



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
CURSO DE MESTRADO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES

RETROANÁLISE DE RUPTURA DE ESTRUTURA DE
CONTENÇÃO EM RETANGULÕES EM BELO HORIZONTE/MG

SANDRO EDUARDO LIMA PINTO

Belo Horizonte, 12 de julho de 2013

Sandro Eduardo Lima Pinto

**RETROANÁLISE DE RUPTURA DE ESTRUTURA DE
CONTENÇÃO EM RETANGULÕES EM BELO HORIZONTE/MG**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes da Universidade Federal de Minas, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Geotecnia e Transportes.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador(a): Prof. Dr. Lúcio Flávio de Souza Villar

Coorientador(a): Prof. Dr. Gustavo Ferreira Simões

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2013

P659r Pinto, Sandro Eduardo Lima.
Retroanálise de ruptura de estrutura contenção em retângulos em
Belo Horizonte / MG [manuscrito] / Sandro Eduardo Lima Pinto. – 2013.
xx, 180 f., enc.: il.

Orientador: Lúcio Flávio de Souza Villar.
Coorientador: Gustavo Ferreira Simões.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais,
Escola de Engenharia.

Anexos: f.153-156.
Bibliografia: f. 146-152.

1. Mecânica do solo - Teses. 2. Taludes (Mecânica do solo) – Teses.
3. Muros de arrimo – Teses. I. Villar, Lúcio Flávio de Souza. II. Simões,
Gustavo Ferreira. III. Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de
Engenharia. IV. Título.

CDU: 624.13(043)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES



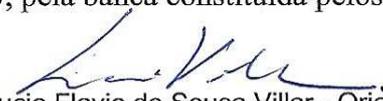
FOLHA DE APROVAÇÃO

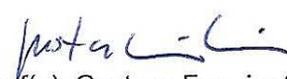
Retroanálise de Ruptura de Estrutura de Contenção em Retângulos em Belo Horizonte/MG

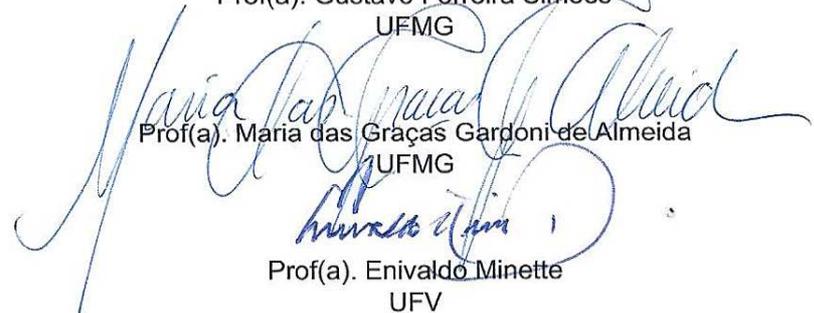
SANDRO EDUARDO LIMA PINTO

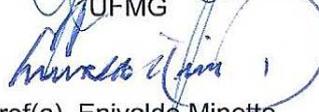
Dissertação submetida à Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em GEOTECNIA E TRANSPORTES, como requisito para obtenção do grau de Mestre em GEOTECNIA E TRANSPORTES, área de concentração GEOTECNIA.

Aprovada em 12 de julho de 2013, pela banca constituída pelos membros:


Prof(a). Lucio Flavio de Sousa Villar - Orientador
UFMG


Prof(a). Gustavo Ferreira Simões
UFMG


Prof(a). Maria das Graças Gardoni de Almeida
UFMG


Prof(a). Enivaldo Minette
UFV

Belo Horizonte, 15 de julho de 2013.

Aos meus pais, Eduardo Alberto Pinto e Elmira das Graças Rossi Lima Pinto, cuja determinação, sacrifício e retidão foram sempre exemplo para mim e meus irmãos.

Em especial, aos meus amados Ângela e Lucas, extensão da minha vida e força do meu viver. Que os frutos deste trabalho possam justificar minha temporária ausência em suas vidas.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que me guia por caminhos seguros e prados verdejantes. Sua presença acompanhou-me até aqui, desde a menor das linhas de projeto até a maior das obras, e naturalmente, em cada página deste trabalho.

Ao meu orientador, Prof. Lúcio Flávio de Souza Villar, por sua contribuição, incentivo e tolerância no decorrer desta caminhada. Seu zelo e dignidade com a Engenharia Geotécnica, assim como a responsabilidade para com a docência não serão esquecidos.

Ao meu coorientador, Prof. Gustavo Ferreira Simões, por sua dedicação e paciência para comigo. Não cabe nestas linhas, minha gratidão pela disponibilidade e atenção dispensadas no desenvolvimento desta “obra literária”. Sua organização e didática são exemplos que levo comigo.

Aos meus examinadores, Prof. Enivaldo Minette e Prof.^a Maria das Graças Gardoni, por suas gentis contribuições a este projeto.

Aos meus mentores, amigos e mestres, Prof. Sérgio Velloso e Prof. Luís Fernando, que me resgataram na graduação, tornaram-me geotécnico e agora, após grande incentivo, mestre. A ética, lisura e atenção para com o próximo, são-me constante exemplo profissional e pessoal.

Ao meu amigo e grande incentivador, Prof. Antônio Ananias, por sua paciência e disponibilidade em momentos de extrema dúvida.

Aos meus colegas de caminhada, Anderson Gervásio, Gustavo Fleury, Lucas Duarte, Luís Antônio, Kátia, Camila e tantos outros, pela cumplicidade e agradável convivência.

Aos queridos colegas de equipe, Lídia, Izabela, Vinícius, Maria Eliza e Ana Luiza, pela paciência, compreensão e sacrifício durante esta jornada que se finda.

Aos meus colegas, engenheiros Thiago Bretas e Hedmilson Bragança por suas relevantes contribuições no desenvolvimento deste.

Ao amigo e professor Estevão Bicalho por seu interesse e auxílio no desenvolvimento do trabalho e principalmente, no entendimento dos “trâmites” deste na UFMG.

A SÉRGIO M. P. VELLOSO ENGENHEIROS CONSULTORES, minha segunda casa e ambiente onde encontro rumo e realização profissional. Agradeço adicionalmente pela gentil cessão dos dados para realização deste estudo.

À TECNO CONSTRUÇÕES pela autorização para utilização dos dados.

À Universidade Federal de Minas Gerais e a CAPES pela possibilidade de utilização dos softwares “GEO SLOPE” e “SIGMA”, tão importantes no desenvolvimento deste projeto, entre outros.

*"Não há Presente confortável nem
Futuro fecundo sem conhecimento
e reconhecimento respeitoso das
lições do Passado"*

Victor F. B. de Mello

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	xiii
LISTA DE TABELAS E QUADROS	xvi
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	xviii
RESUMO	xix
ABSTRACT.....	xx
1. INTRODUÇÃO:	1
1.1 Objetivo principal	2
1.2 Objetivos específicos	2
1.3 Metodologia	2
1.4 Estrutura da dissertação	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA:.....	5
2.1 - Histórico das estruturas de contenção.....	5
2.2 - Requisitos para concepção de obras de contenções e projetos de estabilidade	5
2.2.1 Requisitos funcionais	6
2.2.2 Requisitos construtivos	7
2.2.3 Requisitos de segurança	7
2.2.4 Requisitos econômicos.....	10
2.2.5 Requisitos estéticos	10
2.2.6 Requisitos normativos.....	10
2.3 Condicionantes de projeto.....	11
2.3.1 Condicionantes técnicos.....	12
2.3.1.1 Condicionantes técnicos geológico-geotécnicos.....	12
2.3.1.2 Condicionantes técnicos geométricos	15
2.3.1.3 Condicionantes técnicos topográficos.....	15
2.3.1.4 Condicionantes técnicos executivos.....	15
2.3.2 Condicionantes econômicos.....	15
2.3.3 Condicionantes regionais	15
2.4 Tipos de obras e ações utilizadas na estabilização de encostas	16
2.4.1 Técnicas de estabilização de encostas:.....	16
2.4.1.1 Alteração da geometria do maciço.....	16
2.4.1.2 Muros de gravidade:.....	17

2.4.1.3 Muros à flexão:	17
2.4.1.4 Estabilização com uso de cortinas com elementos em balanço	18
2.4.1.5 Estabilização com uso de tirantes e grampos.....	19
2.4.1.6 Outros métodos de estabilização de encostas:	19
2.4.2 Sistema de drenagem	20
2.4.2.1 Drenagem superficial	20
2.4.2.2 Barbacãs	20
2.4.2.3 Trincheiras verticais.....	21
2.4.2.4 Drenos horizontais profundos	21
2.4.3 Projeto de instrumentação e monitoramento.....	21
2.4.4 Proteção superficial devido à utilização de vegetação.....	22
2.5 Teoria do equilíbrio plástico	22
2.7 Pressão lateral de terra	25
2.7.1 Empuxo de terra em repouso	25
2.7.2 Empuxo ativo de terra.....	27
2.7.3 Empuxo passivo de terra.....	29
2.7.4 Obtenção dos empuxos de solo ativo e passivo	30
2.7.4.1 Teoria de estados limites de rupturas.....	30
2.7.4.2 Método de Coulomb.....	30
2.7.4.3 Método de Rankine	33
2.7.4.4 Terraplenos inclinados:	35
2.7.4.5 Ponto de aplicação dos esforços:	35
2.7.4.6 Trincas de tração	36
2.8 Critérios de dimensionamento e de verificação de segurança para contenções em balanço	38
2.8.1 Solução para solos puramente arenosos (Bowles, 1982 apud Velloso Filho, 2009)	39
2.8.2 Solução para solos puramente argilosos (Bowles, 1982 apud Velloso Filho, 2009).....	41
2.8.3 Solução simplificada para solos granulares e coesivos:.....	43
2.9 Análises de estabilidade de taludes e encostas.....	44
2.9.1 Fatores intervenientes	45
2.9.2 Tipos e causas de movimento de massa.....	46
2.9.3 Métodos análise de estabilidade.....	49
3. MATERIAIS E MÉTODOS	50
3.1 Indicadores geográficos	50
3.2 Perfil geológico-geotécnico de Belo Horizonte	52

3.3	Descrição técnica da execução de contenções em retângulos à céu aberto	54
3.4	Contenção estudada.....	62
3.5	O colapso.....	75
3.6	Ensaio disponíveis	83
3.6.1	Sondagens de simples reconhecimento do solo	83
3.6.2	Ensaio especiais de laboratório	84
3.6.2.1	Ensaio de cisalhamento direto.....	87
3.6.2.2	Ensaio triaxial CIU.....	88
3.6.2.3	Ensaio de cisalhamento direto revisto.....	89
3.6.2.4	Ensaio triaxial CIU revisto.....	93
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	99
4.1	Análises de estabilidade	99
4.1.1	Parâmetros iniciais de projeto (baseados no SPT).....	102
4.1.2	Modelagem das camadas a partir da coleta das amostras	102
4.1.3	Parâmetros obtidos do ensaio de cisalhamento direto	103
4.1.3.1	Parâmetros iniciais:	103
4.1.3.2	Parâmetros revistos para condição de deslocamento horizontal inicial.....	104
4.1.3.3	Parâmetros revistos para a condição de deslocamento horizontal final.....	105
4.1.4	Parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais CIU.....	106
4.1.4.1	Parâmetros iniciais:	106
4.1.4.2	Parâmetros revistos de pico.....	107
4.1.4.3	Parâmetros revistos residuais	108
4.1.5	Análise hipotética da ruptura	110
4.2	Retro-análise estrutural	121
4.3	Análise numérica.....	127
4.3.1	Modelo de comportamento do maciço adotado	129
4.3.2	Estimativa de parâmetros	129
4.3.3	Modelagem da estrutura de contenções	134
4.3.4	Resultado das análises de tensão x deformação.....	134
4.3.4.1	Deslocamento horizontal:	135
4.3.4.2	Tensões horizontais ativas:	139
4.3.4.3	Esforços cisalhantes na contenção:	139
4.3.4.4	Momentos fletores atuantes:	140
5.	CONCLUSÕES:	142

5.1 Sugestões para pesquisas futuras	144
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:.....	146
APÊNDICE A	153
APÊNDICE B	154
APÊNDICE C	155
ANEXO D.....	156

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Latinas

FS	Fator de segurança
R_k	Valor extremo superior das solicitações envolvidas
S_k	Valor extremo inferior das resistências envolvidas
FS_{min}	Fator de segurança mínimo
ELU	Estado limite último
ELS	Estado limite de serviço
ELR	Estado limite de ruptura
u	Poropressão
S_u	Resistência ao cisalhamento não-drenada
M_v	Coefficiente de variação volumétrica
c_v	Coefficiente de adensamento
k	Coefficiente de permeabilidade
D_r	Densidade relativa
G_o	Módulo cisalhante a pequenas deformações
OCR	Razão de sobre-adensamento
SPT	Sondagem à percussão padrão
CPTU	Piezocone
DMT	Dilatômetro
N_{SPT}	Número de golpes correspondente à penetração do amostrador padrão

K	Coeficiente de empuxo
K_o	Coeficiente de empuxo em repouso
K_a	Coeficiente de empuxo ativo
K_p	Coeficiente de empuxo passivo
P_o	Pressões em repouso
P_a	Pressões ativas
P_p	Pressões passivas
E	Empuxo
E_a	Empuxo ativo
E_{ah}	Componente horizontal do empuxo ativo
E_{av}	Componente vertical do empuxo ativo
E_p	Empuxo passivo
E_{ph}	Componente horizontal do empuxo passivo
E_{pv}	Componente vertical do empuxo passivo
d_a	Deslocamento ativo de topo de contenções
d_p	Deslocamento passivo de topo de contenções
CDM	Condições de limite de ruptura
$NCDM$	Condições de limite de utilização
c	Coesão
c'	Coesão efetiva
q	Sobrecarga
H	Altura do paramento

Z_t	Profundidade da trinca de tração
R_a	Resultante de esforços ativos
R_p	Resultante de esforços passivos
CIU	Ensaio triaxial adensado isotropicamente não drenado
A_s	Área de aço
$A_{sw\ min}$	Área da seção transversal mínima dos estribos
b_w	Largura da peça estrutural
s_e	Espaçamento dos estribos
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto
f_{cbm}	Resistência média do concreto a tração
f_{yk}	Resistência característica do aço
f_{ywk}	Resistência ao escoamento do aço do estribo
d	Distância da armação até o bordo comprimido
V_s	Esforço cisalhante
A_{sw}	Área da seção transversal de aço
r_u	Razão de poro-pressão
M_d	Momento atuante
M_u	Momento fletor último
R_{cc}	Resultante do concreto a compressão
R_{sc}	Resultante de compressão da armadura
R_{st}	Resultante de tração no aço

d'	Distância do bordo comprimido ao eixo da armadura comprimida
E	Módulo de elasticidade
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do concreto

Letras Gregas

ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
ϕ	Ângulo de atrito total
σ_h	Tensão horizontal
$\sigma-\varepsilon$	Relação tensão deformação
σ'_h	Tensões efetivas horizontais
σ'_v	Tensões efetivas verticais
γ	Peso específico do solo
γ_{sat}	Peso específico saturado do solo
τ_a	Tensões cisalhantes atuantes
τ_r	Tensões cisalhantes resistentes
σ_1	Tensão principal maior
σ_3	Tensão principal menor
δ	Ângulo de atrito solo-muro
β	Ângulo de inclinação de talude à montante
σ_c	Tensão confinante
σ_d	Tensão desviadora

α_e	Inclinação dos estribos
τ_{wd}	Tensão limite cisalhante do aço
τ_{co}	Tensão limite cisalhante do concreto
ε_s	Alongamento do aço
ε_{yu}	Alongamento último da aço
ε_c	Alongamento do concreto
σ_{sd}	Tensão de cálculo do aço
ν	Coefficiente de Poisson

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Conformação de geometria através de retaludamento.....	16
Figura 2.2 - Conformação de geometria através de aterro à jusante.....	17
Figura 2.3 - Detalhe esquemático de muro de arrimo em aterro.....	18
Figura 2.4 – Detalhe esquemático de muro de arrimo em aterro.....	18
Figura 2.5 - Detalhe esquemático de contenções em balanço.....	19
Figura 2.6 - Canaletas de drenagem e descida d`água.....	20
Figura 2.7 - Detalhe de dreno em barbacã.....	21
Figura 2.8 - Representação do comportamento elasto-plástico de solos.....	23
Figura 2.9 - Representação do maciço e o plano transversal xx'	24
Figura 2.10 - Pressões de sustentação do diagrama xx'	24
Figura 2.11 - Deformações para alcance do equilíbrio plástico.....	25
Figura 2.12 - Representação do estado de empuxo ativo.....	27
Figura 2.13 - Representação do estado de empuxo passivo.....	29
Figura 2.14 – Classificação das Teorias de Estados Limites.....	31
Figura 2.15 - Representação da variação das tensões principais no estado plástico.....	31
Figura 2.16 - Condição de ruptura a partir de Coulomb.....	33
Figura 2.17 - Representação esquemática da distribuição de tensões laterais.....	36
Figura 2.18 - Ponto de aplicação do empuxo.....	36
Figura 2.19 - Indicação da componente devido ao preenchimento da trinca de tração.....	37
Figura 2.20 - Empuxos atuantes em uma contenção em balanço com ficha mínima.....	39
Figura 2.21 - Diagrama de tensões atuantes e termos para cálculo.....	39
Figura 2.22 - -Diagrama de pressões para contenção em balanço para solos puramente coesivos ...	42
Figura 2.23- Esquema para solução em balanço.....	44
Figura 3.1 - Disposição das regionais administrativas de Belo Horizonte (PBH) com destaque à regional centro-sul.....	51
Figura 3.2- Plataforma geológica de Belo Horizonte.....	53
Figura 3.3 - Plataforma geológica de Belo Horizonte - Seção AA.....	53
Figura 3.4 - Plataforma geológica de Belo Horizonte - Seção BB.....	54
Figura 3.5 - Plataforma geológica de Belo Horizonte - Seção CC.....	54
Figura 3.6- Comparação das seções transversais entre tubulões circulares e em falsa-elipse.....	55
Figura 3.7 - Comparação das seções transversais entre retângulos e tubulões em falsa-elipse.....	55
Figura 3.8 - Escavação manual de retângulo.....	56
Figura 3.9 - Ferramental para execução de retângulos.....	57
Figura 3.10 - Escavações simultâneas de retângulos.....	57
Figura 3.11 - Escavação de retângulo concluída.....	58
Figura 3.12 - Detalhe da geometria de escavação do retângulo.....	58
Figura 3.13 - Montagem e transporte da armadura.....	59
Figura 3.14 - Detalhe esquemático da armadura utilizados nos retângulos.....	59
Figura 3.15 - Detalhes esquemáticos de armações de retângulos em balanço.....	60
Figura 3.16 - Processo de concretagem de retângulos.....	60
Figura 3.17 - Detalhe de execução de viga de coroamento em retângulos.....	61
Figura 3.18 - Cortinas complementares.....	62
Figura 3.19 - Inserção topográfica da contenção.....	64
Figura 3.20 - Apresentação em planta da contenção e respectivas regiões.....	65
Figura 3.21 - Vista A da região 2 da cortina de retângulos.....	66

