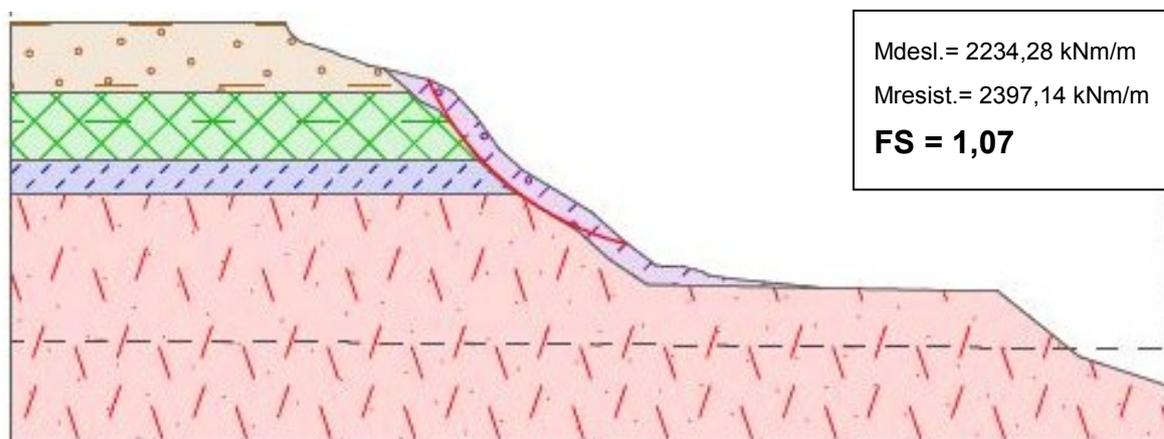


Figura 5.26 - Situação S6D2M da falésia da Ponta do Parambu - com colúvio de 2m

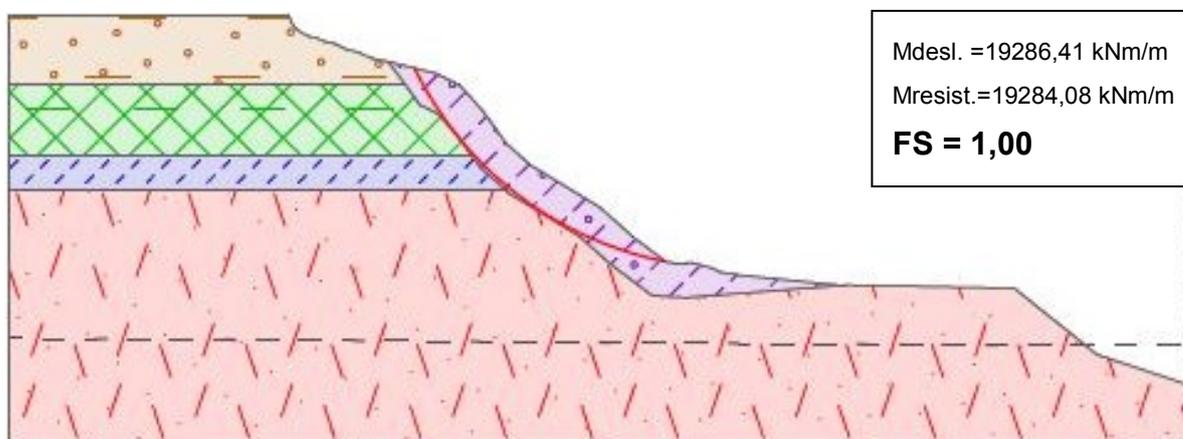


Figura 5.27 - Situação S6E3M da falésia da Ponta do Parambu - com colúvio de 3m

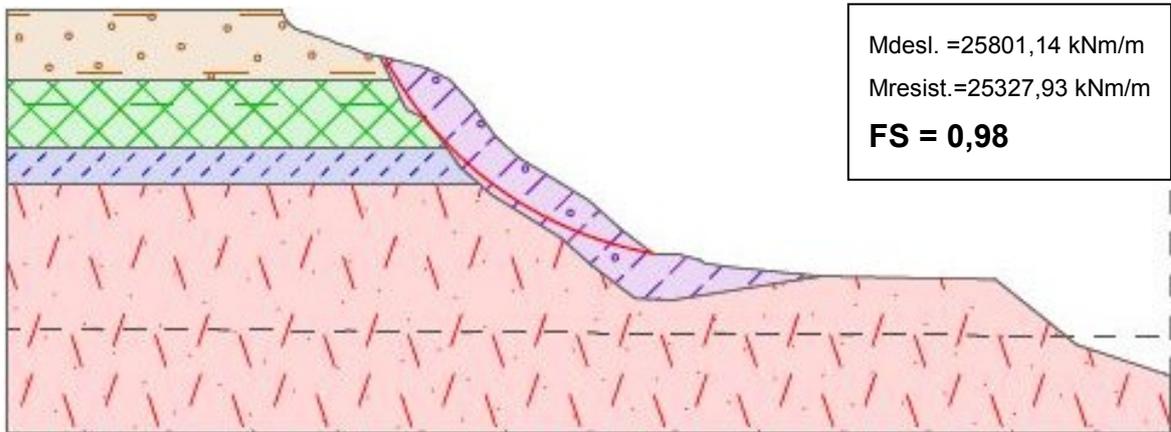


Figura 5.28 - Situação S6F4M da falésia da Ponta do Parambu - com colúvio de 4m

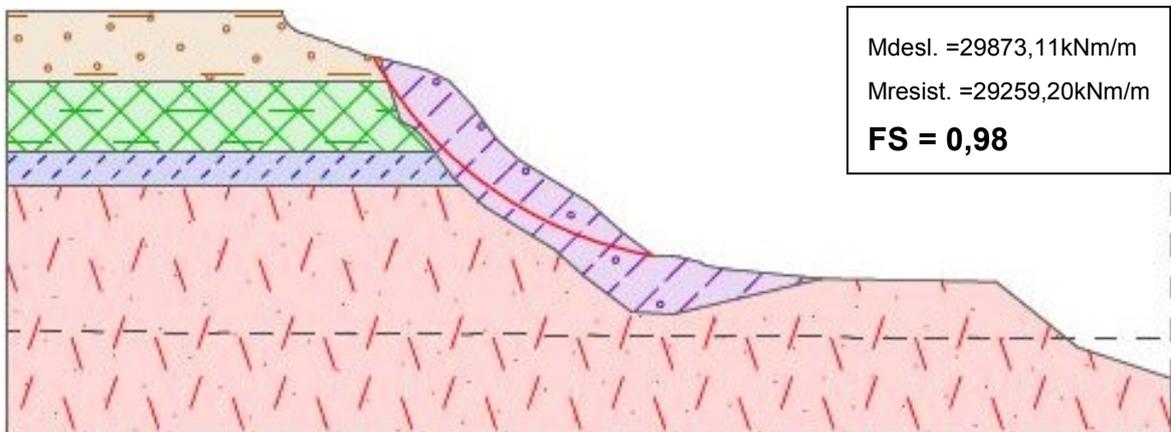


Figura 5.29 - Situação S6G5M da falésia da Ponta do Parambu - com colúvio de 5m

A partir das análises das Figuras 5.23 a 5.29 observa-se que apenas na situação S6A0.5M (Figura 5.23) o fator de segurança apresentou-se alto. Ao se comparar essa situação com a situação S6 sem colúvio (Figura 5.22) foi possível observar um decréscimo de 2,5 % no fator de segurança mínimo da falésia com a presença de colúvio que foi de 2,36 para 2,30. Já a situação S6B1M com a profundidade do colúvio aumentada para 1m, obtém-se um fator de segurança mínimo de 1,34 diminuindo 43,2% em relação ao FS de S6. Ao aumentar o colúvio para 1,50 m (situação S6C1.5M) ocorre uma redução do FS em 50,4%, em relação a S6.

No colúvio da situação S6D2M o FS é 1,07 que diminuiu 54,7% em relação ao FS de S6. O mesmo ocorre com a situação S6E3M com colúvio de 3 m de profundidade que apresenta $FS=1,00$ (diminuição de 57,6% em relação ao FS de S6). As duas últimas situações, S6F4M e S6G5M, obtiveram mesmos fatores de segurança iguais à 0,98 (decréscimo de 58,5% em relação ao FS de S6), entretanto o volume deslocado de solo será maior com colúvio de 5 m de profundidade.