Figura 3.22 - Seção BB da contenção inserida na encosta.....	67
Figura 3.23 - Visualização da contenção antes da ruptura.....	68
Figura 3.24 - Visualização da contenção antes da ruptura.....	69
Figura 3.25 - Visualização da região "2"	70
Figura 3.26 - Detalhe de armação dos retângulos da região "2"	72
Figura 3.27 - Detalhamento da viga de coroamento	73
Figura 3.28 - Detalhamento da armação da cortina complementar entre retângulos.....	73
Figura 3.29 - Detalhamento executivo da cortina complementar entre retângulos.....	74
Figura 3.30 - Detalhamento do sistema de drenagem empregado	74
Figura 3.31 - Taxas pluviométricas do município de Belo Horizonte entre 1994 e 2003	75
Figura 3.32 - Vista frontal da ruptura ocorrida em 07/01/2003	76
Figura 3.33 - Vista lateral esquerda da ruptura ocorrida em 07/01/2013	76
Figura 3.34 - Vista lateral esquerda da ruptura ocorrida em 07/01/2003	77
Figura 3.35 - Vista lateral direita da ruptura ocorrida em 07/01/2003 com ênfase à região "3" não instabilizada	77
Figura 3.36 - Vista da região "1" da contenção não instabilizada	78
Figura 3.37 - Posição da calha em relação à ruptura	79
Figura 3.38 - Obstrução da calha de drenagem e coleta pluvial – trechos de jusante e montante.....	79
Figura 3.39 - Detalhe da obstrução da calha	80
Figura 3.40 – Vista lateral direita da ruptura ocorrida em 17/01/2003 durante o evento	81
Figura 3.41 - Exumação do perfil residual com ênfase na posição das xistosidades.....	81
Figura 3.42 - Disposição das superfícies de ruptura em relação à contenção.....	82
Figura 3.43 - Locação das inspeções em relação à superfície de ruptura	86
Figura 3.44 - Curvas de tensão x deformação revistas para cisalhamento direto - amostra 01	89
Figura 3.45 - Envoltórias de resistência em termos de tensões totais alcançada para ensaio de cisalhamento direto revisto - amostra 01	90
Figura 3.46 - Curvas de tensão x deformação revistas para cisalhamento direto - amostra 03	90
Figura 3.47 - Envoltórias de resistência em termos de tensões totais alcançada para ensaio de cisalhamento direto revisto - amostra 03	91
Figura 3.48 - Curvas de tensão x deformação revistas para cisalhamento direto - amostra 05	92
Figura 3.49 - Envoltórias de resistência em termos de tensões totais alcançada para ensaio de cisalhamento direto revisto - amostra 05	92
Figura 3.50 - Curvas de tensão x deformação revistas para triaxial CIU - amostra 02	94
Figura 3.51- Trajetórias de tensão alcançadas para ensaio triaxial CIU revisto - amostra 02	94
Figura 3.52 - Curvas de tensão x deformação revistas para triaxial CIU - amostra 04	95
Figura 3.53 - Trajetórias de tensão alcançadas para ensaio triaxial CIU revisto - amostra 04	96
Figura 3.54 - Curvas de tensão x deformação revistas para triaxial CIU - amostra 06	96
Figura 3.55 - Trajetórias de tensão alcançadas para ensaio triaxial CIU revisto - amostra 06.....	97
Figura 4.1 - Disposição de amostras indeformadas e modelagem de camadas	103
Figura 4.2 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética alcançada para o método de Fellenius	113
Figura 4.3 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética alcançada para o método de Bishop	114
Figura 4.4 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética alcançada para o método de Janbu	115
Figura 4.5 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética alcançada para o método de Mogenstern-Price	116
Figura 4.6 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética alcançada para o método de Janbu a partir do XStabl	117
Figura 4.7 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética alcançada para o método de Bishop a partir do XStabl.....	118

Figura 4.8 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética e seu empuxo máximo por Janbu através do XStabl	118
Figura 4.9 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética e seu empuxo máximo por Bishop através do XStabl	119
Figura 4.10 - Comparação entre as superfícies de ruptura obtidas	120
Figura 4.11 - Seção dos retângulos pertencentes à região "2" com enfoque na zona de ruptura...	121
Figura 4.12 - Disposição das posições da armação nos retângulos com enfoque na zona de ruptura	122
Figura 4.13 - Domínios de deformação de seções de concreto em estado limite último.....	123
Figura 4.14 - Diagrama de deformações e esforços.....	124
Figura 4.15 - Diagrama de deformação encontrado.....	126
Figura 4.16 - Esquema de esforços na zona de ruptura	127
Figura 4.17 - Modelagem numérica do perfil de interesse	128
Figura 4.18 - Gráfico de carregamento de ensaio triaxial CIU realizado para amostra 02.....	130
Figura 4.19 - Gráfico de carregamento de ensaio triaxial CIU realizado para amostra 04.....	131
Figura 4.20 - Gráfico de carregamento de ensaio triaxial CIU realizado para amostra 06.....	132
Figura 4.21 - Gráfico de deslocamentos horizontais a partir de análise numérica	135
Figura 4.22 - Malha de deformação do perfil de estudo para coeficiente de Poisson equivalente a 0,25.....	136
Figura 4.23 - Malha de deformação do perfil de estudo para coeficiente de Poisson equivalente a 0,30.....	137
Figura 4.24 - Malha de deformação do perfil de estudo para coeficiente de Poisson equivalente a 0,35.....	137
Figura 4.25 - Malha de deformação do perfil de estudo para coeficiente de Poisson equivalente a 0,40.....	138
Figura 4.26 - Malha de deformação do perfil de estudo para coeficiente de Poisson equivalente a 0,45.....	138
Figura 4.27 - Diagrama de tensões totais horizontais ativas.....	139
Figura 4.28 - Gráfico de esforços cisalhantes atuantes na contenção	140
Figura 4.29 - Diagrama de momentos fletores atuantes.....	141

LISTA DE TABELAS E QUADROS

TABELA 1 - Aplicabilidade e uso de ensaios <i>in situ</i>	13
TABELA 2 – Valores Típicos de K_0 para alguns tipos de solos.....	27
TABELA 3 – Relação de deslocamento e alturas de contenção para mobilização do estado de empuxo ativo.....	28
TABELA 4 – Deformações mínimas para mobilização de estados plásticos ativos	28
TABELA 5 – Relação de deslocamento e alturas de contenção para mobilização do estado de empuxo passivo.....	30
TABELA 6 – Fatores de segurança aplicados ao passivo	44
TABELA 7 – Valores de fatores de segurança mínimo.....	109
TABELA 8 – Valores típicos de Módulo de Elasticidade	133
TABELA 9 – Valores típicos de coeficiente de Poisson	133
QUADRO 1: Classificação dos movimentos de encosta segundo Varnes (1978).....	46
QUADRO 2: Agentes e fenômenos causadores de escorregamentos.....	47
QUADRO 3: Posições de armações longitudinais dos retângulos da região “2”	71
QUADRO 4: Posições de armações transversais dos retângulos da região “2”	71
QUADRO 5: Esforços iniciais atuantes em cada retângulo segundo perícia	82
QUADRO 6: Identificação da coleta de amostras	85
QUADRO 7: Parâmetros de resistência a partir do Cisalhamento Direto	87
QUADRO 8: Parâmetros de resistência a partir do Triaxial CIU	88
QUADRO 9: Parâmetros de resistência em termo de tensões totais a partir da revisão dos ensaios de cisalhamento direto realizados	93
QUADRO 10: Parâmetros de resistência em termo de tensões totais a partir da revisão dos ensaios triaxiais CIU realizados.....	97
QUADRO 11: Valores de fatores de segurança para parâmetros de projeto.....	102
QUADRO 12: Valores de fatores de segurança para parâmetros de cisalhamento direto iniciais ..	104
QUADRO 13: Valores de fatores de segurança para parâmetros de cisalhamento direto revistos na condição de deformação horizontal inicial	105
QUADRO 14: Valores de fatores de segurança para parâmetros de cisalhamento direto revistos na condição de deformação horizontal final.....	106

QUADRO 15: Valores de fatores de segurança para parâmetros do ensaio triaxial CIU originais	107
QUADRO 16: Valores de fatores de segurança para parâmetros de ensaios triaxiais CIU revistos na condição de pico.....	108
QUADRO 17: Valores de fatores de segurança para parâmetros de ensaios triaxiais CIU revistos na condição residual.....	109
QUADRO 18: Valores de fatores de segurança considerando cenário hipotético	112
QUADRO 19: Valores de módulos de elasticidade iniciais tangentes realizados para o ensaio triaxial CIU na amostra 02	130
QUADRO 20: Valores de módulos de elasticidade iniciais tangentes realizados para o ensaio triaxial CIU na amostra 04	131
QUADRO 21 Valores de módulos de elasticidade iniciais tangentes realizados para o ensaio triaxial CIU na amostra 04	132
QUADRO 22: Módulos de elasticidade utilizados nas análises	132

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma brasileira
PBH	Prefeitura de Belo Horizonte
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
PPms	Grupo geológico Sabará
PPmp	Grupo geológico Piracicaba
PPmi	Grupo geológico Itabira
EPI	Equipamento de proteção individual
MTE	Ministério do Trabalho e Emprego
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais

RESUMO

Neste trabalho será apresentado um caso real de uma ruptura de contenção em retângulos a céu aberto, alternativa de estabilização comumente praticada em Belo Horizonte/MG, ocorrida em 2003 e retro-analisada através de hipóteses geotécnicas e ferramentas computacionais disponíveis na atualidade, visando o entendimento do ocorrido e o registro para os demais profissionais, das causas que vieram a culminar com o colapso de tal estrutura. Foi descrita a técnica executiva dos retângulos à céu aberto, solução executiva regional para realização de contenções em locais de topografia irregular e difícil acesso de equipamentos. Foram analisados ensaios de campo e de laboratório com intuito de avaliar os parâmetros de projeto utilizados, empregando os resultados destes, em simulações computacionais que pudessem permitir a indicação dos parâmetros de resistência atuantes no momento da ocorrência do colapso. Finalmente, após retroanálise dos elementos estruturais sinistrados objetivando o alcance dos esforços no Estado Limite de Ruptura, além de simulações numéricas de equilíbrio-limite e de tensão-deformação, foi possível a reprodução do hipotético cenário geotécnico-climático o qual fora responsável pela falência da estrutura de contenções.

Palavras Chaves: *Retroanálise, ruptura, estabilidade de taludes, contenções, retângulos, simulações numéricas.*

ABSTRACT

This work is presented a real case of a rupture of the retaining wall in rectangular dig technique, alternative stabilization commonly practiced in Belo Horizonte / MG. The event occurred in 2003 and was back-analyzed by geotechnical devices and computational tools available today, in order to understand and the record of what happened to other professionals, the causes that came collapse of such a structure. It described the technique executive of rectangular digs solution to perform regional executive contentions in places with irregular topography and difficult access equipment. We analyzed field tests and laboratory tests in order to evaluate the design parameters used, employing the results of these studies in computer simulations that could indicate the strength parameters at the time of the collapse. Finally, after back-analysis of structural elements at moment of the break, as well as numerical simulations of equilibrium limit and stress-strain, it was possible to play the hypothetical scenario geotechnical - climate which was responsible for failure of the containment structure.

Key words: *Back-analysis, rupture, slope stability, retaining walls, rectangular dig technique, numerical simulations*

1. INTRODUÇÃO:

A partir do recente desenvolvimento econômico recente brasileiro, verifica-se necessidade premente de investimento em obras de infraestrutura que contemplem mobilidade urbana, empreendimentos viários, sistemas de saneamento e de habitação. Com a escassez cada vez maior de áreas urbanas para implantação destas obras e a conseqüente valorização do custo por metro quadrado dos terrenos, as alternativas de implantação de empreendimentos em zonas de topografia acidentada na região metropolitana de Belo Horizonte/MG são cada vez mais frequentes. Desta forma, empreendimentos dos mais variados vultos socioeconômicos tem previsão de lançamento em regiões de elevado potencial de risco geológico, sendo necessárias intervenções de engenharia que mitiguem a ocorrência de catástrofes, tão comuns principalmente nos períodos chuvosos. Portanto, as obras de escavação devem ser conduzidas de forma criteriosa para que perturbações a maciços de terra pré-existentes sejam mínimas, evitando-se danos às construções vizinhas ou mesmo colapso da própria escavação.

Devido a vários aspectos regionais, sociais, econômicos, climáticos, entre outros, diversas soluções de engenharia são verificadas ao longo do território brasileiro. Na capital mineira, devido à sua notória topografia irregular, a necessidade de realização de obras de contenção se faz ainda mais presente.

O tema contenções é de grande interesse para as construções atuais, de forma que os projetos e as construções de obras de solos enterrados e de estruturas de contenção de terra se constituem em um importante ramo da engenharia civil.

Embora há milênios o homem venha desenvolvendo materiais, técnicas e métodos cada vez mais sofisticados, consolidando assim a tecnologia da construção, ainda existem sérias limitações quanto a área de conhecimento da geotecnia, as quais, aliadas a falhas involuntárias, imperícia, deterioração, irresponsabilidade e acidentes, levam algumas estruturas, considerando-se as finalidades a que se propõem, a apresentarem desempenho insatisfatório.

A ocorrência de patologias e/ou necessidade de reforços estruturais implica, além dos custos que podem chegar a valores muitas vezes superiores ao custo inicial, no estigma para o empreendimento, de abalo da imagem dos profissionais envolvidos na construção, longos, caros e desgastantes litígios para identificação das causas e responsabilidades, entre outras complicações.

O objetivo deste trabalho é apresentar à comunidade científica e profissional, o relato de ruptura de uma estrutura de contenção, que mesmo realizada a partir de parâmetros de resistência

conservadores e em regimes executivos e de dimensionamento, tecnicamente adequados, apresentou falência. Este estudo tem a finalidade de indicar as prováveis causas do colapso de tal estrutura de contenção, comprovando-as por meio de ferramentas computacionais não empregadas quando da realização da obra. A partir deste estudo, serão discutidos conceitos tradicionalmente considerados, por profissionais experientes e transmitidos academicamente a alunos de engenharia ao longo dos anos.

1.1 Objetivo principal

O trabalho tem como objetivo a avaliação do comportamento de uma estrutura de contenção realizada através de técnica tipicamente regional, no ano de 2003, que executada em solo residual jovem de filito, empregando-se parâmetros de dimensionamento tidos como conservadores, apresentou colapso depois de elevado regime pluviométrico.

1.2 Objetivos específicos

São objetivos específicos deste trabalho:

- Ilustrar métodos de contenção comumente aplicados na região metropolitana de Belo Horizonte/MG;
- Apresentar a técnica de realização de retângulos, elementos de reação de formato retangular moldados “in loco”, que se apresentam como alternativa interessante às técnicas tradicionais, principalmente quando necessárias em locais de difícil acesso;
- Apresentar a modelagem do comportamento tensão-deformação de estruturas de contenção por meio de ferramenta computacional numérica, ainda pouco difundida nos meandros profissionais deste segmento, na região;
- Apresentar, a partir da retro-análise realizada, verificações das rotinas de dimensionamento de contenções praticadas usualmente e contribuições a estas no intuito de torná-las menos susceptíveis à sinistros.

1.3 Metodologia

Para alcance dos objetivos desta pesquisa são previstas as seguintes etapas:

- Revisão da bibliografia nacional e internacional sobre o tema, buscando apresentar critérios de desenvolvimento para rotinas de dimensionamento de contenções em balanço;

- Coleta de dados na literatura sobre as principais técnicas e métodos de contenção e de estabilidade de maciços de terra, existentes e eventualmente, realizados na região metropolitana de Belo Horizonte/MG, apresentando suas principais características e aplicações;
- Estudo dos principais métodos para alcance de esforços aplicados às contenções e teorias clássicas de estabilidade de taludes;
- Estudo dos principais tipos e movimentos de massa, com ênfase nos aspectos motivadores destes;
- Pesquisa ao perfil geológico-geotécnico de Belo Horizonte/MG com foco nas peculiaridades geológicas da região objeto de estudo;
- Coleta de informações disponíveis a respeito da técnica de execução de contenções em retângulos;
- Levantamento de dados executivos, relatórios técnicos, campanhas de prospecção geotécnica, projetos e demais documentos necessários ao estudo do evento de ruptura de estrutura de contenções ocorrido e objetivado neste trabalho;
- Descrição das condições climáticas no período do evento;
- Re-avaliação de ensaios especiais de laboratório disponíveis para o solo da obra em questão;
- Realização de retro-análise estrutural nos elementos de contenção alvo do colapso;
- Estudo de estabilidade com foco na retro-análise da cunha de ruptura observada;
- Modelagem numérica da encosta e do sistema de contenção;
- Comparação entre os resultados obtidos quando da época da ruptura e os encontrados a partir desta dissertação.

1.4 Estrutura da dissertação

Esta dissertação está dividida em cinco capítulos, assim descritos:

O capítulo 1, introdutório, apresenta o argumento deste trabalho, explanando o que será discutido e apresentado, assim como os objetivos da pesquisa.

O capítulo 2 traz a revisão bibliográfica necessária ao entendimento desta pesquisa, como aspectos técnicos de aplicação de rotinas de dimensionamento de contenções, apresentação de técnicas de contenções realizadas na capital mineira, noções básicas de resistência ao cisalhamento dos solos e de empuxos de terra, tipos de escorregamento de massa e finalmente, métodos tradicionais de avaliação de estabilidade.

A metodologia utilizada no trabalho e apresentada no capítulo 3, onde o problema a ser estudado e os métodos de retro-análise aplicados no desenvolvimento da pesquisa são detalhados.

No capítulo 4 estão apresentados e discutidos os resultados da pesquisa a partir dos métodos de retro-análise praticados.

O capítulo 5 apresenta as conclusões da pesquisa com indicação do provável cenário motivador do problema foco deste trabalho. São ainda apresentados os comentários sobre as limitações encontradas e sugestões para novas pesquisas.

Nos apêndices são apresentados:

- APÊNDICE A: disposição hidro geológica de Belo Horizonte/MG;
- APÊNDICE B: mapas geológicos e geotécnicos de Belo Horizonte/MG;
- APÊNDICE C: ensaios de laboratório originais e de campo realizados;

No anexo é apresentado:

- ANEXO D: apresentação gráfica das superfícies de ruptura pesquisadas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA:

Neste capítulo serão apresentados e discutidos assuntos que nortearam o desenvolvimento deste trabalho, sendo sua compreensão importante para entendimento dos propósitos e conclusões.

2.1 - Histórico das estruturas de contenção

A capacidade e necessidade do homem em erigir edificações em ambientes diversificados, muitas das vezes alterando sua condição topográfica original, estão presentes em nossa história desde o início dos tempos. Desta mesma forma, são registradas obras de contenção desde o período de 3.200 a 2.800 a.C. na região sul da Mesopotâmia (atualmente o Iraque), onde são apontados muros de alvenaria de argila para contenção de aterros como as primeiras ocorrências deste tipo de obra, segundo Kinder e Hilgemann (1964) apud Ranzini e Negro Jr. (1998). Obras de maior sofisticação, onde foram aplicados preceitos de engenharia moderna, só foram registradas a partir do início do século 18 através das mãos de engenheiros franceses. O desenvolvimento desta ciência, impulsionada pela implementação do trabalho de Coulomb, publicado em 1776, foi motivado pela expansão colonialista europeia, que gerou como requisito, a necessidade de se construir fortes armadas em locais e topografias diversos. Foi a partir deste advento que os primeiros empreendimentos brasileiros desta modalidade foram executados em meados do século 18 (Ranzini e Negro Jr., 1998).

Entende-se por contenção a estrutura dotada de capacidade para suportar esforços provenientes de maciços geológicos, a partir da substituição parcial ou total da massa de solo estabilizadora pela inserção de elementos estruturais, que apresentam rigidez distinta daquela apresentada pelo perfil a ser contido (Ranzini e Negro Jr., 1998).