Assim, tem-se que na situação S6A0.5M com colúvio de 50 cm a falésia é estável. Na situação S6B1M com colúvio de 1 m o FS encontra-se abaixo do considerado pela NBR 11682:2009 no caso considerado. Nas situações S6C1.5M, S6D2M e S6E3M o equilíbrio apresenta-se marginalmente estável e nas situações S6F4M e S6G5M o equilíbrio apresenta-se instável podendo ocorrer deslizamento com superfície potencial de ruptura próxima da interface entre o colúvio e as demais camadas da falésia. Assim, na falésia da Ponta do Pirambu, se o colúvio tiver espessura abaixo de 1,00m, essa falésia é considerada estável.

Segundo o perfil de sondagem SPT na camada do meio (Severo, 2011) observou-se que existe uma camada de 70 cm composta de argila com areia fina e média, nódulos de oxido de ferro e matéria orgânica, cinza e de consistência variada. Por essas características e de acordo com os ensaios realizados em laboratório (Item 3.4) com o bloco indeformado do colúvio observa-se uma mistura de vários tipos de materiais e um solo fofo, o que leva a hipótese da existência do colúvio dessa espessura. Ao considerar a hipótese de colúvio com 70 cm de espessura, o FS encontra-se na situação de colúvio entre 50 cm e 1m, que implica num fator de segurança entre 2,30 e 1,34.

Tabela 5.7 – FS para situações com colúvio da falésia da Ponta do Pirambu

Situação com colúvio	Fator de segurança
S6A50CM	2,30
S6B1M	1,34
S6C1.5M	1,17
S6D2M	1,07
S6E3M	1,00
S6F4M	0,98
S6G5M	0,98

A partir da Tabela 5.7 observa-se que a falésia da Ponta do Pirambu analisada com a presença de colúvio considerando os solos das camadas saturados apresenta fatores de segurança decrescendo com o aumento da espessura do colúvio, representados pelas situações S6A50CM a S6G5M. A diminuição do FS apresentado varia de 2,30 até 0,98, saindo de uma situação estável pra situação marginalmente instável a partir do colúvio de 1m de espessura.

Provavelmente a falésia da Ponta do Pirambu manteve-se estável devido sua camada de colúvio ser inferior à 1m de profundidade.

5.2.3. Análise de uma mesma superfície de ruptura global aplicada para todas as situações com e sem colúvio

As análises de estabilidade desse tópico foram realizadas a partir de uma mesma superfície potencial de ruptura global (atravessando todas as camadas) gerada na análise otimizada da situação S1 (situação inicial) e aplicada nas outras 5 situações sem colúvio e nas 7 situações com colúvio por meio de análise padrão pelo método de Bishop. Essa superfície tem seus dados, quanto ao raio R e a posição x e z do centro do círculo demonstrado na Tabela 5.8 e ilustrada na Figura 5.30 que apresenta a curva em vermelho na situação S1.

Tabela 5.8 - Parâmetros da superfície de ruptura global

Parâmetros da superfície de deslizamento							
Centro :	x =	50,92	[m]	Ângulos :	$\alpha_1 =$	-67,54	[°]
	z =	62,21	[m]		$\alpha_2 =$	7,60	[°]
Raio :	R =	34,61	[m]				
A superfície de deslizamento após otimização.							

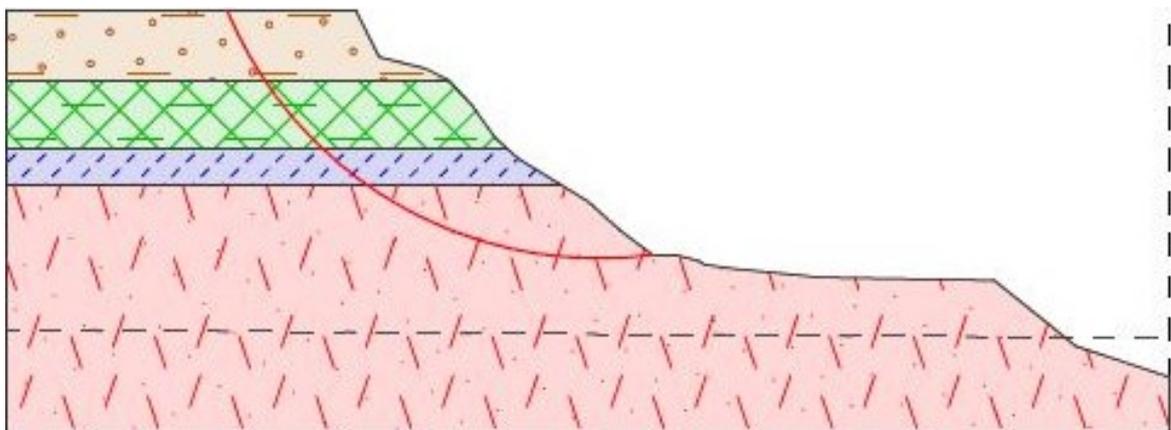


Figura 5.30 - Situação S1 com superfície de ruptura global gerada pela análise otimizada e repetida para as demais seções

Como as curvas são todas iguais e a geometria dos perfis já foram apresentados nos itens 5.2.1. e 5.2.2. Os resultados são apresentados na Tabela 5.9, para as situações sem colúvio, e na Tabela 5.10, para as situações com colúvio, que resumem e relacionam as situações ao seu respectivo fator de segurança.

Tabela 5.9 – *FS* para ruptura global para situação sem colúvio

Situação sem colúvio	Fator de segurança
S1	2,70
S2	2,73
S3	2,78
S4	2,82
S5	2,84
S6	2,86

Tabela 5.10 – *FS* para ruptura global para situação com colúvio

Situação com colúvio	Fator de segurança
S6A50CM	2,83
S6B1M	2,79
S6C1.5M	2,76
S6D2M	2,73
S6E3M	2,65
S6F4M	2,59
S6G5M	2,52

Observa-se na Tabela 5.9 a situação S1 o fator de segurança foi igual à 2,70 para ruptura global. Ao se alterar a geometria do topo da falésia de S1 para S2, houve um aumento no fator de segurança de 2,70 para 2,73, já na situação S3 o *FS* aumentou para 2,78, seguido das situações S4, S5 e S6 com, os respectivos *FS* de 2,82, 2,84 e 2,86, ou seja, houve um aumento de aproximadamente 5,9% na estabilidade quando a geometria do topo da falésia na Ponta do Pirambu é alterada da situação S1 para a S6.

Já na Tabela 5.10, nota-se que ao considerar a camada de colúvio de 50 cm na situação S6A0.5M, o fator de segurança passa a diminuir para 1% em relação à situação S6 (tem mesma geometria e não possui colúvio), porém continua mais

estável do que S1. Ao aumentar a profundidade do colúvio para 1m, tem-se a situação S6B1M que apresentou decréscimo do *FS* de 2,4% em relação ao *FS* da situação S6. Para os colúvios com profundidade de 1,5, 2, 3, 4 e 5 m, os fatores de segurança diminuíram respectivamente 3,5%, 4,5%, 7,3%, 9,4% e 11,9% em relação à S6.

Assim, ao considerar a influência da camada de colúvio, observa-se que há um decréscimo no fator de segurança à medida que a profundidade da camada de colúvio aumenta na falésia da Ponta do Pirambu. Esse decréscimo foi de 11,9% para a situação S6G5M em relação ao *FS* de S6. Já o *FS* da situação S6G5M em relação ao *FS* da situação S1 o decréscimo foi de 6,7% devido à alteração da inclinação do topo da situação S6G5M que aumenta o fator de segurança, enquanto que a camada de colúvio diminui esse fator. Portanto, neste caso a influência da camada de colúvio, na estabilidade da falésia, foi maior do que a influência da inclinação do topo. Porém para as espessuras de colúvio abaixo de 2m, o *FS* aumenta em relação ao *FS* da situação S1, devido à influência da inclinação do topo ser maior do que a influência do colúvio.

Observa-se que todas as seções apresentam-se estáveis, ao considerar a hipótese de ruptura global. E que ao suavizar a inclinação do topo da camada na situação S1 até S6, o *FS* da ruptura global aumentou. Porém ao adicionar a camada de colúvio e aumentar sua espessura “e”, notou-se o decréscimo do *FS* da ruptura global em relação à situação S6 e um aumento em relação à situação S1, ocorrendo quando a espessura do colúvio for menor ou igual à 2m.

6. Conclusões

Este Capítulo apresentará as conclusões considerando a análise paramétrica da falésia homogênea e a análise da estabilidade da falésia da ponta do Pirambu. Finalizando com as sugestões para pesquisas futuras.