2.2 - Requisitos para concepção de obras de contenções e projetos de estabilidade

Durante o desenvolvimento de um projeto de contenções são levados em consideração durante a fase de concepção, aspectos relacionados à localidade a qual se planeja instalar tal estrutura, tal como condições topográficas, características geológico-geotécnicas, métodos executivos disponíveis, entre outros. Tacitano (2006) cita que, em função de inúmeras técnicas

existentes para a concepção de estruturas de contenção, cabe ao projetista a seleção da alternativa que melhor se adéque à situação requerida, sendo norteado pelos seguintes fatores:

- A geometria da escavação (profundidade, largura e comprimento);
- As propriedades do maciço a ser contido;
- Sequencia executiva imposta pelo método selecionado;
- Condições de contorno (sobrecargas móveis e permanentes, edificações limítrofes);
- Regime freático, se existente;
- Tipo de escoramento, se necessário;
- Condições meteorológicas;
- Tempo de construção no tocante à execução do paramento e seu escoramento;
- Técnicas construtivas e equipamentos disponíveis;
- Experiência profissional e prática local;
- Disponibilidade financeira.

Durante esse processo, quando existem alternativas disponíveis, a solução eleita deve oferecer vantagens competitivas em relação às demais, devendo ser atendida sua aptidão em satisfazer o objetivo da estrutura. Este objetivo pode ser correspondente à adoção de uma série de requisitos, que dificilmente são alcançados integralmente, devendo haver, contudo, preocupação em atender de forma otimizada todas as premissas de projeto (Saes *et al.*, 1998).

O autor recomenda que obras de estabilização de encostas e de contenção de maciços recebam, além de atenção aos requisitos descritos a seguir, reconhecimento de sua complexidade, seja quanto à sua concepção ou quanto à necessidade de contemplação de sistemas acessórios como de controle executivo, drenagem superficial e sub-superficial, além de monitoramento de desempenho e manutenção de parâmetros de dimensionamento.

2.2.1 Requisitos funcionais

Saes *et al.* (1998) tratam estes requisitos como os mais importantes, pois correspondem à funcionalidade da estrutura de contenção, isto é, à sua própria razão de existir. Primeiramente, estas estruturas devem ser concebidas para que sejam suportados os esforços gerados pelo maciço o que se deseja conter, garantindo assim sua estabilidade, respondendo pelas funções de paramento e escoramento. O paramento está relacionado à estabilidade local e o escoramento à estabilidade global. Suportar empuxos gerados na instalação da contenção não é suficiente para permissão da escavação, sendo necessárias ainda o atendimento de mais dois requisitos: controle da água, caso exista, e sustentar as interferências.

2.2.2 Requisitos construtivos

Enquanto os requisitos funcionais apontam essencialmente para “O QUE” fazer para viabilidade de uma estrutura de contenção, os requisitos construtivos indicam mais para “ONDE” “COMO” e “QUANDO” fazer (Saes *et al.*, 1998). Mesmo após a seleção da solução considerada ideal, o seu detalhamento deve procurar a contemplação de maior favorecimento possível à execução, ou seja torná-la mais simples de ser construída. São comuns soluções que aliam compromisso entre preço e facilidade construtiva em detrimento ao arranjo entre segurança e facilidade construtiva (Saes *et al.*, 1998).

A partir deste universo de facilidade/simplificação executiva, são frisados por Saes *et al.* (1998), alguns pontos críticos, entre outros:

- Equívocos na consideração dos alinhamentos e divisas, verticalidade do paramento, devendo ser previstas folgas na locação;
- Interrupção nas cotas de paralisação dos elementos de reação para execução dos escoramentos (estroncas, tirantes etc.);
- Remoção do material produzido pela escavação;
- Reaterro para conformação de contenções requer metodologia executiva específica;
- Reescoramento a ser providenciado quando da substituição de tirantes provisórios por escoras definitivas;
- Consideração da dificuldade executiva do paramento seja por elevada resistência do maciço, presença freática etc.

O sistema construtivo das contenções, suas características de rigidez, as etapas e cuidados com a implantação afetam de forma distinta, o comportamento e os deslocamentos provocados na vizinhança (Milititsky *et al.*, 2008)

É necessário ainda frisar a necessidade de se cadastrar possíveis interferências à funcionalidade da estrutura a ser executada, como invasões de fundações e subsolos vizinhos, presença de matacões ou tirantes e, principalmente, a existência de fluxo provocado por existência de fossas e tubulações rompidas, que podem a se tornar complicadores para as obras de maneira geral. Pressões hidrostáticas não consideradas e/ou empuxos de água podem promover a ruína das estruturas de contenção (Velloso Filho, 2009).

2.2.3 Requisitos de segurança

Segundo Saes *et al.* (1998), a solução concebida a partir dos quesitos mencionados anteriormente, só tem sentido se houver um mínimo de margem de segurança. Existem

considerações distintas quanto à aplicação dos chamados fatores de segurança em obras consideradas provisórias ou permanentes, como prescrito pela Norma Brasileira de Ações e Segurança nas Estruturas, NBR 8681, da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). A justificativa para tal diferença de tratamento se dá pela menor probabilidade, quando de obras provisórias, de que as ações alcancem valores extremos, dado o menor tempo de exposição a estes esforços. Os coeficientes de minoração de resistências e majoração de solicitações podem ser obtidos nas seguintes normas:

- NBR 6118 (ABNT), Projeto de Estruturas de Concreto;
- NBR 8800 (ABNT), Projeto e Execução de Estruturas de Aço;
- NBR 8681 (ABNT), Ações e Segurança nas estruturas.

As verificações de segurança que envolvem explicitamente o terreno são usualmente realizadas pelo Método de Ruptura ou pelo Método das Tensões Admissíveis (Saes *et al.*, 1998). Neste primeiro método é necessária a introdução da seguinte equação:

$$FS = \frac{R_k}{S_k} \geq FS_{\min} \quad (2.1)$$

onde: FS é o fator de segurança

R_k é o valor extremo superior das solicitações envolvidas

S_k é o valor extremo inferior das resistências envolvidas

FS_{\min} é o fator de segurança considerado mínimo a partir do julgamento da finalidade da obra e demais condicionantes envolvidos, sendo sugerida por Saes *et al.* (1998), a adoção dos seguintes valores:

- | | |
|---|----------------------|
| - Estabilidade de taludes permanentes | $FS_{\min} \sim 1,5$ |
| - Estabilidade de taludes provisórios | $FS_{\min} \sim 1,2$ |
| - Estabilidade da ficha de escoramento permanente | $FS_{\min} \sim 2,0$ |
| - Estabilidade da ficha de escoramento provisório | $FS_{\min} \sim 1,5$ |

Hachich (1998) considera uma estrutura segura quando a mesma puder suportar as ações que vierem a solicitá-la durante a sua vida útil sem ser impedida, seja permanentemente ou temporariamente, de desempenhar as funções para as quais foi concebida, sendo denominado *estado-limite* qualquer condição que impeça a estrutura de prosseguir com sua função. A ocorrência destes estados-limites configura a ruína da estrutura, que não deve ser encarada como um conjunto de peças estruturais (pilares, viga etc.), mas sim um elenco de elementos com comportamentos reológicos distintos com a finalidade de conferir ao todo, uma forma econômica e segura de atendimento à necessidade humana. Desta forma, um talude natural pode ser considerado uma estrutura se o mesmo for objeto de dimensionamento e estudo para fins de engenharia.

Saes *et al.* (1998) fornece listagem das verificações de segurança usualmente necessárias em projetos de contenções separadas em 2 grupos:

A) Verificações de Estados Limites Últimos (ELU), onde o objetivo é garantir margem mínima de segurança em relação a estados onde foi esgotada a capacidade resistente ou a estabilidade de parte do conjunto todo, terreno-estrutura. São elas:

- Estabilidade global;
- Estabilidade local da ficha;
- Estabilidade de fundo;
- Estabilidade hidráulica de fundo;
- Capacidade de carga do paramento;
- Resistência do paramento à flexão e ao cisalhamento;
- Resistência das estroncas à flexo-compressão;
- Resistência dos tirantes à tração;
- Estabilidade da contenção atirantada;
- Verificação local do apoio, contra o paramento, de estroncas/tirantes.

B) Verificação de Estados Limites de Utilização ou de Serviço (ELS), onde o objetivo é garantir uma margem mínima de proteção em relação a estados limites de serviço, isto é, estados em que especificações de desempenho em serviço deixam de ser atingidas. São elas:

- Verificação dos recalques nas áreas limítrofes decorrentes de: cravação, escavação e rebaixamento;
- Verificação de movimentos horizontais decorrentes, sobretudo da escavação;
- Verificação do nível d'água dentro da escavação;
- Verificação de vibrações geradas nas edificações lindeiras por cravação de estacas ou escavação com uso de explosivos;
- Verificação das consequências de eventuais tratamentos do maciço em relação ao entorno, como injeções de calda de cimento por advento de tirantes.

Os estados limites últimos correspondem ao esgotamento da capacidade portante da estrutura de contenção, sendo exemplificado pelo momento em que o limite de suporte de determinado maciço de terra, pelo esforço aplicado ou empuxo, é atingido. O estado limite de utilização configura que os requisitos funcionais desta mesma estrutura não são mais satisfeitos, como por exemplo, deformação excessiva do paramento.

2.2.4 Requisitos econômicos

Atendidos os requisitos anteriores, deseja-se que a solução adotada seja financeiramente viável. Ressalta-se que o requisito econômico só é empregado posteriormente às verificações de funcionalidade, execução e segurança, fato que tem sido negligenciado por grande parte dos executores e infelizmente, evidenciado por notícias de rupturas e desabamentos, principalmente em estações chuvosas.

Saes *et al.* (1998) recomenda a observação do custo generalizado (global) mínimo, levando-se em consideração o impacto da solução de contenção eleita, em relação à todos os custos relacionados com a implantação da obra. Desta forma, seriam contemplados também, os custos de eventuais atrasos na obra, de ganhos de prazo, de simplificações construtivas que reduzissem serviços e prazos, supressão de etapas como incorporação do paramento provisório à parede definitiva etc.

2.2.5 Requisitos estéticos

Estes requisitos, quando necessários e principalmente possíveis de serem atendidos, se aplicam à empreendimentos permanentes, que venham a receber acesso do público como galerias, estacionamentos, trincheiras etc.

2.2.6 Requisitos normativos

Adicionalmente aos requisitos descritos por Saes *et al.* (1998), o autor sugere a adoção de procedimentos normativos como forma de regular o dimensionamento quanto à auditorias e correções por parte de outros profissionais. Tais procedimentos são considerados obrigatórios pela Norma Brasileira de Estabilidade de Encostas, NBR 11682, da ABNT, quanto à elaboração de projetos de estabilização de encostas e/ou obras de engenharia em regiões de encostas, sendo eles:

- Levantamento de informações disponíveis, devendo ser pesquisados os dados históricos relativos à topografia, geologia e dados geotécnicos locais, além de informações sobre ocupações, condições de vizinhança, cursos de água, históricos de deslizamentos e demais características que permitam a visualização da encosta a ser estudada;
- Verificação das restrições legais e ambientais à execução de obras e quanto a interferências com edificações e instalações presentes, sendo sugerida consulta à legislação específica aplicável, nas esferas federal, estadual e municipal;

- Vistoria prévia do local por profissional capacitado com fins ao desenvolvimento do projeto. Deve ser objeto de verificação, o tipo de ocupação, tipo de vegetação, condições de drenagem, topografia e natureza do entorno, geometria inicial, condições de saturação, existência de obras de contenção, indícios de artesianismo, risco de movimentação e seu grau, elementos em risco envolvidos (vidas e bens materiais), entre outros;
- Avaliação da necessidade de implantação de medidas emergenciais posteriormente à vistoria preliminar realizada, devendo ser considerado o risco iminente às vidas e propriedades. Tais medidas emergenciais podem constar de indicação da evacuação e interdição de edificações lindeiras, interrupção ao tráfego de veículos e pedestres, drenagem superficial e profunda, escoramentos, remoção de sobrecargas, pequenas alterações na geometria da encosta, proteção superficial de taludes erodidos, entre outras;
- Programação de investigações geotécnicas e de instrumentação geotécnicas preliminares no intuito de gerar subsídios técnicos ao dimensionamento, propriamente dito;
- Investigações do terreno, definindo seções ao perfil de estudo, com vistas à representação com maior fidelidade possível das características topográficas e geológico-geotécnicas do talude de interesse;
- Dados cartográficos, quando disponíveis, devem ser consultados com finalidade de complementar as informações sobre a região de implantação da obra;
- Dados hidrológicos como pluviometria local, regime hidráulicos de cursos d'água presentes na encosta estudada, surgências freáticas, permanentes ou sazonais, devem ser elementos de referência à projetos de contenção e/ou estabilização de taludes;
- Geologia e geomorfologia da área, obtidas com base em mapeamentos e trabalhos de amplitude regional, devem ser completadas por levantamentos locais de sub-superfície, de modo a determinar as principais características litológicas, estruturais, estratigráficas e hidro geológicas, relevantes para o local em estudo.

2.3 Condicionantes de projeto

Assim como observado quanto aos requisitos para concepção de estruturas de contenção, existem condicionantes de projeto que representam elementos imperativos à seleção da

estrutura de arrimo a ser desenvolvida, sendo os mais importantes os condicionantes técnicos, os econômicos e os regionais (Marzionna, 1996 apud Velloso Filho, 2009).

2.3.1 Condicionantes técnicos

Dentre os condicionantes técnicos, destacam-se: os geológico-geotécnicos, os geométricos, os topográficos e o executivos, como descritos a seguir.

2.3.1.1 Condicionantes técnicos geológico-geotécnicos

Estes condicionantes regem a definição do tipo de estrutura de contenção considerando as limitações geológico-geotécnicas do perfil a qual se deseja implantar a estrutura, com ênfase nos parâmetros geomecânicos obtidos em ensaios, sejam eles de campo ou de laboratório. A observância destes parâmetros, juntamente com a perícia e experiência do profissional responsável são de suma importância para a obtenção de resultados satisfatórios. Cabe ainda salientar a importância da boa interpretação dos elementos disponibilizados, sendo ainda um paradigma a realização de campanha detalhada de inspeções geotécnicas em obras civis brasileiras. Visto o massivo emprego de extrapolação de parâmetros obtidos com o *Standard Penetration Test* (SPT), conhecido popularmente como sondagem à percussão, em detrimento à outros métodos, vale a inserção do estudo realizado por Lunne *et al.*,1997 apud Schnaid, 2000, conforme pode ser observado na tabela 1.

Como poderá ser observado, a utilização de sondagens à percussão (SPT) para estimativa de parâmetros de resistência tem aplicabilidade limitada. No entanto, ensaios como o do piezocone (CPTU) ou dilatômetro (DMT), que oferecem melhor aplicabilidade para a determinação dos parâmetros do solo, ainda tem reduzida aplicação, quando comparados ao SPT. Desta forma, ainda que existam métodos mais sofisticados de estimativa de parâmetros de resistência e de deformabilidade, o *Standard Penetration Test* (SPT) segue, aliado à experiência do profissional envolvido, como sendo o principal norteador de projetos geotécnicos

Como ilustração de correlações entre resultados de ensaios SPT e parâmetros geotécnicos, podem ser citados os trabalhos a seguir. Teixeira e Godoy (1998) apresentam uma relação empírica para obtenção da resistência não drenada dos solos a partir de ensaios de SPT.

$$S_u = 0,01 \times N_{SPT} \quad (2.2)$$

onde: S_u é a resistência não drenada das argilas; em MPa

N_{SPT} é o número de golpes correspondente à penetração do amostrador padrão

TABELA 1 - Aplicabilidade e uso de ensaios *in situ*

Grupo	Equipamento	Identificação		Parâmetros										
		Tipo solo	Perfil	u	Ø'	S _u	D _r	m _v	c _v	k	G _o	σ _h	OCR	σ-ε
Penetrômetro	Dinâmico	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	Mecânico	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-
	Elétrico (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C
	Sísmico (SCPT / SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B
	Dilatômetro (DMT) Standard	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C
	Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-
Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C
	Auto-perfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-
	Sísmico	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-

FONTE: adaptado de Lunne et al., 1997 apud Schnaid, 2000, p.3.

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente

Legenda dos parâmetros:

u = poro-pressão *in situ*;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo;

S_u = resistência ao cisalhamento não-drenada;

m_v = coeficiente de variação volumétrica;

c_v = coeficiente de adensamento;

k = coeficiente de permeabilidade (condutividade hidráulica);

D_r = densidade relativa;

G_o = módulo cisalhante a pequenas deformações;

σ_h = tensão horizontal;

OCR = razão de sobre-adensamento;

σ - ε = relação tensão deformação

Ressalta-se que a relação acima deverá contemplar correção de energia de cravação do amostrador visto aspectos executivos como profundidade, altura de queda do martelo, que *a priori* é normatizada, além da possibilidade de laterização do solo, entre outros, podendo a inobservância do critério de correção, acarretar em falhas na estimativa deste parâmetro.

Cintra e Aoki (2010) apresentam relações empíricas para estimativa do ângulo de atrito interno dos solos a partir de ensaios à percussão:

- Ângulo de atrito interno segundo Godoy (1983) apud Cintra e Aoki (2010):

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \times N_{SPT} \quad (2.3)$$

- Ângulo de atrito interno segundo Teixeira (1996) apud Cintra e Aoki (2010):

$$\phi = \sqrt{20 \times N_{SPT}} + 15^\circ \quad (2.4)$$

Ainda, a respeito dos condicionantes geológico-geotécnicos, torna-se necessária a observação de que a gênese e as propriedades índices dos solos têm forte influência no comportamento do maciço a ser contido. Marzionna (1996), apud Velloso Filho (2009), frisa que em interação com solos moles, as estruturas de contenção deveriam receber análise quanto às deformações, e quando da interface com solos residuais jovens ou saprolíticos, os problemas se dariam em função da existência de planos preferenciais de menor resistência.

2.3.1.2 Condicionantes técnicos geométricos

Este condicionante relaciona-se com a da estrutura de contenção e o espaço disponível para sua implantação no empreendimento, sendo sua viabilidade física, o quesito a ser verificado quando da realização do projeto.

2.3.1.3 Condicionantes técnicos topográficos

Os condicionantes topográficos destacam-se por oferecerem dificuldades ao acesso de solução mecanizada de execução de contenções, haja vista a realização de empreendimentos em condições topográficas acidentadas, situação muito comum em Belo Horizonte/MG. Tal conformação natural torna atraente e vantajosa a solução de contenções escavadas manualmente, ou por equipamento de pequeno porte.

2.3.1.4 Condicionantes técnicos executivos

Estes condicionantes sintetizam em sua definição, os itens abordados anteriormente nos condicionantes geológico-geotécnicos, geométricos e topográficos, com vistas à capacidade de executar a obra com fatores dificultantes conhecidos previamente.

2.3.2 Condicionantes econômicos

Este condicionante não deve ser tão importante quanto os condicionantes técnicos, porém sua influência no resultado final do dimensionamento é incontestável. Tal afirmativa pode ser exemplificada pela inviabilidade financeira gerada pela execução de um arrimo de grande porte em relação a um empreendimento que não absorva em seu valor de venda, os custos envolvidos em um sistema de contenção sofisticado.

2.3.3 Condicionantes regionais

Os condicionantes regionais são regidos pela disponibilidade de recursos materiais e humanos em determinada região, assim como pela associação com a cultura e experiência profissional disponível.