6.1. Análise paramétrica da falésia homogênea

6.1.1. Gráficos ($H \times \beta$), para $FS=1,00$ e $FS=1,50$

- a) Na análise da falésia homogênea conforme apresentada nos gráficos $H \times \beta$, para $FS=1,00$ e $FS=1,50$, de suas respectivas Figuras 5.1 e 5.2, nota-se que o aumento do c' implica na maior quantidade de possibilidades de configurações geométricas de perfis estáveis.
- b) À medida que o fator de segurança aumenta de 1,00 para 1,50, os perfis com intercepto de coesão abaixo de 10 kPa não atendem as condições de $FS=1,50$, com alturas $H > 10\text{m}$ e inclinações $\beta > 30^\circ$.

6.1.2. Gráficos $FS \times H$

- a) Nos gráficos $FS \times H$ das Figuras 5.3 a 5.9, nota-se que o a falésia homogênea se torna mais estável com a redução da inclinação β , conseqüentemente, aumentando seu FS mínimo.
- b) Conforme esperado, conclui-se que à medida que a inclinação e a altura da falésia aumentam, o fator de segurança mínimo diminui.
- c) A partir desse gráfico é possível obter uma equação de terceira ordem para obtenção do menor fator de segurança em função da geometria e do intercepto de coesão da falésia.
- d) Observa-se que o FS mínimo sofre menor influência do intercepto de coesão c' , à medida que a inclinação β e altura H aumentam.

6.1.3. Gráficos $FS \times \beta$

- a) Na análise dos gráficos $FS \times \beta$ das Figuras 5.12 a 5.15 conclui-se que quanto maiores a altura H e a inclinação β na falésia homogênea, menor será a influência da coesão do solo em sua estabilidade.
- b) A partir desses gráficos é possível obter uma equação geral para determinação do menor fator de segurança em função do intercepto de coesão c' , da inclinação β e da altura H para uma falésia homogênea.

6.2. Análise da estabilidade da falésia da Ponta do Pirambu

6.2.1. Situação sem colúvio

- a) O aumento de 120,6% do fator de segurança mínimo da situação S1 para a S6 se deu devido à diminuição da inclinação β face da camada do topo e devido à redução da carga de solo removido, a partir da evolução de cada situação. Esses fatores influenciaram diretamente no aumento da estabilidade.
- b) Na situação S1, situação inicial, apresenta-se marginalmente estável com FS mínimo de 1,07 com superfície potencial de ruptura localizada no topo da falésia da ponta do Pirambu.
- c) A situação S2 apresentou FS de 1,39, ou seja, os momentos resistentes são maiores do que os momentos de deslizamento, portanto é considerável estável, porém se apresenta abaixo do FS admissível.
- d) As situações a partir de S3 com FS mínimo de 1,49 até S6 com 2,36 são consideradas estáveis por apresentarem FS mínimos próximos e acima do fator de segurança admissível ($FS=1,50$), definido de acordo com a NBR 11682:2009.
- e) O topo da falésia da Ponta do Pirambu tem se apresentado estável devido ao fato das camadas superiores do solo não ficarem completamente saturadas na estação chuvosa em razão da percolação da água no solo.

6.2.2. Situação com colúvio

- a) Com base na sondagem SP 02 realizada por Severo (2011) e nos resultados dos ensaios realizados para a amostra indeformada do colúvio, ambos apresentam um solo fofo com baixa resistência ao cisalhamento, o que leva a concluir que na seção estudada há uma provável camada de colúvio.
- b) À medida que a espessura do colúvio aumentou, a estabilidade da falésia reduziu.
- c) O fator de segurança mínimo da situação com colúvio de 5m (S6G5M) diminuiu 58,5% em relação à situação sem colúvio (S6).
- d) A superfície potencial de ruptura na falésia com colúvio ocorre na interface entre o colúvio e as demais camadas.
- e) A falésia da Ponta do Pirambu apresenta-se estável com colúvio de espessura inferior à 1m com fator de segurança mínimo de 1,34.
- f) A falésia da Ponta do Pirambu pode alcançar a ruptura quando a espessura do colúvio for superior a 2m.

6.2.3. Análise da estabilidade global

- a) O menor *FS* da estabilidade global foi 2,52 na situação mais desfavorável, com colúvio de 5m de espessura (S6G5M). Enquanto que na situação S1 (situação inicial) o *FS* da estabilidade global foi 2,70. Portanto, conclui-se que na análise da estabilidade global a falésia da Ponta do Pirambu encontra-se estável.
- b) Ao diminuir a inclinação do topo da situação S1 até S6 (situações sem colúvio) o *FS* da estabilidade global aumentou 5,9%.
- c) Porém, notou-se o decréscimo do *FS* em 1% em relação à situação S6 ao adicionar a camada de colúvio com 0,50m e 11,9% em relação à situação S6 ao aumentar a profundidade do colúvio para 5m.
- d) As situações com colúvios de profundidade de 0,50, 1, 1,50 e 2 m aumentaram o *FS* da estabilidade global respectivamente em 4,8%, 3,3%,

2,2%, 1,1% comparados ao *FS* da situação S1 (situação inicial). Já para os colúvios com profundidade de 3, 4 e 5m o *FS* passa a diminuir respectivamente em 1,8%, 4,1% e 6,7% em relação ao *FS* da seção S1. Portanto, conclui-se que se a espessura “e” do colúvio na falésia da Ponta do Pirambu for menor que 2m. Portanto, em relação à situação S1, a inclinação e redução da carga do topo têm maior influência no *FS* da estabilidade global, do que o aumento da espessura “e” da camada de colúvio.

6.3. Conclusão final

Concluiu-se que os gráficos $H \times \beta$, $FS \times H$ e $FS \times \beta$ são muito úteis para análises preliminares, para a definição de áreas críticas em mapeamentos de riscos em áreas de falésias e para determinação de uma equação para obtenção do menor fator de segurança em função dos parâmetros de resistência e da geometria de um talude. Em relação a falésia da Ponta do Pirambu, os resultados mostraram que a falésia está sujeita a deslizamentos superficiais localizados nos pontos onde pode haver a presença do colúvio com espessuras superiores a dois metros. Entretanto, a falésia se mantém estável apresentando fator de segurança global igual ou superior a 2,50 na condição saturada.

6.4. Sugestões para pesquisas

- a) Analisar a estabilidade da falésia da Ponta do Pirambu considerando as superfícies planares de rupturas.
- b) Analisar a influência da vegetação regional na estabilidade das falésia da Ponta do Pirambu.
- c) Definir uma relação entre o fator de segurança mínimo e o volume de solo deslocado em função do raio e da posição do centro da superfície de ruptura.
- d) Realizar análises paramétricas, gerando os gráficos semelhantes, porém variando os parâmetros γ e ϕ' .
- e) A partir dos novos estudos propostos, definir uma equação geral para obtenção do menor fator de segurança em função da geometria e dos parâmetros de resistência do solo.
- f) Fazer um estudo de mapeamento de risco das falésias do município de Tibau do Sul considerando a possibilidade de utilização dos gráficos gerados neste trabalho.
- g) Elaborar a carta geotécnica do município de Tibau do Sul considerando a situação das falésias já ocupadas.

Referências

- Alfredini, P. (2005). Obras e Gestão de Portos e Costas. São Paulo: Edgard Blucher,.
- Alheiros, M.M.; Lima Filho, F.M.; Monteiro, F.A.J.; Oliveira Filho, S.J. (1988). “Sistemas deposicionais da Formação Barreiras no Nordeste Oriental”. Anais do Congresso Brasileiro de Geologia, 1, Belém. v. 2. pp. 753-760.
- Amaral, R.F. (2001) A Dinâmica Ambiental e o Problema da Erosão na Zona Costeira do Município de Tibau do Sul. IDEMA, Relatório Interno. 45p.
- Angelim, L.A.A., Medeiros, V.C., Nesi, J.R. (2006). “Programa Geologia do Brasil – PGB. Projeto Geologia e Recursos Minerais do Estado do Rio Grande do Norte. Mapa geológico do Estado do Rio Grande do Norte”. Escala. 1:500.000. Recife: CPRM/FAPERN, 2006. 1mapa color.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6457 (1986) – “Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização”. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459 (1984) – “Solo Determinação do limite de liquidez”. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6508 (1984) – “Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm - Determinação da massa específica”. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7180 (1984) – “Solo - Determinação do limite de plasticidade”. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181 (1988) – “Análise granulométrica de solos”. Rio de Janeiro
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11682 (2009) – “Estabilidade de encostas”. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 10838 (1988) – “Solo - Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas, com emprego de balança hidrostática - Método de ensaio”. Rio de Janeiro.

ASTM D3080 (2011) – “Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions”.

Bandeira, A. P. N. (2003). “Mapa de Risco de Erosão e Escorregamento das Encostas Ocupadas do Município de Camaragibe-PE”. Dissertação de Mestrado. UFPE. CTG. Engenharia Civil, Recife-PE.