2.4 Tipos de obras e ações utilizadas na estabilização de encostas

2.4.1 Técnicas de estabilização de encostas:

Como técnicas interventivas de estabilização de encostas e taludes podem ser destacadas:

2.4.1.1 Alteração da geometria do maciço

As obras envolvidas neste tipo de estabilização referem-se aos serviços de terraplenagem, drenagem superficial ou profunda e proteção do talude com plantio de vegetação em sua superfície.

Os movimentos de terra são executados através de obras de corte (retaludamento), através de obras de aterro (bermas de equilíbrio), ou obras de corte e aterro (retaludamento e execução de bermas de equilíbrio) assim como pode ser observado nas figuras 2.1 e 2.2.

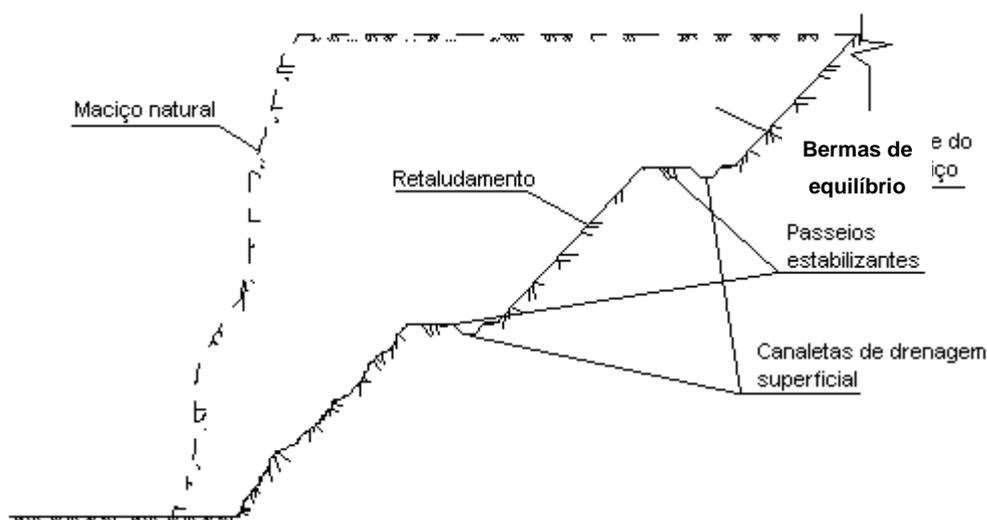


Figura 2.1 – Conformação de geometria através de retaludamento (adaptado de Reis *et al.*, 2006)

Este tipo de estabilização é geralmente praticado em situações onde são possíveis cortes à montante ou acúmulo de material a jusante, com implicação na criação de bermas estabilizantes, como observado na figura 2.2, sendo considerada principal desvantagem, o comprometimento do espaço de lançamento dos taludes a serem estabilizados (talude em geometria estável).

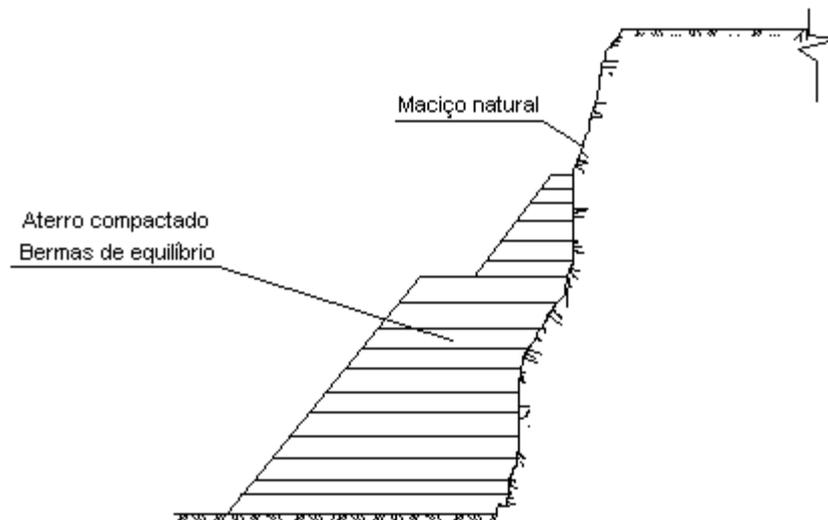


Figura 2.2 - Conformação de geometria através de aterro à jusante (adaptado de Reis *et al.*, 2006)

Para esta modalidade estabilizadora é salientada a importância da manutenção dos parâmetros de projeto, sendo imprescindível a realização de sistemas de drenagem superficial e proteção da geometria como formas de preservação dos fatores de segurança empregados.

2.4.1.2 Muros de gravidade:

Muros de arrimo são estruturas corridas, robustas, que se opõem aos empuxos horizontais pelo peso próprio (Ranzine e Negro Jr., 1998). Usualmente são empregadas para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a 5m, não sendo economicamente interessantes para alturas elevadas dada a necessidade de massa para estabilização do maciço (Teng, 1984 apud Velloso Filho, 2009).

2.4.1.3 Muros à flexão:

Muros à flexão, ao contrário dos muros de gravidade, são estruturas mais esbeltas, com seções transversais em formato de “L”, podendo ser aplicados tanto em situações de aterro como em necessidade de corte.

a. Muros à flexão para aterro

Tais estruturas são concebidas de forma a suportar os empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio do maciço arrimado, que se apoia sobre a base do “L”, para manter-se em equilíbrio. Na maioria das aplicações são executados em concreto armado, mas em pequenas alturas, o paramento pode ser construído com blocos estruturais, armados e preenchidos com concreto fluido. A figura 2.3 apresenta um esquema da referida estrutura.

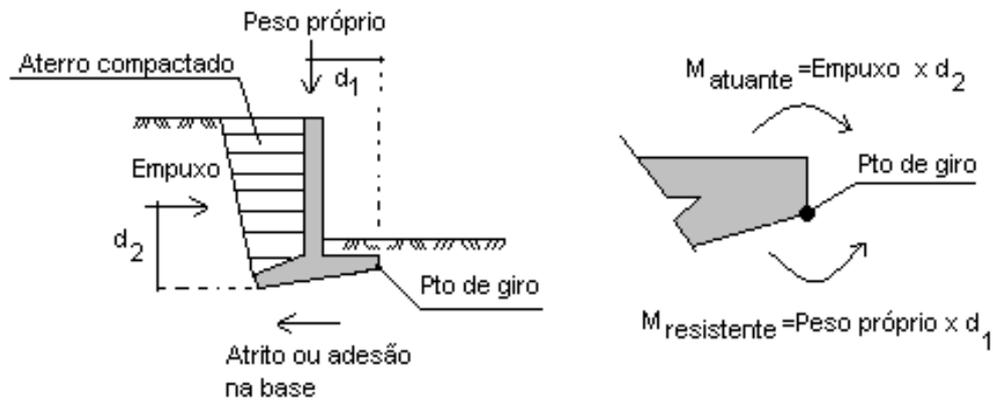


Figura 2.3 - Detalhe esquemático de muro de arrimo em aterro (adaptado de Reis et al., 2006)

b. Muro de arrimo em corte

Assim como os muros de arrimo à flexão para aterro, as estruturas de contenção em corte são realizadas em concreto armado, sendo que as pressões geradas pelos empuxos ativos são transmitidas ao solo de apoio pela sapata de fundação dos muros sem a contribuição de parte do maciço a ser estabilizado. A figura 2.4 apresenta um esquema da referida estrutura.

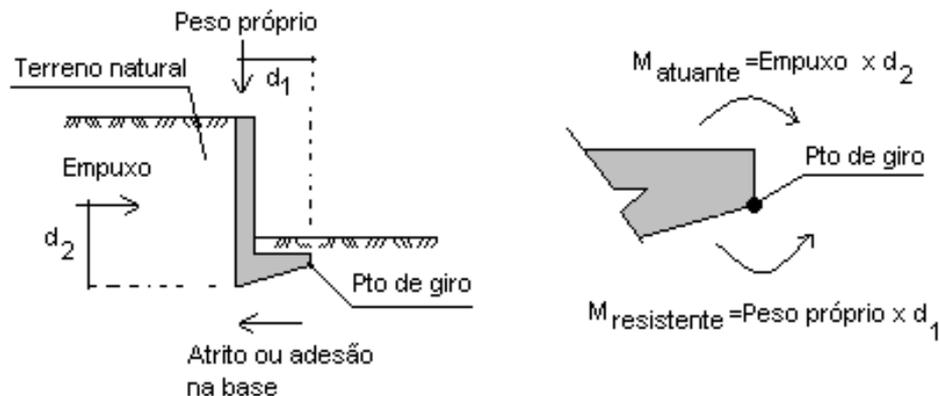


Figura 2.4 – Detalhe esquemático de muro de arrimo em aterro (adaptada do de Reis *et al.*, 2006)

2.4.1.4 Estabilização com uso de cortinas com elementos em balanço

As contenções tipo “cantilever” são estruturas de contenção utilizadas em maciços a serem cortados (contenção de cortes). São executadas previamente ao corte do terreno evitando o desconfinamento do maciço a ser contido na fase de construção. Os empuxos de terra instabilizantes na altura de corte (balanço) são combatidos pelo embutimento dos elementos da contenção abaixo da linha de terraplenagem (ficha).

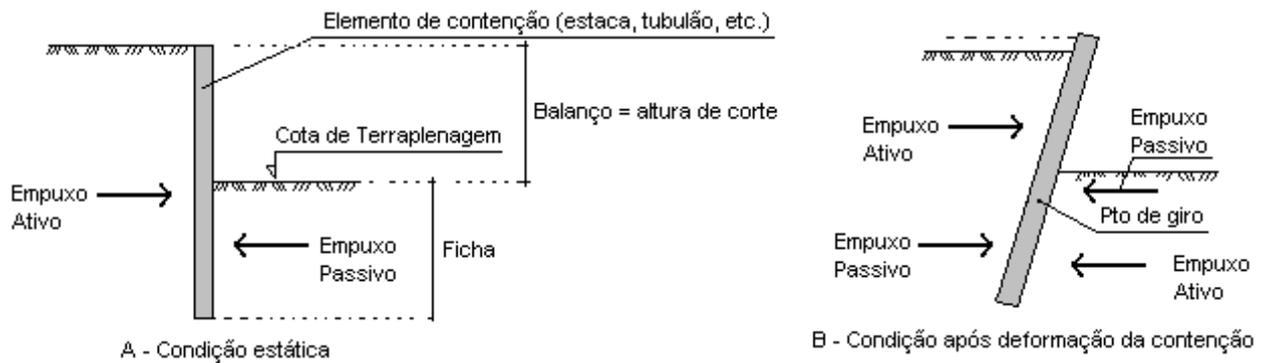


Figura 2.5 - Detalhe esquemático de contênções em balanço (Reis et al., 2006)

Os elementos de contênção trabalham como uma viga em balanço sendo portanto, constituídos por peças de reação que resistam a tração. Para maiores alturas, estas contênções podem ser travadas por tirantes ou por estruturas a serem erigidas à jusante da linha de corte, passando a funcionar como vigas apoiadas ou engastadas.

Estes elementos podem ser executados através da escavação a céu aberto e posterior armação e concretagem dos mesmos: tubulões, estacas escavadas à trado e retangulões, sendo estes últimos, objeto do trabalho de Velloso Filho (2009) e que serão detalhados no próximo capítulo.

Em algumas situações, quando há imposição na execução da ficha como a presença de linha freática, os elementos de reação podem ser executados com perfis metálicos cravados ou estacas escavadas com lama bentonítica (parede diafragma). A utilização de estacas tipo Strauss, raiz ou hélice contínua também é empregada em casos semelhantes, porém em menor amplitude.

2.4.1.5 Estabilização com uso de tirantes e grampos

As técnicas de estabilização por meio de atirantamento e grampeamento consistem na introdução de elementos resistentes a tração nos maciços de solo “in-situ” (terrenos naturais) ou menos comumente em maciços a serem aterrados. Os tirantes ou grampos podem ser utilizados individualmente para a contênção de blocos de rocha ou elementos individuais de um conjunto de uma contênção, ou podem ser utilizados em conjunto nas contênções tipo cortinas atirantadas, contênções de estacas, tubulões ou retangulões com vigas atirantadas, contrafortes atirantados, grelhas atirantadas e solo grampeado dentre outras.

2.4.1.6 Outros métodos de estabilização de encostas:

Apesar de serem empregados em menor monta em relação aos demais, podem ainda ser apresentados como métodos alternativos de estabilização de taludes e/ou controle de erosão, sejam eles provisórios ou definitivos, as seguintes soluções, entre outras:

- Estabilização com sacaria (rip-rap);

- Estabilização com solo reforçado com geossintéticos;
- Estabilização em terra armada;
- Estabilização com muros em blocos pré-fabricados;
- Estabilização com uso de bio-mantas.

2.4.2 Sistema de drenagem

Como já observado anteriormente, a preservação dos parâmetros de projeto é de total importância para a conservação da estabilidade do maciço. Neste contexto, a drenagem da estrutura e do seu entrono torna-se extremamente importante. Entre as alternativas podem destacadas:

2.4.2.1 Drenagem superficial

A alternativa de drenagem mais comum apresenta instrumentos de captação e encaminhamento de águas pluviais, como ilustrado na figura 2.6:



Figura 2.6 - Canaletas de drenagem e descida d`água

2.4.2.2 Barbacãs

Utilizados em estruturas de pequena magnitude e em locais onde há possibilidade de fluxo em regiões localizadas (Fig. 2.7)

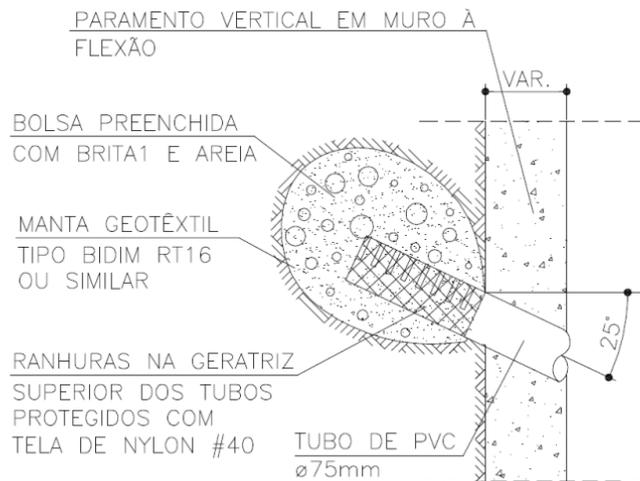


Figura 2.7 - Detalhe de dreno em barbacã

2.4.2.3 Trincheiras verticais

Utilizadas para drenagem em paramentos de cortinas e muros de arrimo, tem como característica o posicionamento do sistema que se estabelece entre a estrutura de arrimo e o maciço. Tem eficácia e abrangência limitadas à região de montante próxima ao muro.

2.4.2.4 Drenos horizontais profundos

Consistem na inserção de tubos perfurados envoltos em manta geotêxtil em furos previamente realizados no maciço, com o intuito de estabelecer novo regime freático. Tem boa eficácia, principalmente em perfis arenosos e tem abrangência determinada pelo comprimento do dreno.

Em todos os sistemas de drenagem citados é possível ressaltar que o material vertido não deve conter partículas de solo, sendo um indicio evidente de ineficiência do dreno. Desta forma, o material selecionado para drenagem deve contemplar critério de filtragem do solo, visando que o sistema não perca sua capacidade drenante (“colmatção”). A partir deste critério, o material filtrante deve ser instalado entre o solo e o material drenante.

2.4.3 Projeto de instrumentação e monitoramento

Conforme preconiza a norma brasileira específica (NBR 11.682/2009), o monitoramento do desempenho de uma obra ou de uma encosta deve ser realizado, sempre que julgado necessário pelo projetista geotécnico. Entre os tipos de monitoramento normalmente utilizados podem ser destacados:

- Controle inclinométrico;
- Controle planialtimétrico;

- Controle piezométrico;
- Sistema de alarme.

2.4.4 Proteção superficial devido à utilização de vegetação

Encostas expostas à intemperismo climático necessitam, além de sistema de drenagem eficiente, ser protegidas de maneira eficiente para evitar a formação de focos erosivos e deslizamentos. As técnicas e produtos a serem utilizados dependem de vários fatores, como: inclinação do talude, suscetibilidade à erosão, tipo de proteção desejada (definitiva ou temporária), altura do talude, tipo de drenagem adotada etc.

São utilizadas, com finalidade de acelerar o processo de proteção destes, mantas vegetais e/ou mistas a serem lançadas ao longo da superfície a ser tratada. A seleção da vegetação a ser implantada também perfaz o rol de cuidados a serem tomados em uma obra de estabilização de encostas. Árvores de grande porte que carregaram pontualmente o talude gerando cargas instabilizantes deverão ser evitadas, assim como vegetações que contenham raízes tuberculosas como a bananeira, que tem capacidade de concentrar reservas úmidas em sua estrutura vegetal.

A proteção superficial de taludes tem um papel fundamental na sua estabilização, impedindo a ocorrência de processos erosivos e reduzindo a infiltração de água nas superfícies desprotegidas. O procedimento de infiltração de água é facilitada pela abertura de fendas ocasionadas pelo ressecamento de solos, que tende a beneficiar a penetração da água, favorecendo a ruptura interna do maciço.

Os revestimentos para esta proteção podem utilizar materiais naturais ou materiais artificiais, em função das características do solo e da topografia local, ambos com resultados positivos e duradouros, a depender da manutenção que recebem. O revestimento superficial tem a função de reduzir o volume da água de infiltração, fazendo, portanto, com que aumente o volume das águas de escoamento superficial. Daí a importância de um projeto que considere a encosta no contexto da sua micro-bacia, buscando resolver o escoamento superficial com de um sistema de drenagem, com canaletas, dissipadores de energia, caixas de coleta e de encaminhamento da água.

2.5 Teoria do equilíbrio plástico

A partir da teoria clássica idealizada por Hooke, corpos sujeitos à solicitações sofrem, como consequência, deformações em sua geometria. O fator que rege tal comportamento é chamado Módulo de Elasticidade ou de Young, sendo representado pelo símbolo E . Problemas geotécnicos envolvendo deformações são encontrados no cotidiano, podendo ser divididos em duas categorias de acordo com os níveis de tensão aplicados. Quando corpos solicitados são submetidos à baixos

níveis de tensão em relação à sua natureza, tais materiais apresentam comportamento elástico, podendo ter seu comportamento previsto pela teoria da elasticidade linear. A segunda categoria é formada pelos materiais que são submetidos à elevadas tensões, tendo seu comportamento quanto à deformações, relacionado à cenários de conservação de deslocamento, apresentando performance plástica. É importante que seja salientado que o nível de tensões governa o comportamento de um sólido, podendo haver deformações elásticas ou elasto-plásticas. Fredlund *et al.* (1978) apud Magalhães (2003) apresentam gráfico representando os comportamentos elástico e plástico dos solos a partir da teoria citada, como pode ser observado na figura 2.8.

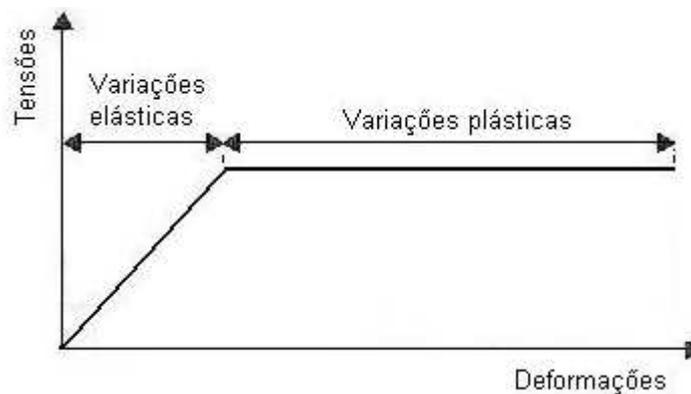


Figura 2.8 - Representação do comportamento elasto-plástico de solos (Fredlund et al., 1978 apud Magalhães, 2003)

O equilíbrio plástico pode ser denominado pelo instante o qual as tensões cisalhantes atuantes são igualadas pelas tensões cisalhantes resistentes de um maciço. O equilíbrio plástico se refere ao estado inicial de ruptura do material quanto à ocorrência de deformações e obtenção de tensões limites de resistência mobilizada, sendo um indicativo de perda de estabilidade do maciço (Velloso Filho, 2009).