Bandeira, A. P. N.; Coutinho, R. Q.; Alheiros, M. M. (2004). “Landslide Hazard Map in one Area of The Municipal District of Camaragibe-PE/Brazil”. 9th International Symposium On Landslides, Rio de Janeiro, p. 303-309.

Bishop, A.W. (1955), “The use of the slip circle in the stability analysis of slopes”. *Geotechnique*, Great Britain, v. 5, n. 1, pp. 7-17.

Bishop, A.W. (1958), “Test requirements for measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest”. In: *Conference on Earth Pressure Problems*. Brussels, Belgium, vol. 1, pp. 2-14.

Braga, K.G. (2005). “O uso de checklist na identificação de processos erosivos costeiros”. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária), Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 109p.

Collins, B.D. (2004). “Failure mechanics of weakly lithified sand coastal bluff deposits.” Ph.D. dissertation, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of California, Berkeley, Calif.

Collins, B.D.; Sitar, N. (2008). “Processes of Coastal Bluff Erosion in Weakly Lithified Sands”. Pacifica, California, USA. *Geomorphology*, 97, p. 483-501.

Collins, B.D.; Sitar, N. (2009). “Geotechnical Properties fo Cemented Sands in Steep Slopes”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, v. 135, n. 10, p. 1359-1366.

Collins, B.D.; Sitar, N. (2011). “Stability of steep slopes in cemented sands”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, v. 137, n. 1, p. 43-51.

Coutinho, R.Q., Oliveira, J.R., Lima Filho, M.F., Coelho, F. A. A., Santos, L. M. (1999). “Estudo da Erosão da Encosta do Horto de Dois Irmãos – PE”. 9º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia (CD-ROM), São Paulo, ABGE.

- Coutinho, R.Q.; Severo, R.N.F. (2009). "Conferência Investigação Geotécnica Para Projeto de Estabilidade de Encostas". 5ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, COBRAE, São Paulo, p. 55.
- Coutinho, R. Q.; Souza Neto, J.B; Santos, L.H & Lafayette, K.P.V. (2006). "Geotechnical characterization of an unsaturated soil in the Barreiras Formation, Pernambuco, Brazil". The fourth International Conference on Unsaturated Soils. Carefree-AZ, USA, Abril.
- Deere, D.V; Patton, F.D. (1971): "Slope Stability in Residual Soils". In: 4th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Puerto Rico, Vol. I, pp. 87-170.
- Diniz, R.F. (2002). "A Erosão Costeira ao Longo do Litoral Oriental do Rio Grande do Norte: Causas, Consequências e Influência nos Processos de Uso e Ocupação da Região Costeira". Tese de Doutorado, Programa de Pós-graduação em Geologia, Universidade Federal da Bahia, 180 p.
- Edil, T.B.; Vallejo, L.E. (1977). "Shoreline erosion and landslides in the Great Lakes". Proc. 9th Intern. Conf. Soil Mech. Foundation Eng., Tokyo, 2:51 – 57.
- Edil, T.B.; Vallejo, L.E. (1980). "Mechanics of coastal landslides and the influence of slope parameters". In: S.L. Koh (editor), Mechanics and Slope Stability. Eng. Geol., 16: 83-96.
- Ferreira, S. R. M. (1995). "Colapso e expansão de solos naturais não saturados devido à inundação". Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- Fellenius, W. (1936). "Calculation of stability of earth dams". In: Congress on Large Dams, 2. Washington, Vol. 4, pp. 445-463.
- Fiori, P.F.; Camignani, L. (2009). "Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações a estabilidade de taludes. 2. ed. São Paulo: UFPR e Oficina de Textos.
- Gerscovich, D.M.S. (2012). "Estabilidade de Taludes". Editora Oficina de textos, São Paulo, p. 166.
- Guidicini, G.; Nieble, C.M. (1983). "Estabilidade de taludes naturais e de escavação. São Paulo: Edgard Blucher.

- Gusmão Filho, J. A., Justino da Silva, J. M, Jucá, J. F. T. e Ferreira, S. R. M. (1986). "Parâmetros Geomecânicos dos Solos dos Morros de Olinda". In 378VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - COBRAMSEF, Vol. 1, pp 199-210. Porto Alegre-RS.
- Janbu, N. (1954). "Application of composite slip surfaces for stability analysis". In: European Conf. on Stability of Earth Slopes. Stockholm, discussion, 3. pp. 43-49.
- Janbu, N. (1957). "Earth pressure and bearing capacity calculation by generalized procedure of slices". In: Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4. London, n. 2, pp. 207-212.
- Lafayette, K. P. V. (2000). "Comportamento Geomecânico de Solos de Uma Topossequência na Formação Barreiras em uma Encosta na Área Urbana do Recife-PE". Dissertação de Mestrado. UFPE. CTG. Engenharia Civil, Recife-PE.
- Lafayette, K. P. V.; Coutinho, R. Q.; Cavalcanti, B. C. H. (2003). "Avaliação da erosão no Cabo de Santo Agostinho/PE-Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcante". 50 Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental. CD-ROM.
- Lafayette, K. P. V.; Coutinho, R. Q.; Queiroz, J. R. S. Avaliação da erodibilidade como parâmetro no estudo de sulcos e ravinas numa encosta no Cabo de Santo Agostinho – PE. 40 Congresso Brasileiro de Estabilidade de Encostas, COBRAE, Salvador, v. 1, p. 387-399. 2005.
- Lima, A. F. (2002). "Comportamento Geomecânico e Análise de Estabilidade de uma Encosta da Formação Barreiras na Área Urbana da Cidade do Recife". Dissertação de Mestrado. UFPE. CTG. Engenharia Civil, Recife-PE.
- Magalhães, J.S.L.A. (2013). "Estudo da estabilidade da encosta Alto do Padre Cícero no município de Camaragibe – PE". Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFPE, Recife, p. 99.
- Moreira, J.E. (1974). "Estabilidade de Taludes de Solos Residuais de Granito e de Gnaisse". Dissertação de Mestrado, COPPE –UFRJ, Rio de Janeiro, p. 86.
- Morgenstern, N.R.; Price, V.E. (1965). "The analysis of the stability of general slip surfaces". Geotechnique, n. 15, vol. 1, pp. 79-93.

- Nascimento, K.C. (2009). "Monitoramento por DGPS e Análise de Processos Erosivos na Linha de Costa da Praia de Pirangi do Norte – Parnamirim / RN". Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN, p. 97
- Pastore, E.L. (1992). "Massas saprolíticas para fundações de barragens de concreto". Tese M.Sc., EEC/USP, São Paulo.
- Piérri, G.C.S (2008). "Análise de risco à erosão costeira na região de Tibau do Sul/RN através de mapeamento geoambiental e análise morfodinâmica". Dissertação (Mestrado em Geodinâmica). Programa de Pós-graduação em Geodinâmica e Geofísica. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN, p.130.
- Santos Jr., O.F.; Severo, R.N.F.; Scudelari, A.C.; Amaral, R.F. (2008). "Processos de Instabilização em Falésias: Estudo de um Caso no Nordeste do Brasil". Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, SPG, ABMS, ASBGE. n. 114, pp. 71-90.
- Severo, R.N.F. (2005). "Análise da Estabilidade das falésias entre Tibau do Sul e Pipa – RN". Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária), Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN, p. 139.
- Severo, R.N.F. (2011). "Caracterização geotécnica da falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul-RN, considerando a influência do comportamento dos solos nos estados indeformado e cimentado artificialmente". Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil). Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Recife, p. 280.
- Silva, W.S. (2003). "Estudo da Dinâmica Superficial e Geotécnica das Falésias do Município de Tibau do Sul – Litoral Oriental do RN". Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.
- Spencer, E. (1967). "A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slices forces". Geotechnique, n. 17, p. 11-26.
- Townsend, F.C. (1985). "Geotechnical Characteristics of Residual Soils". ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 111, n. 1, pp. 77-94.

Vargas, M. (1985). "The concept of tropical soils". First International Conference on Geomechanics in Tropical Tropical Lateritic and Saprolitic Soil. Brasilia, Brazil, vol.3, pp.101-134.

CPRM (Serviço Geológico Brasileiro), informações sobre a geologia do RN em <http://www.cprm.gov.br> e acessado em 22/11/2014.

INMET (Instituto Nacional de Meteorologia), informações sobre o clima disponível em <http://www.inmet.gov.br> e acessado em 10/12/2013.

Marinha do Brasil, tábua de maré em <http://www.mar.mil.br> e acessado em 08/01/2015

Fine Software (2013), "*User's guide Geo 5*" – *version 16*", p. 1126 em www.finesoftware.eu e acessado em 15/10/2013.