Vargas (1977) expõe a aplicação da Teoria do Equilíbrio Plástico em situação geotécnica hipotética de um maciço puramente arenoso a ser contido por uma cortina-diafragma, conforme figura 2.9.

Na fig 2.9 é possível a identificação da atuação dos esforços $P'o$, P_o e $P''o$, aplicados nos respectivos pontos P' , P e P'' , nas respectivas profundidades z' , z e z'' , em condição de equilíbrio estático. Utilizando-se o plano transversal xx' representado, o equilíbrio plástico irá se manifestar, se por exemplo, houver remoção do solo à esquerda do plano, havendo liberdade para o deslocamento dos pontos P' , P e P'' .

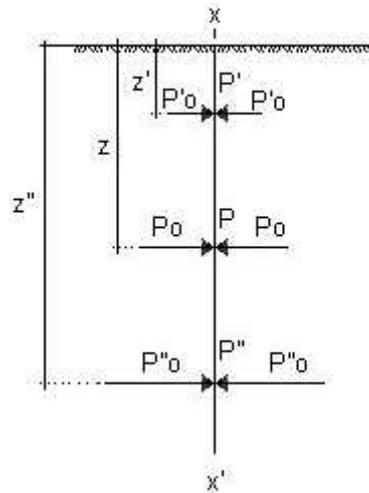


Figura 2.9 - Representação do maciço e o plano transversal xx' (Vargas Filho, 1977)

A medida que o plano xx' se movimentava para a esquerda, gerando os deslocamentos ativos da , conforme figura 2.10, o maciço buscará uma nova configuração de equilíbrio. Caso se considere algum tipo de atrito entre o maciço e o plano à direita de xx' , seriam geradas as tensões verticais, tangenciais q' , q e q'' .

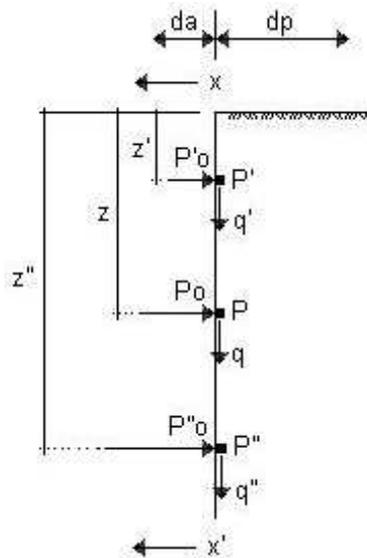


Figura 2.10 - Pressões de sustentação do diagrama xx' (Vargas, 1977)

A partir da interpretação da figura 2.11, é importante salientar que, à medida que ocorre o deslocamento do plano em direção à esquerda, gerando acréscimo no deslocamento da , há diminuição nas pressões aplicadas em cada ponto até que alcance o valor limite P_a . O mesmo entendimento poderá ser aplicado para o deslocamento do plano xx' para a direita, tido como passivo ou dp , onde os esforços iniciais $P'0, P0$ e P'' vão crescendo com os deslocamentos até atingirem um valor máximo P_p em cada ponto.

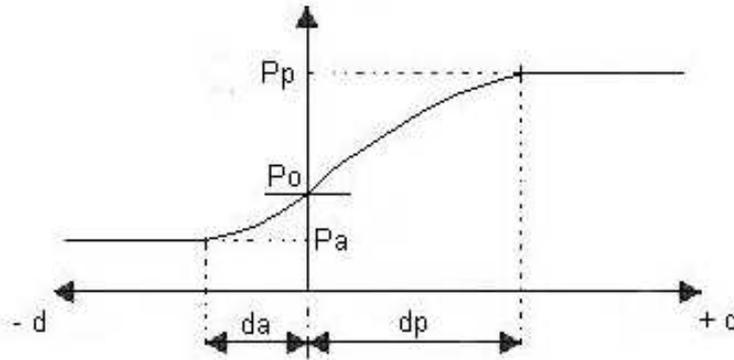


Figura 2.11 - Deformações para alcance do equilíbrio plástico (Vargas, 1977 apud Magalhães, 2003)

2.7 Pressão lateral de terra

Estruturas de contenção, tais como muros de arrimo e cortinas, normalmente são encontradas na engenharia geotécnica, sendo idealizadas para absorção de esforços gerados por taludes e massas de terra. O projeto e a execução correta destas estruturas requerem um conhecimento amplo das forças laterais que atuam entre estruturas de contenção e maciços a serem contidos. Estas forças laterais são provocadas pela pressão lateral de terra.

2.7.1 Empuxo de terra em repouso

Velloso Filho (2009) elucida o estado de repouso de um corpo, considerando a discretização de um elemento de solo homogêneo e isotrópico, confinado e em equilíbrio de tensões e deformações, e traçando um cenário onde o mesmo encontra-se submetido à tensão geostática devido à massa de solo sobre seu corpo e em equilíbrio com a reação do maciço a este esforço. Considerando a simetria e a inexistência de movimento em qualquer direção, admite-se que não ocorrem tensões cisalhantes nos planos horizontais e verticais no elemento. Diz-se, nesse caso, que o elemento se encontra em estado de repouso.

A relação entre as tensões verticais efetivas e as tensões horizontais efetivas pode ser definida pelo coeficiente adimensional K conforme a equação 2.5:

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2.5)$$

No estado de equilíbrio estático, este coeficiente ganha o nome de coeficiente de empuxo em repouso K_o e as tensões horizontais efetivas (σ'_h) de pressões no repouso P_o :

$$K_o = \frac{P_o}{\sigma'_v} \quad (2.6)$$

A quantificação teórica do coeficiente de empuxo em repouso é de difícil obtenção devido à complexidade histórica e à constituição do solo. O conceito do empuxo em repouso é empírico e, portanto, experimental. Para as areias, os coeficientes tem se mostrado entre os valores 0,4 a 0,8; variando com a compactidade e densidade do material (Magalhães, 2003). Para as argilas, o empuxo em repouso pode tomar qualquer valor, desde praticamente nulo até superior a 1, sendo costumeiramente utilizado o valor médio de 0,5 para solos argilosos compactados (Magalhães, 2003).

Bueno e Vilar (2007) observam que as determinações de K_o só são possíveis por via experimental, a partir de ensaios de laboratório e de campo, exigindo técnicas de condução dos ensaios e equipamentos especializados e de grande sensibilidade, sendo ainda bastante trabalhosos e não configuram na categoria dos ensaios laboratoriais rotineiros.

Jaky (1944) apud Das (2011) apresenta, para solos granulares, que o coeficiente de empuxo em repouso pode ser estimado usando-se a relação empírica (Eq. 2.7):

$$K_o = 1 - \text{sen}\varphi' \quad (2.7)$$

Ranzini e Negro Jr. (1998) citam que na prática de projetos é usual estimar K_o para argilas normalmente adensadas a partir da expressão acima.

Segundo Pinto (2006), conclui-se que há uma tendência de que quanto mais plástico for o solo, menor será o ângulo de atrito efetivo (φ') e conseqüentemente, maior será o valor de K_o .

Mayne e Kulhawy (1982) apud Ranzini e Negro Jr. (1998), a partir da equação 2.8, apresentam K_o como função do ângulo de atrito efetivo e da razão de sobre-adensamento (OCR) do solo:

$$K_o = (1 - \text{sen}\varphi') \text{OCR}^{\text{sen}\varphi'} \quad (2.8)$$

Pinto (2006) frisa que as fórmulas empíricas só se aplicam à solos sedimentares, sendo que os solos residuais, dada suas transformações pedológicas, são dependentes das tensões internas originais das rochas.

Ranzini e Negro Jr. (1998) observam que o balizamento definitivo para escolha de K_o deve ser derivado de estudo de antecedentes, de projetos e investigações anteriores, em condições de semelhança ao caso objeto de estudo.

Adicionalmente são apresentados na tabela 2, valores de K_o típicos para alguns tipos de solos:

TABELA 2 – Valores Típicos de K_0 para alguns tipos de solos

TIPO DO SOLO:	LL:	LP:	IP:	Atividade:	K_0 :
Areia compacta ($e = 0,60$)	-	-	-	-	0,49
Areia média ($e = 0,70$)	-	-	-	-	0,52
Areia fofa ($e = 0,88$)	-	-	-	-	0,64
Areia fofa saturada	-	-	-	-	0,46
Areia compacta saturada	-	-	-	-	0,36
Argila residual compacta	-	-	9,3%	0,44	0,42
Argila residual compacta	-	-	31%	1,55	0,66
Argila mole, orgânica, indeformada	74%	28,6%	45,4%	1,20	0,57
Argila marinha, indeformada	37%	21%	16%	0,21	0,48
Argila sensível	34%	24%	10%	0,18	0,52
Argilas	-	-	-	-	0,60 a 0,80
Areias não compactadas (fofas ou compactas)	-	-	-	-	0,40 a 0,50
Areias compactadas por camadas	-	-	-	-	0,80

Fonte: adaptado de Bueno e Vilar (2007)

2.7.2 Empuxo ativo de terra

Estado ativo pode ser definido por aquele que corresponde a uma distensão do maciço de terra (Caputo, 1987). Analogamente pode ser descrito pela atuação de esforços de um maciço contido contra uma estrutura de contenção que promove deslocamento gradativo até alcançar estado de ruptura eminente, quando há o equilíbrio plástico, fazendo com que as tensões se reduzam ao mínimo.

A figura 2.12, adaptada de Das (2007) por Velloso Filho (2009), exemplifica o estado de empuxo ativo “ E_a ” que atua no paramento de uma contenção sem atuação de atrito solo-estrutura, até o alcance do equilíbrio plástico:

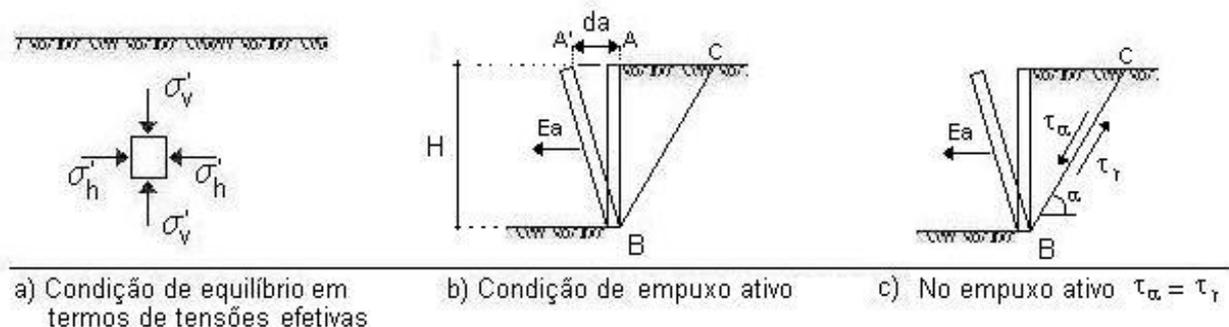


Figura 2.12 - Representação do estado de empuxo ativo (Das, 2007 apud Velloso Filho, 2009)

Observa-se que a medida que há o deslocamento de topo do paramento da cortina, da , há geração da cunha de solo ABC adjacente à contenção, fazendo com que seja atingido o equilíbrio plástico, onde há eminência de ruptura. A cunha rompida ao longo do plano da reta BC desenvolve

tensões cisalhantes τ_α que atuam na direção α , que se igualam à resistência ao cisalhamento do maciço τ_r .

A pressão ativa P_a exercida pelo maciço está relacionada às tensões efetivas verticais através do coeficiente de empuxo ativo K_a , descrito pela equação 2.9:

$$K_a = \frac{P_a}{\sigma'_v} \quad (2.9)$$

Do exposto, pode ser dito que o estado de empuxo ativo é obtido a partir da deformação do maciço no sentido da contenção, sendo apresentada na tabela 3 a adaptação destes valores típicos de deslocamentos em relação a alturas H de contenções para alcance deste estado.

TABELA 3 – Relação de deslocamento e alturas de contenção para mobilização do estado de empuxo ativo

TIPO DE SOLO:	d_a / H :
Areia fofa	0,1% a 0,2%
Areia compacta	0,05% a 0,1%
Argila mole	2%
Argila rija	1%

Fonte: adaptado de Das (2007) apud Velloso Filho (2009)

Ranzini e Negro Jr. (1998), a partir de Wu (1975) apresentam, conforme a tabela 4, as deformações mínimas necessárias à mobilização dos estados plásticos ativos para solos arenosos e argilosos.

TABELA 4 – Deformações mínimas para mobilização de estados plásticos ativos

SOLO:	ESTADO:	MOVIMENTO:	d_a / H :
Areia	Ativo	translação	0,1%
		rotação no pé	0,1%
Argila	Ativo	translação	0,4%
		rotação no pé	0,4%

Fonte: adaptado de Ranzini e Negro Jr. (1998)

A partir da interpretação das tabelas 3 e 4, conclui-se que a mobilização de empuxos ativos ocorre em regimes de deslocamentos muito pequenos, sendo o comportamento de uma estrutura de contenção quanto às deformações previstas, importante para a estabilidade global do sistema, haja vista a atuação plena dos empuxos ativos nestes estados.

2.7.3 Empuxo passivo de terra

Estado de empuxo passivo pode ser definido por aquele que corresponde à compressão do maciço de solo (CAPUTO, 1987). Se um maciço de solo é solicitado por um esforço atuante contra o próprio maciço, as tensões laterais deste se elevam até alcançar um estado de ruptura eminente, o equilíbrio plástico. Neste instante, estas tensões são aumentadas até seus valores máximos, sendo denominadas tensões passivas.

Assim como exposto para o estado de empuxo ativo será empregado como exemplo, a adaptação de Das (2007) realizada por Velloso Filho (2009), ilustrada pela figura 2.13, onde é representada situação de carregamento lateral de uma contenção até que o equilíbrio plástico seja atingido.

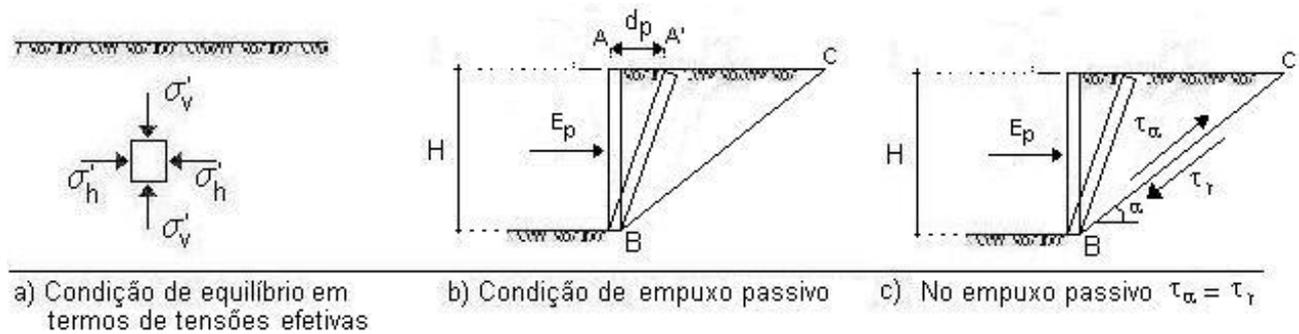


Figura 2.13 - Representação do estado de empuxo passivo (Das, 2007 apud Velloso Filho, 2009)

Na figura 2.13b, o paramento da contenção é deslocado contra o maciço a partir da atuação de um esforço externo, desenvolvendo o deslocamento d_p até formação da cunha ABC, adjacente à contenção, que após alcançar o equilíbrio plástico se romperá e deslizará na direção ascendente pelo plano da reta BC. A cunha rompida através do plano da reta BC desenvolve tensões cisalhantes τ_α que atuam na direção α , que se igualam à resistência ao cisalhamento do maciço τ_r .

A pressão passiva P_p exercida pelo maciço está relacionada às tensões efetivas verticais através do coeficiente de empuxo ativo K_p , descrito pela equação 2.10.

$$K_a = \frac{P_p}{\sigma'_v} \quad (2.10)$$

Do exposto, pode ser dito que o estado de empuxo passivo é também obtido a partir da deformação do maciço na sua própria direção, sendo apresentada na tabela 5, a adaptação destes valores típicos de deslocamentos em relação a alturas H de contenções para alcance deste estado.

TABELA 5 – Relação de deslocamento e alturas de contenção para mobilização do estado de empuxo passivo

TIPO DE SOLO:	d_a / H :
Areia fofa	1%
Areia compacta	0,5%
Argila mole	4%
Argila rija	2%

Fonte: adaptado de Das (2007) apud Velloso Filho (2009)

2.7.4 Obtenção dos empuxos de solo ativo e passivo

Os processos clássicos utilizados para a determinação dos empuxos de solo são métodos de equilíbrio limite. Admite-se que a potencial cunha de solo mobilizada se situa em contato com a estrutura de contenção e que cada ponto que a constitui esteja em um possível estado de plastificação, ativo ou passivo. Esta cunha tenta desprender-se do restante do maciço pelos esforços que a solicitam e sobre ela são aplicadas as análises de equilíbrio dos corpos rígidos.

2.7.4.1 Teoria de estados limites de rupturas

O trabalho de Ranzini e Negro Jr. (1998), ilustrado pela figura 2.14, expõe a divisão das teorias de estados limites de rupturas em duas categorias distintas: as que focalizam estes estados de ruptura determinando este colapso por meio de condições de deformações mínimas (CDM) e as que enfocam condições limites de utilização e que dependem, portanto, da magnitude dos deslocamentos previstos e que não satisfazem condições de deformações mínimas (NCDM).

As teorias de Estados Limites de Rupturas foram divididas em soluções rigorosas e em soluções não rigorosas. No primeiro subgrupo, enquadram-se soluções da Teoria da Plasticidade, que preenchem todos os requisitos teóricos da plasticidade e, no segundo, as que atendem a um ou mais requisitos.

2.7.4.2 Método de Coulomb

Bowles (1996) apresenta o desenvolvimento de equações de pressões para o estado plástico a partir da interpretação realizada por Coulomb (1776) do círculo de Mohr, conforme ilustrado na figura 2.15.

Teorias de Estados Limite

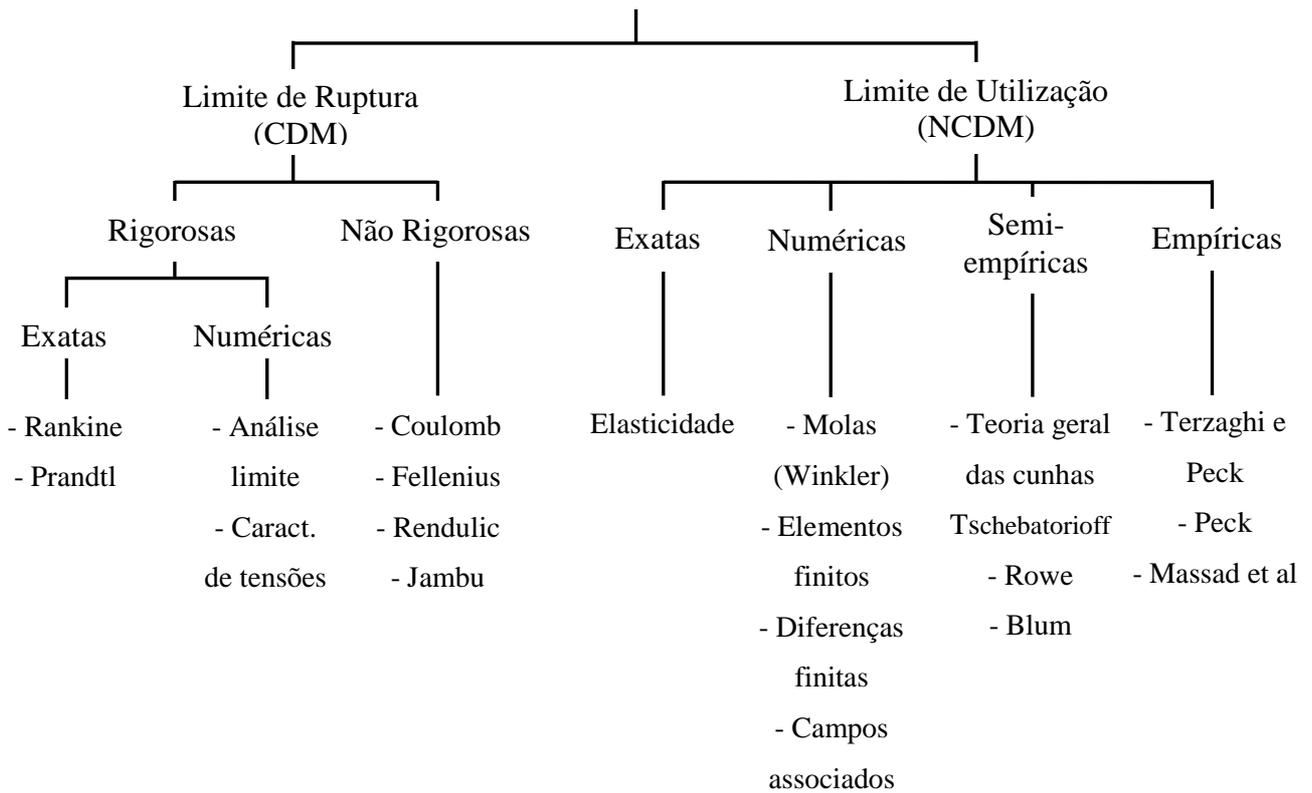


Figura 2.14 – Classificação das Teorias de Estados Limites (Ranzini e Negro Jr., 1998)

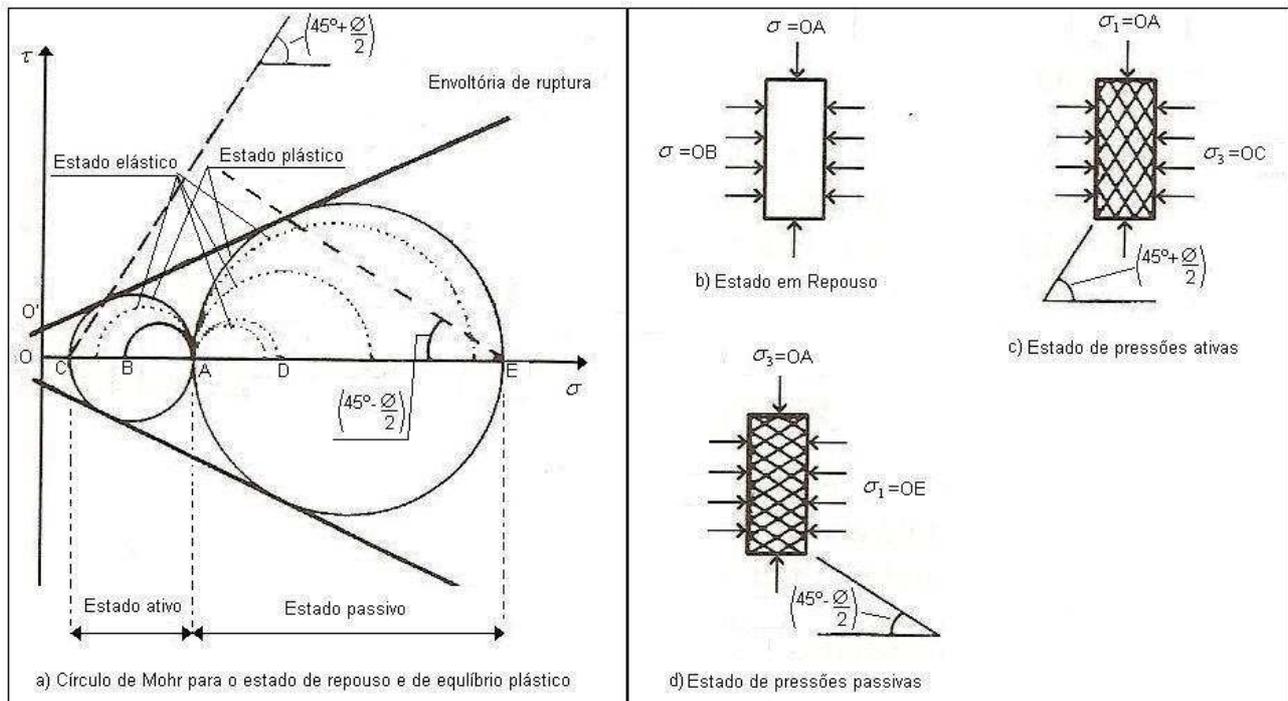


Figura 2.15 - Representação da variação das tensões principais no estado plástico (Bowles, 1996)

O círculo AB representado na figura 2.54a se refere ao estado de repouso a qual o elemento infinitesimal representado na figura 2.54b se encontra. Em analogia à manifestação do estado ativo em uma contenção, considera-se que as tensões principais menores σ_3 diminuem até o que o equilíbrio plástico seja atingido, representado pelo círculo AC da figura 2.54a. O plano de ruptura perfaz um ângulo de $(45+\phi/2)$ com o plano horizontal principal maior (FIG. 2.54c).

Para representação do estado passivo, as pressões principais menores σ_3 vão sendo aumentadas, tornando-se principais maiores até o encontro do equilíbrio plástico e eventual ruptura. Esta nova configuração é representada na figura 2.54a pelo círculo AE, sendo observado encontro do plano de ruptura a partir do ângulo $(45+\phi/2)$ em relação ao plano principal menor.

Foram desenvolvidas a partir destas interpretações, equações de pressões para o estado de equilíbrio plástico que após serem reescritas por Bell (1915) com a consideração de coesão, tomaram o seguinte formato (Bowles, 1996):

$$\sigma'_3 = \sigma'_1 \times \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) - 2 \times C' \times \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.11)$$

para o estado ativo e

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \times \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) + 2 \times C' \times \text{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.12)$$

para o estado passivo.

Estas equações foram idealizadas por Coulomb(1776) a partir da adoção das seguintes condições (Bowles, 1996):

- o maciço de solo é isotrópico, homogêneo e apresenta atrito e coesão;
- a superfície de ruptura é plana, assim como o tardo do paramento;
- a resistência por atrito é uniformemente distribuída no plano de ruptura e o coeficiente de atrito equivale a $\text{tg}(\phi')$;
- é considerado um movimento de corpo rígido para a cunha de ruptura;
- é considerado atrito solo-estrutura cujo ângulo é chamado δ ;
- é considerado o estado plano de tensões;
- é considerado o estado plano de deformações;
- os terraplenos a montante das estruturas de contenção podem ser inclinados, contanto que este ângulo chamado β não exceda o valor do ângulo de atrito ϕ' .

A partir destas condições, os coeficientes de atrito em estado ativo (K_a) e passivo (K_p) segundo Coulomb(1776) (Bowles, 1996) são apresentados nas equações 2.13 e 2.14:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \times \text{sen}(\alpha - \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \times \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \times \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.13)$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \times \text{sen}(\alpha + \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \times \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \times \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.14)$$

A figura 2.16, adaptada de Bowles (1996), ilustra as condições de utilização mencionadas.

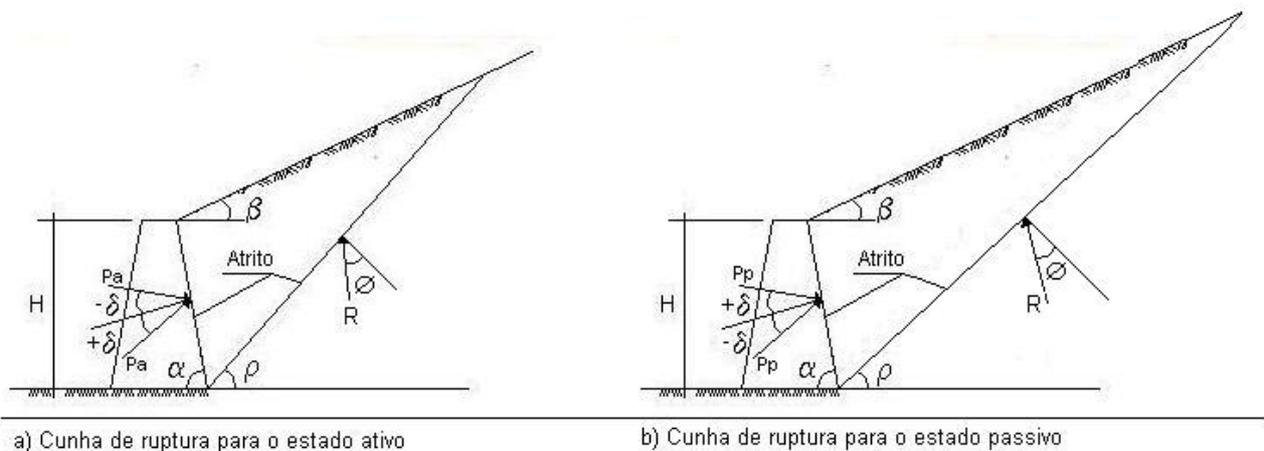


Figura 2.16 - Condição de ruptura a partir de Coulomb (adaptado por Bowles,1996)

2.7.4.3 Método de Rankine

A teoria mais famosa da classe das soluções exatas para Estados Limites de Ruptura é a de Rankine (1857), que requer extensão ou compressão lateral do solo para mobilização de um estado geral ou local de plastificação. Este estado é alcançado pela translação ou rotação de uma estrutura vertical de contenção (Ranzini e Negro Jr., 1998).

As formulações de Rankine são deduzidas pelas considerações geométricas do círculo de Mohr e apoiam-se nas equações de equilíbrio interno do maciço. Estas equações são definidas para um elemento infinitesimal contido pelo maciço e estendido a toda massa plastificada através de integração. Como hipótese básica, este método considera o equilíbrio entre os campos de tensão externos e internos que estabeleceram sobre a cunha plastificada. As tensões externas são motivadas por solicitações aplicadas na superfície do terreno ou pela ação do peso próprio da cunha. As

solicitações internas, por sua vez, são geradas pelas reações que se desenvolvem no maciço como consequência das solicitações externas (Bueno e Vilar, 2007).

A solução de Rankine adiciona às premissas praticadas por Coulomb, as seguintes hipóteses:

- maciço homogêneo de extensão infinita e de superfície plana (horizontal);
- não consideração de atrito solo-estrutura δ ;
- o maciço em estudo é constituído unicamente por solos granulares;
- o maciço está sujeito ao estado de plastificação preconizado.

Bueno e Vilar (2007) salientam as limitações da utilização da solução de Rankine, sendo observados valores práticos destoantes dos teóricos à medida que suas hipóteses não são respeitadas. Citam que a presença de atrito ou de adesão na interface solo-estrutura gera tensões tangenciais que contribuem para resistir ao deslocamento da cunha plastificada. No caso ativo o empuxo é superestimado e no caso passivo, subestimado.

Desta forma, os coeficientes de empuxo ativo, K_a , e passivo, K_p , assumem sua forma costumeiramente encontrada na bibliografia (equações 2.15 e 2.16):

$$K_a = tg^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.15)$$

$$K_p = tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.16)$$

Como as pressões atuantes, ativas (P_a) e passivas (P_p) são representadas por seus diagramas, as respectivas equações, derivadas destes, podem ser escritas como (equações 2.17 e 2.18):

$$P_a = \gamma \times H \times K_a - 2 \times c \times \sqrt{K_a} \quad (2.17)$$

$$P_p = \gamma \times H \times K_p + 2 \times c \times \sqrt{K_p} \quad (2.18)$$

Caputo (1987), apud Velloso Filho (2009), explica que para os casos onde existir efeito de sobrecarga externa q , distribuída e aplicada sobre o terreno, a consequência da mesma pode ser considerada admitindo-se a transmissão da solicitação através dos coeficientes de empuxo (equações 2.19 e 2.20):

$$P_a = \gamma \times H \times K_a - 2 \times c \times \sqrt{K_a} + q \times K_a \quad (2.19)$$

$$P_p = \gamma \times H \times K_p + 2 \times c \times \sqrt{K_p} + q \times K_p \quad (2.20)$$

2.7.4.4 Terraplenos inclinados:

Para terraplenos com superfície a montante inclinada, a direção de aplicação do empuxo será a mesma da inclinação β da encosta, opinião compartilhada por Bowles (1996), além de Bueno e Vilar (2007). Como a teoria de Rankine não considera a existência de atrito solo-estrutura, para dimensionamento, torna-se interessante a adoção de esforços horizontais devido ao empuxo, como descrito das equações 2.21 e 2.22:

$$E_{ah} = E_a \times \cos \beta \quad (2.21)$$

para o empuxo ativo horizontal e

$$E_{ph} = E_p \times \cos \beta \quad (2.22)$$

para o empuxo passivo horizontal.

Bowles (1996) ainda cita que as componentes verticais e horizontais dos empuxos também podem ser obtidas a partir da teoria de Coulomb (fig. 2.55), como descrito nas equações 2.23 a 2.26:

$$E_{ah} = E_a \times \cos \delta \quad \text{componente horizontal do empuxo ativo} \quad (2.23)$$

$$E_{av} = E_a \times \sin \delta \quad \text{componente vertical do empuxo ativo} \quad (2.24)$$

$$E_{ph} = E_p \times \cos \delta \quad \text{componente horizontal do empuxo passivo} \quad (2.25)$$

$$E_{pv} = E_p \times \sin \delta \quad \text{componente vertical do empuxo passivo} \quad (2.26)$$

2.7.4.5 Ponto de aplicação dos esforços:

Durante a realização desta pesquisa, observou-se que o ponto de aplicação destes empuxos, resultantes dos diagramas de pressão, é controverso, não havendo consenso entre os autores pesquisados sobre a posição exata de atuação destes esforços. Bueno e Vilar (2007) enfatizam que, dada a distribuição triangular das pressões, o empuxo atuará a um terço da base do muro. A experiência, contudo, mostra que os empuxos encontram-se aplicados entre o terço inferior e a metade da altura contida (Vargas, 1977 apud Velloso Filho, 2009)

Velloso Filho (2009) traz ainda uma compilação dos estudos de Terzaghi e Peck (1967), apud Caputo (1987), onde são apresentadas as seguintes conclusões:

- os diagramas triangulares de tensões ocorrem quando a estrutura de contenção tende a girar pelo ponto de rotação posicionado no “pé” da estrutura;
- quando o movimento é translacional ou há movimento de giro pelo topo da estrutura, o diagrama de tensões tende a ser parabólico, com elevação da cota de aplicação do empuxo;

- quando existem restrições de movimentos no pé e topo da estrutura, o diagrama de tensões torna-se irregular.

Caputo (1987) representa a distribuição de tensões laterais a partir das conclusões citadas, como ilustrado na figura 2.17:

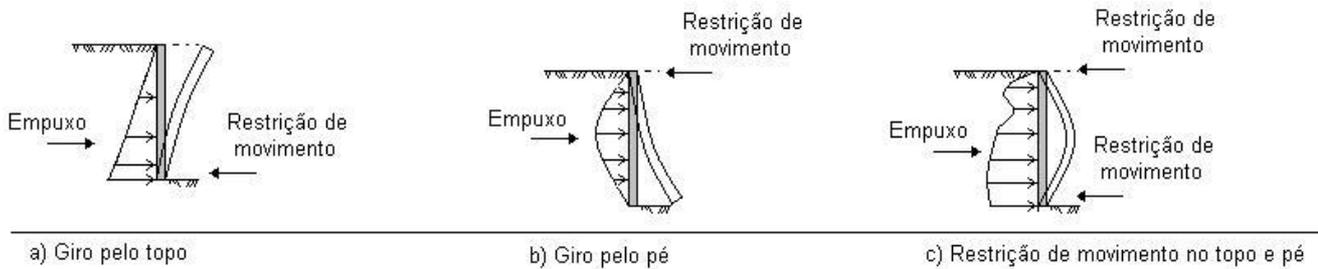


Figura 2.17 - Representação esquemática da distribuição de tensões laterais (Caputo, 1987 apud Velloso Filho, 2009)

Bowles (1996) sugere que, conhecida a superfície e o formato da ruptura, a posição da aplicação do empuxo pode ser derivada da reta que une o centro de gravidade da massa instabilizada, na direção da superfície de ruptura, como ilustrado na figura 2.18.

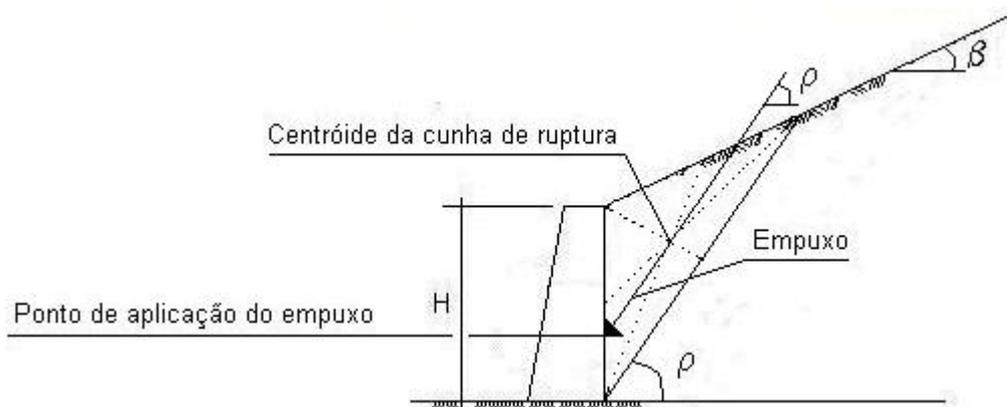


Figura 2.18 - Ponto de aplicação do empuxo (Velloso Filho, 2009)

De forma simplificada, como os empuxos são os esforços resultantes de diagramas de pressão, ativos e passivos, pode-se considerar que estas forças encontram-se aplicadas nos respectivos centróides destas figuras geométricas. Em solos com estratificações relevantes ou em situações onde os diagramas de pressão se mostrarem irregulares, os empuxos poderão ser encontrados pela subdivisão destas figuras em elementos de formato conhecido, sendo o esforço resultante, o montante referente ao somatório de todos os empuxos subdivididos.

2.7.4.6 Trincas de tração

Craig (2004) cita que, para solos coesivos, onde o valor da coesão é superior a zero, os valores devido à pressão ativa são também nulos até uma certa profundidade Z_t , chamada de trinca

de tração. Caputo (1987), apud Velloso Filho (2009), acrescenta ainda que em situações onde são associadas sobrecargas de montante (q), a parcela qK_a deverá ser inferior à parcela $2c\sqrt{K_a}$ na equação de pressão ativa (eq. 2.24) para que haja tensões superficiais negativas que culminariam no aparecimento da referida trinca. Tal consideração se justifica pela pequena resistência dos solos à tensões de tração (Bueno e Vilar, 2007). Desta forma, a profundidade da trinca de tração, Z_t , poderia ser encontrada algebricamente, isolando a altura H da equação de pressão ativa equivalente a zero, conforme equações 2.27 e 2.28:

$$P_a = \gamma \times H \times K_a - 2 \times c \times \sqrt{K_a} + q \times K_a = 0 \quad (2.27)$$

obtendo:

$$H = Z_t = \frac{2 \times c \times \sqrt{K_a} - q \times K_a}{\gamma \times K_a} \quad (2.28)$$

Na prática, no entanto, a contribuição desta parcela no diagrama é geralmente negligenciada, tomando-se como linear o diagrama de pressão ativa. Duncan e Wright (2005) sugerem, inclusive, que a existência da trinca de tração pode ocasionar diminuição da resistência do solo pela possibilidade de penetração de águas durante períodos chuvosos severos, com conseqüente geração de poro-pressão, podendo haver em casos extremos, ruptura do talude.

Profissionalmente, a possibilidade de preenchimento desta trinca de tração é tratada como um evento instabilizador ao equilíbrio da estrutura ou na análise de estabilidade de taludes, sendo considerada a componente devido a esta possível geração de poro-pressão como ilustrado na figura 2.19:

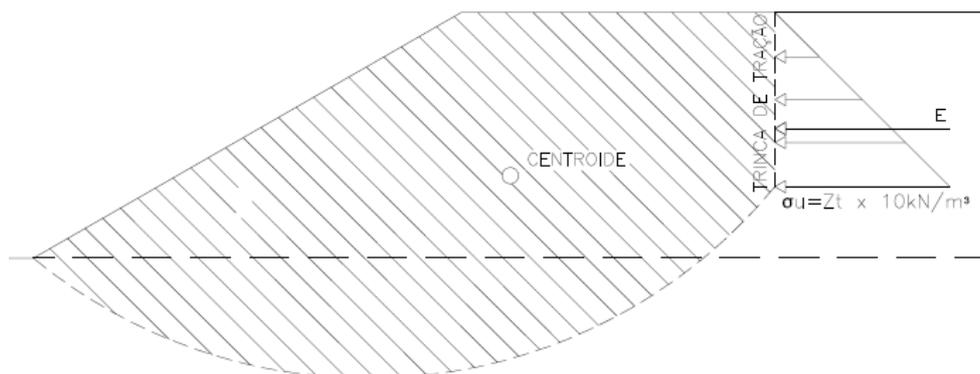


Figura 2.19 - Indicação da componente devido ao preenchimento da trinca de tração

2.8 Critérios de dimensionamento e de verificação de segurança para contenções em balanço

Uma contenção em balanço resiste ao empuxo devido ao seu engastamento no solo e, portanto, é necessário existir uma “ficha” mínima para se obter o equilíbrio da parede. Esta ficha é definida como sendo o comprimento mínimo de embutimento da parede no solo abaixo do fundo da escavação que garante o equilíbrio com uma margem de segurança adequada (Marzionna *et al.*, 1998).

Bowles (1996) comenta sobre a existência de vários métodos para análise das contenções com ficha. A verificação de segurança para as contenções em balanço se baseia nas equações de equilíbrio estático entre os esforços ativos e passivos, devendo ser garantidas as equivalências de carregamentos horizontais, verticais e de momentos fletores. As metodologias de dimensionamento foram desenvolvidas para estacas-prancha cujo peso é considerado desprezível, restringindo-se somente às verificações de equilíbrio de esforços horizontais e de momentos (Velloso Filho, 2009). Em relação às contenções em balanço, os elementos básicos a serem determinados se resumem ao comprimento da ficha e o momento fletor máximo a ser considerado para dimensionamento da seção (Magalhães, 2003).

Essas contenções podem ser calculadas por método de extremidade livre, ou *free-earth support*, e pelo método de extremidade fixa, ou *fixed-earth support*, não havendo porém, método exato para análise de contenções em balanço (Bowles, 1996). Os dois métodos citados são sujeitos à simplificações como a consideração de condição estática do elemento de contenções, desconsideração da rigidez da peça e da posição pré-determinada das resultantes de empuxo ativo e passivo. Tais simplificações acarretam super-dimensionamentos de sistemas de contenção, com consequente reflexo nos baixos índices de ruptura das mesmas (Bowles, 1996).

No método da extremidade livre, os elementos de contenção são concebidos utilizando-se o critério de ficha mínima, podendo haver rotação pelo “pé” do elemento em analogia à instalação de uma rótula. No método de extremidade fixa, os elementos de contenção são idealizados a partir da contemplação de que a ficha é aprofundada de forma a coibir deslocamentos no fundo da peça estrutural, analogamente à um apoio engastado (Velloso Filho, 2009). A figura 2.20 apresenta um esquema representando a atuação dos empuxos ativos e passivos para um perfil em balanço com ficha mínima.

Os diagramas de tensões líquidas podem ser obtidos através do estado elasto-plástico, a partir da consideração de que haja flexibilidade suficiente para mobilização do estado de equilíbrio ativo. Marzionna *et al.* (1998) comentam que a maioria das contenções com ficha apresentam flexibilidade para ativação deste estado.

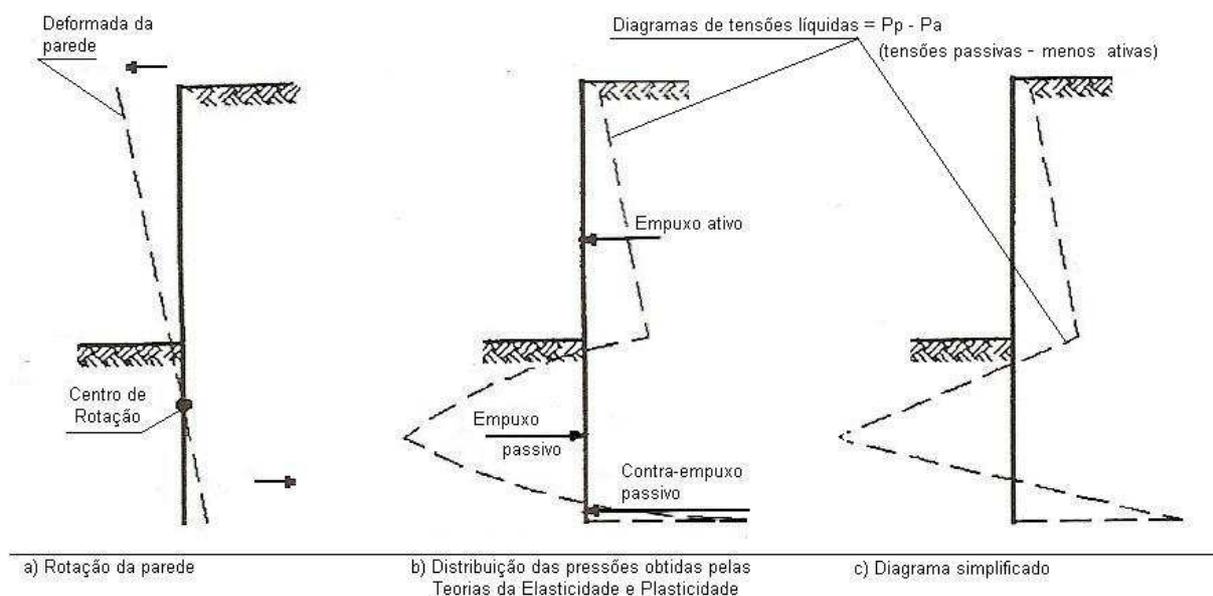


Figura 2.20 - Empuxos atuantes em uma contenção em balanço com ficha mínima (Marzionna et al., 1998)

A partir do estudo realizado por Bowles (1982) apud Velloso Filho (2009), é possível a descrição dos procedimentos para a obtenção dos diagramas simplificados para casos distintos de solos puramente arenosos (inexistência de coesão), puramente argilosos (inexistência de atrito interno) e forma simplificada partindo da combinação entre eles.

2.8.1 Solução para solos puramente arenosos (Bowles, 1982 apud Velloso Filho, 2009)

A partir da observação do diagrama de tensões líquidas representadas na figura 2.21, objetiva-se a obtenção de uma solução para o caso dos solos puramente granulares.

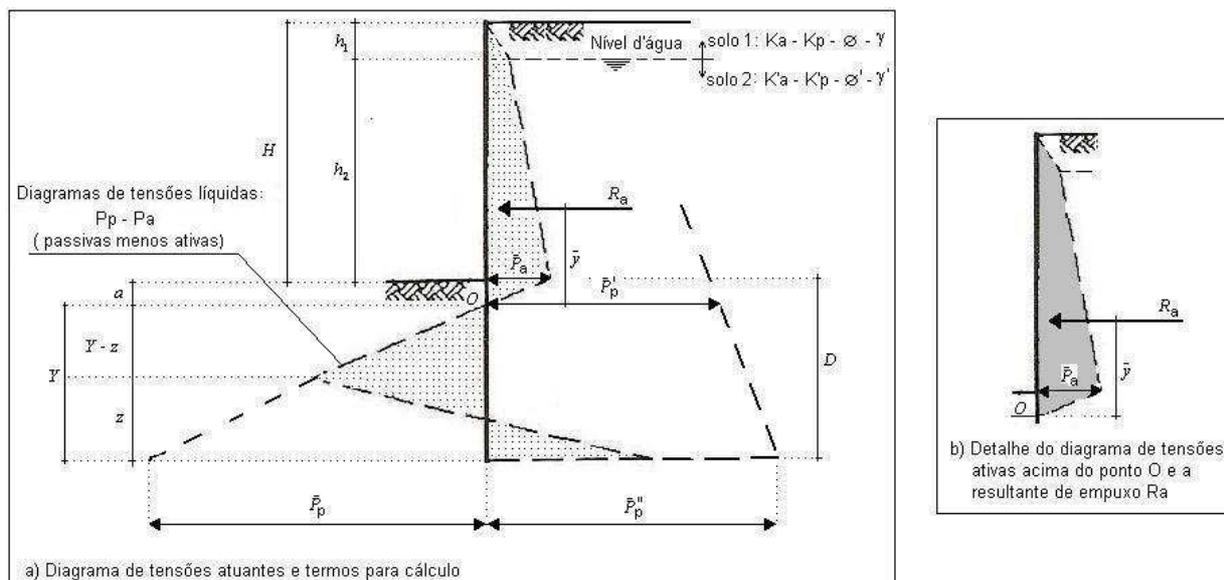


Figura 2.21 - Diagrama de tensões atuantes e termos para cálculo (BOWLES, 1982 apud Velloso Filho, 2009)

Na figura 2.21, salienta-se que R_a representa a resultante dos esforços atuantes acima do ponto O , também tido como centro de rotação, onde as tensões ativas à direita da contenção se anulam com as tensões passivas a frente do elemento. Esta resultante, posicionada no centro de gravidade do diagrama ativo, está distante do ponto O do valor \bar{y} . É observado ainda que o ponto de rotação esteja posicionado a uma profundidade “ a ” em relação à cota de implantação ou de escavação, podendo ser descrito a partir da seguinte equação matemática:

$$a = \frac{\bar{P}_a}{\gamma'(K'_p - K'_a)} = \frac{\bar{P}_a}{C} \quad (2.29)$$

Como no ponto “ O ”, a tensão é nula e $C = \gamma'(K'_p - K'_a)$, verifica-se que a tensão líquida no “pé” da contenção é:

$$\bar{P}_p = CY \quad (2.30)$$

Admitindo-se que a deformação do paramento ocasionará inversão dos estados de ruptura, ativos e passivos, em algum ponto O , define-se a tensão passiva líquida, \bar{P}_p' , atuante no nível deste mesmo ponto e, posteriormente, define-se a tensão passiva líquida, \bar{P}_p'' , atuante no “pé” da parede:

$$\bar{P}_p' = \gamma \times h_1 \times K_p + \gamma'(h_2 + a)K'_p - \gamma' \times a \times K'_a \quad (2.31)$$

$$\bar{P}_p'' = \bar{P}_p' + CY \quad (2.32)$$

O comprimento z indicado na figura 2.60 pode ser obtido pelo equilíbrio estático das forças horizontais. A resultante R_a acima do ponto O e as demais resultantes que representam respectivamente os diagramas de tensões abaixo do mesmo ponto:

$$R_a + (\bar{P}_p - \bar{P}_p'') \times \frac{z}{2} - \bar{P}_p \times \frac{Y}{2} = 0$$

$$z = \frac{\bar{P}_p \times Y - 2 \times R_a}{(\bar{P}_p - \bar{P}_p'')} \quad (2.33)$$

Se realizado o equilíbrio de momentos até o “pé” da contenção, obtém-se uma equação adicional como descrito abaixo:

$$R_a(Y + \bar{y}) + \frac{z}{3}(\bar{P}_p + \bar{P}_p'') \frac{z}{2} - \bar{P}_p \times \frac{Y}{2} \times \frac{Y}{3} = 0$$

que após ser simplificada toma a seguinte forma:

$$6R_a(Y + \bar{y}) + z^2(\bar{P}_p + \bar{P}_p'') - \bar{P}_p \times Y^2 = 0 \quad (2.34)$$

Substituindo-se z da equação 2.33 na equação 2.34, é obtida a equação de solução do problema:

$$Y^4 - Y^3 \times \frac{\bar{P}_p}{C} - Y^2 \times \frac{8 \times R_a}{C} - Y \left[\frac{6R_a}{C^2} (2\bar{y}C + \bar{P}_p') \right] - \frac{6R_a \times \bar{y} \times \bar{P}_p' + 4R_a}{C^2} = 0 \quad (2.35)$$

Bowles (1982), através de Velloso Filho (2009), propõe uma rotina de cálculo para solução de problemas envolvendo os condicionantes adotados a partir da equação 2.35:

- Passo 1: Realizar representação gráfica do problema (croqui);
- Passo 2: Calcular os coeficientes de empuxos ativos e passivos, K_a e K_p ;
- Passo 3: Calcular as tensões passivas \bar{P}_p , \bar{P}_p' e \bar{P}_p'' , a distância a , o esforço resultante R_a e a distância \bar{y} , podendo esta última ser alcançada a partir da condição do maciço seco, considerando-se que o diagrama de tensões cuja a resultante é R_a : $\bar{y} = \frac{H + 2a}{3}$;
- Passo 4: Inserção dos valores \bar{P}_p , \bar{P}_p' , \bar{P}_p'' , a , R_a e \bar{y} obtidos na etapa anterior na equação 2.38, resolvendo-a e obtendo o valor Y .
- Passo 5: Definir a ficha de contenção a partir da equação:

$$D = Y + a \quad (2.36)$$

- Passo 6: o comprimento total da contenção será $H + D$.

2.8.2 Solução para solos puramente argilosos (Bowles, 1982 apud Velloso Filho, 2009)

O estudo para o caso de solos puramente coesivos é análogo ao realizado para solos puramente granulares, com o acréscimo de fatores como possibilidade de abertura de trincas de tração e seu eventual preenchimento com água e os efeitos de adensamento nas regiões onde atuam as tensões passivas, que influenciariam a magnitude e posicionamento dos esforços resultantes.

Como já verificadas as equações 2.26 e 2.27, referentes respectivamente às pressões ativas e passivas, e se considerada a inexistência de sobrecarga a montante (q), observa-se para maciços puramente coesivos ($\phi=0^\circ$), a equivalência dos coeficientes de empuxo K_a e K_p .

Considerando-se o efeito do peso da massa à montante do paramento como \bar{q} e sabendo-se que ela representa $\gamma \times H$, obtém-se não se usa a primeira pessoa em texto técnico a pressão ativa:

$$\bar{P}_a = \gamma \times H - 2 \times c \quad (2.37)$$

A figura 2.22 apresenta disposição do diagrama de pressões para contenção em balanço para solos puramente coesivos:

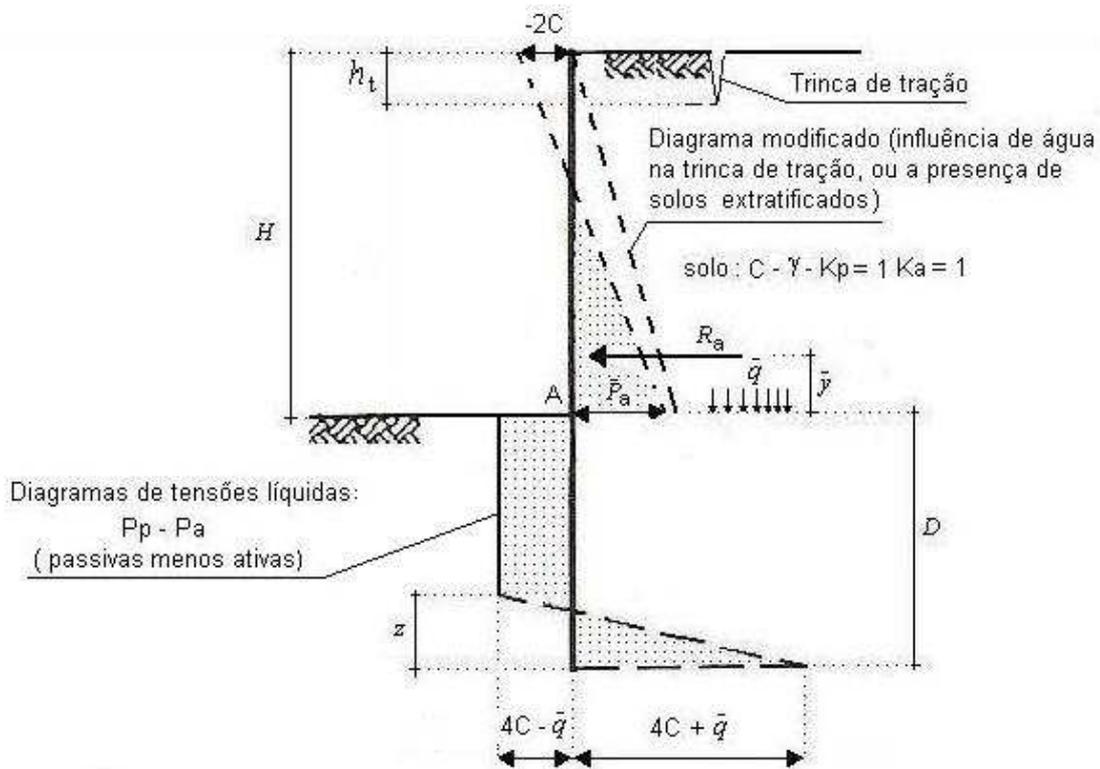


Figura 2.22 - Diagrama de pressões para contenção em balanço para solos puramente coesivos (Bowles, 1982 apud Velloso Filho, 2009)

Na seção A, as tensões passivas à esquerda da parede podem ser expressas por:

$$P_p = 2 \times c \times \sqrt{K_p} = 2c \quad (2.38)$$

As tensões líquidas no plano de corte A podem ser obtidas através da subtração entre $P_p - \bar{P}_a$, sendo P_p à esquerda da parede e \bar{P}_a à direita da parede (figura 2.22):

$$P_p - \bar{P}_a = 2 \times c - (\gamma \times H - 2 \times c) = 4 \times c - \gamma \times H \quad (2.39)$$

Com $\bar{q} = \gamma \times H$, a expressão é reescrita como:

$$P_p - \bar{P}_a = 4 \times c - \bar{q} \quad (2.40)$$

Assim, como visto no item anterior, há inversão das tensões a partir da linha de corte, tornando as equações:

$$P_p = \bar{q} + \gamma \times D + 2 \times c \quad (2.41)$$

$$P_a = \gamma \times D - 2 \times c \quad (2.42)$$

Desta forma, as tensões líquidas no pé da contenção são calculadas como:

$$P_p - P_a = (\bar{q} + \gamma \times D + 2 \times c) - (\gamma \times D - 2 \times c) = P_p - \bar{P}_a = 4c + \bar{q} \quad (2.43)$$

O equilíbrio de esforços horizontais e de empuxos resultantes dos diagramas, assim como realizado no estudo de solos puramente arenosos, pode ser expresso como:

$$R_a + \frac{z}{2} \times (4 \times c - \bar{q} + 4 \times c - \bar{q}) - D(4 \times c - \bar{q}) = 0 \quad (2.44)$$

que em função de z toma o seguinte formato:

$$z = \frac{D(4 \times c - \bar{q}) - R_a}{4 \times c} \quad (2.45)$$

O equilíbrio de esforços de momento no pé da contenção pode ser obtido como:

$$R_a(\bar{y} + D) + \frac{z^3}{3}(4 \times c) = \frac{D^2}{2}(4 \times c - \bar{q}) \quad (2.46)$$

que após substituição da equação 2.47 toma a seguinte forma:

$$D^2(4 \times c - \bar{q}) - 2 \times D \times R_a - \frac{R_a(12 \times c \times \bar{y} + R_a)}{2 \times c + q} \quad (2.47)$$

O comprimento da ficha D deve ser majorado de 20 a 40% ou anteriormente ao dimensionamento, promover minoração do parâmetro de coesão a partir de fator de segurança variando de 1,5 a 2,0 (Bowles, 1982 apud Velloso Filho, 2009).

2.8.3 Solução simplificada para solos granulares e coesivos:

Em função das dificuldades de dimensionamento impostas por rotinas de cálculo desenvolvidas para solos com comportamento distinto, puramente arenoso ou argiloso, visto que perfis com estas configurações são raros, vários autores apresentaram soluções simplificadas para dimensionamento de contenções nesta configuração.

Craig (2004), como ilustrado pela figura 2.23, sugere método de estimativa da profundidade D a partir do equilíbrio entre o empuxo ativo R_{ai} e o empuxo passivo R_{pi} em torno do centro de rotação O' . A solução é calculada através do método de tentativas, arbitrando-se valor para D ou algebricamente como comentado no item anterior. Fatores de segurança são aplicados ao empuxo passivo R_p e arbitrariamente o comprimento da ficha D é majorado em 20%.

Velloso Filho (2009) considera que a contenção é estável se o equilíbrio estático entre os momentos em torno do centro de rotação seja atendido:

$$\sum \left(\frac{R_{pi}}{FS} \times y_{pi} \right) \geq \sum (R_{ai} \times y_{ai}) \quad (2.48)$$

Havendo também equilíbrio entre os esforços horizontais, tem-se:

$$\sum \left(\frac{R_{pi}}{FS} \right) \geq \sum (R_{ai}) + R \quad (2.49)$$

sendo que o esforço R é introduzido na equação para verificação se a resultante passiva apresenta valor adicional de pelo menos 20% devido ao engastamento adicional sugerido.

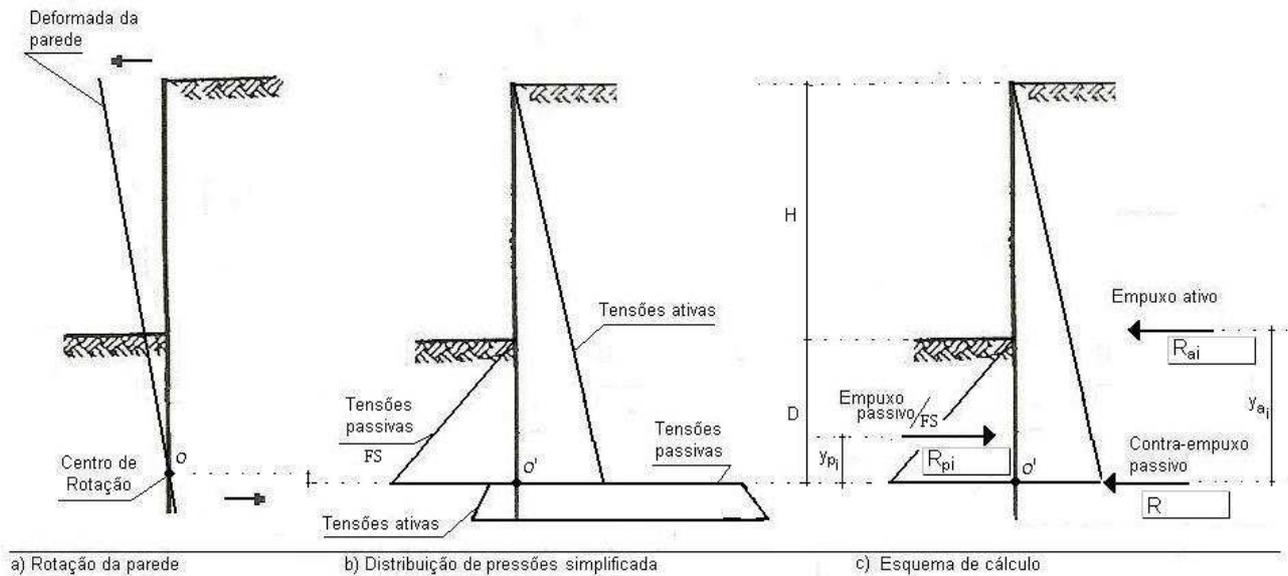


Figura 2.23- Esquema para solução em balanço (Craig, 2004)

Marzionna *et al.* (1998) apresenta fatores de segurança, conforme tabela 6, para decréscimo das pressões e empuxos passivos em função do regime da obra.

TABELA 6 – Fatores de segurança aplicados ao passivo

REGIME DA OBRA	FATOR DE SEGURANÇA SUGERIDO
Provisória	1,5 (aplicado às tensões efetivas)
Permanente	2,0 (aplicado às tensões efetivas)

Fonte: adaptado de Marzionna *et al.* (1998)

2.9 Análises de estabilidade de taludes e encostas

Os maciços sob o aspecto genético podem ser agrupados em duas categorias: naturais e artificiais, sendo estes últimos, por exibirem homogeneidade induzida pela ação humana, tornam-se mais adequados às teorias tradicionais elaboradas para análise de estabilidade. A análise de estabilidade de taludes naturais através de instalação de estruturas de contenção, objeto alvo deste trabalho, merece que sejam ressaltados dois aspectos básicos, relacionados à caracterização inicial

do maciço: as particularidades geotécnicas de cada encosta que deverão ser retratadas por campanha de prospecção criteriosa e à gênese do maciço natural, intimamente ligada ao histórico de tensões sofrido previamente (Bueno e Vilar, 2007).

São vários os fatores naturais que agem isoladamente ou em conjunto, durante o processo de formação de um talude natural, e que respondem pela estrutura característica destes maciços. Estes fatores foram agrupados por Bueno e Vilar (2007) da seguinte maneira:

2.9.1 Fatores intervenientes

São fatores geológicos a serem contemplados na análise de estabilidade de taludes e encostas: litologia, estruturação e geomorfologia. Com relação aos fatores ambientais, destacam-se o clima, topografia e vegetação.

Os fatores geológicos são responsáveis pela constituição química, organização e modelagem do relevo terrestre, somando a estes, fatores ambientais e topográficos. Fatores geológicos litológicos, com constituintes dos diversos tipos de rocha, a estruturação dos maciços e geomorfologia, apresentam um produto final que pode ser alterado por fatores ambientais climáticos, principalmente por processos erosivos advindos da pluviometria e topografia regionais. A partir destas observações, Bueno e Vilar (2007) afirmam que as paisagens naturais são dinâmicas, alterando-se continuamente ao longo do tempo sob a ação destes fatores.

Os taludes naturais podem ser constituídos por solo residual e/ou coluvionar, além da presença de matacões rochosos, que se desprendem da maciço e se dispõem ao longo da encosta. Os taludes naturais estão sempre sujeitos a problemas de instabilidade, porque as ações das forças gravitacionais contribuem naturalmente para a deflagração do movimento de massa. A instabilidade está associada à consequência da própria dinâmica de evolução das encostas. Na ocorrência de processos físico-químicos de alteração das rochas, o material resultante torna-se menos resistente e, dependendo da influência da topografia, geram-se condições propícias à deflagração da ruptura (Gerscovich, 2012).

Juntamente à ação natural, que modifica e modela as configurações geotécnicas do maciço desde sua formação geológica, soma-se a ação humana ao elenco de fatores instabilizadores de uma encosta, seja pela intervenção junto à vegetação pré-existente, seja pelas de alterações geométricas derivadas de projetos de engenharia e ocupação. Caso a disposição geométrica não atenda ao interesse humano, obras de engenharia devem ser projetadas. Dentre as formas de intervir junto à encosta, podem ser necessários procedimentos que venham a gerar mínimo distúrbio à configuração original, como drenagens sub-superficiais e conformações de formato, até a realização de obras de contenção, abrangendo muros de arrimo, cortinas atirantadas etc.

Nos projetos de estabilização, o fundamental é atuar sobre os mecanismos instabilizadores, procurando extingui-los por meio de soluções que podem variar das mais simples, como o combate ao efeito de erosão com o reforço da vegetação superficial, até obras sofisticadas que envolvem drenagem profunda e construção de robustas estruturas de contenção. Naturalmente, as obras mais caras só se justificam quando o processo de instabilização não pode ser mais controlado pelas obras mais simples ou quando as condições geológicas e geotécnicas obrigam a utilização de obras mais complexas (Bueno e Vilar, 2007).

2.9.2 Tipos e causas de movimento de massa

Os escorregamentos de taludes podem ser causados por uma redução da resistência interna do solo que se opõe ao movimento da massa deslizante e/ou por um acréscimo das solicitações externas aplicadas ao maciço (Bueno e Vilar, 2007).

Gerscovich (2012) entende como definição de movimento de massa, qualquer deslocamento de um determinado volume de solo, tratando estes processos a partir da associação a problemas de instabilidade de encostas. São citadas diversas propostas de sistemas de classificação entre elas, Varnes (1958 e 1978), Hutchinson (1968), Guidicini e Nieble (1983), sendo a de Varnes (1978) a mais utilizada internacionalmente, conforme quadro 1.

QUADRO 1: Classificação dos movimentos de encosta segundo Varnes (1978)

TIPO DE MOVIMENTO			TIPO DE MATERIAL		
			ROCHA	SOLO	
				GROSSEIRO	FINO
Quedas			De rocha	De detritos	De terra
Tombamentos			De rocha	De detritos	De terra
Escorregamento	Rotacional	Poucas unidades	Abatimento de rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de terra
	Translacional	Muitas unidades	De blocos rochosos De rocha	De blocos de detritos De detritos	De blocos de terra De terra
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas / escoamentos			De rocha (rastejo profundo)	De detritos	De terra
				(Rastejo de solo)	
Complexos: combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos					

FONTE: adaptado de Gerscovich (2012)

A maioria das classificações tem aplicabilidade regional e baseia-se nas condições geológicas e climáticas locais. Em relação à caracterização de movimentos de massa, rastejos, escorregamentos, quedas de blocos e afins, ressalta-se adicionalmente o trabalho proposto por Augusto Filho (1995).

O quadro 2 a seguir, resume as causas e os agentes que provocam a instabilização dos maciços, referindo os solos que são mais susceptíveis a cada tipo de ação, conforme a interpretação de Terzaghi (1950) através Bueno e Vilar (2007).

QUADRO 2: Agentes e fenômenos causadores de escorregamentos

NOME DO AGENTE	CAUSA INICIAL DA AÇÃO DO AGENTE	MODALIDADE DE AÇÃO DO AGENTE	MATERIAL MAIS SUSCEPTÍVEL DE ATAQUE	NATUREZA FÍSICA DAS AÇÕES SIGNIFICATIVAS	EFEITOS SOBRE AS CONDIÇÕES DE EQUILÍBRIO DO TALUDE
Agente de transporte	Operações de construção ou erosão	1) Aumento da altura ou do ângulo do talude	Qualquer material	Modifica as tensões no material do talude	Aumenta as tensões de cisalhamento
			Argila fissurada rija, folhelho	Modifica o estado das tensões e provoca a abertura de fendas	Aumenta as tensões de cisalhamento e deflagra a ação do processo "8"
Tensões tectônicas	Movimentos tectônicos	2) Deformação da crosta terrestre em grande escala	Qualquer material	Aumenta o ângulo do talude	Aumento das tensões cisalhantes
Tensões tectônicas ou explosões	Terremotos ou detonações	3) Vibrações de alta frequência	Qualquer material	Produz modificações transitórias das tensões	-
			Areias poucos cimentadas e pedregulhos	Danifica as ligações intergranulares	Diminui a coesão e aumenta a tensão de cisalhamento
			Areia fina ou média solta em estado saturado	Inicia o rearranjo dos grãos	Liquefação espontânea
Peso do material do talude	Fenômeno que deu origem ao talude	4) Movimento de rastejo do talude	Argila fissurada rija, folhelho ou resíduos de escorregamentos antigos	Abre juntas fechadas e produz novas juntas	Reduz a coesão e acelera a ação do processo "8"
		5) Movimento de rastejo em camada fraca abaixo do pé do talude	Sobreposição de matéria rígida sobre matéria plástica	-	-

Água	Chuvas ou águas provenientes de degelo	6) Deslocamento do ar nos vazios	Areia úmida	Aumenta a pressão da água nos poros	Diminui a resistência por atrito
		7) Deslocamento do ar nas juntas abertas	Rocha diaclasada, folhelho	-	-
		8) Redução de pressão capilar ligado a expansão	Argila fissurada rija e alguns folhelhos	Dá origem a expansão	Diminui a coesão
		9) Alteração química	Rocha de qualquer natureza	Enfraquece as ligações entre os grãos (alteração química)	-
	Geadas	10) Expansão da água devido à formação de gelo	Rocha diaclasada	Alarga as juntas e xistosidades e produz novas juntas	-
		11) Formação e degelo das camadas de gelo	Silte e areia siltosa	Aumenta o teor de água no solo das camadas superficiais	Diminui a resistência por atrito
	Estiagem	12) Contração	Argila	Produz juntas de contração	Diminui a coesão
	Rebaixo rápido do nível freático	13) Produz percolação de água para o pé do talude	Areia fina ou silte, drenado previamente	Produz pressão excessiva da água dos vazios	Diminui a resistência por atrito
	Mudança rápida do nível de lençol de água	14) Inicia o rearranjo dos grãos	Areia fina ou média, solta, em estado saturado	Aumento espontâneo da pressão da água dos vazios	Liquefação espontânea
	Elevação do nível de água em lençol freático distante	15) Causa elevação da superfície piezométrica natural do talude	Silte e camadas de areia entre ou abaixo de camadas argilosas	Aumenta a pressão de água dos vazios	Diminui a resistência por atrito
	Infiltração proveniente de reservatórios ou canais	16) Infiltração em direção ao talude	Silte saturado	Aumenta a pressão de água dos vazios	Diminui a resistência por atrito
		17) Desloca o ar dos vazios	Areia fina, úmida	Elimina a tensão superficial	Diminuição da coesão
		18) Remove o cimento solúvel	Areias pouco cimentadas e pedregulhos	Destrói a ligação intergranular	-
		19) Erosão subterrânea	Areia fina ou silte	Solapa o pé do talude	Aumenta a tensão de cisalhamento

FONTE: adaptado de Bueno e Vilar (2007)

2.9.3 Métodos análise de estabilidade

Os métodos de análise de estabilidade, em sua grande maioria, baseiam-se na teoria do Equilíbrio. Bueno e Vilar (2007) descrevem o Equilíbrio Limite como uma ferramenta empregada pela teoria da plasticidade para análises do equilíbrio dos corpos, em que são admitidas como hipóteses:

a) existência de uma linha de escorregamento de forma conhecida: plana, circular, espiral logarítma ou mista, que delimita, acima dela, a massa de terra instável. Esta massa de solo, sob a ação gravitacional, desloca-se com um corpo rígido;

b) existência de um critério de resistência que governe o equilíbrio ao longo da superfície de escorregamento, sendo normalmente empregada a envoltória de Mohr-Coulomb.

As equações da Mecânica dos Sólidos são adotadas para verificação do equilíbrio da porção de solo situada acima desta superfície de deslizamento, sendo participantes os esforços causadores do deslizamento e os esforços resistentes.

A limitação da teoria do Equilíbrio Limite reside sobre a desconsideração da relação tensão x deformação do solo, negligenciando o comportamento da estrutura de contenção em elevados estados de deslocamento, onde a perturbação do Equilíbrio Plástico se manifesta.

São relacionados a seguir os principais métodos de análise de estabilidade de taludes:

- Método sueco ou de Fellenius;
- Método de Bishop simplificado;
- Método de Janbu;
- Método de Morgenstern e Price.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, serão descritos o cenário de ocorrência da ruptura da estrutura de contenção, suas implicações e os métodos de interpretação do evento, com vistas à síntese do material disponível e pesquisado. Serão também apresentados o método executivo da cortina de retângulos estudada e as eventuais inspeções geotécnicas disponíveis para realização do dimensionamento da estrutura. Serão apresentados ainda os ensaios de laboratório desenvolvidos na ocasião do sinistro para ratificação dos parâmetros de projeto, que foram reinterpretados graficamente para emprego nas análises de estabilidade. É descrito, ainda que brevemente, o contexto geográfico-geológico o qual continha o referido empreendimento

A metodologia aplicada consiste em reproduzir as condições prévias à ruptura da cortina de retângulos, retro-analisando os diversos parâmetros de resistência disponíveis, buscando subsídios à indicação do provável fator motivador do colapso da estrutura de contenção.

3.1 Indicadores geográficos

O município de Belo Horizonte, que abriga o objeto de estudo deste trabalho, é a capital do estado brasileiro de Minas Gerais. Sua fundação data de 12 de dezembro de 1897 e tem, segundo indicadores municipais (PBH) e do IBGE/Censo 2010, os seguintes dados:

- Área: 331 km²;
- Posição geodésica: Latitude 19°55'S e longitude 43°56'W;
- População: 2.375.151 habitantes;
- Dados climáticos: Média pluviométrica anual: 1.450mm;
Clima: clima tropical predominante, basicamente pelo regime sazonal de chuvas, estações úmida, chuvosa e seca;
- Dados geográficos: Relevo: região composta de rochas cristalinas. Ramificações da cordilheira do Espinhaço, pertencentes ao grupo da Serra do Itacolomi;
Ponto culminante: Serra do Curral, atingindo 1.395 metros;
Altitude média: 852 metros.

O relevo da capital é caracterizado pela elevação de cotas na direção sul, com ponto culminante contido pela Serra do Curral, que promove a limitação dos domínios do município em sua porção sul. A disposição altimétrica e a hidrográfica são apresentadas no apêndice A.

A condição climática local é caracterizada por período seco bem pronunciado, com duração média de 3 a 4 meses, de maio a agosto. O volume médio anual de precipitação pluviométrica é concentrada nos períodos de outubro a abril. Moreira (2002) apud Parizzi *et al.* (2004) conclui que as chuvas sobre Belo Horizonte e arredores possuem tendência a serem mais severas e frequentes durante os meses de novembro, dezembro e janeiro, com os valores máximos de precipitação ocorrendo sobre regiões de topografia mais elevada, correspondente à faixa da Sequência Metassedimentar.

Administrativamente, a cidade de Belo Horizonte é dividida em nove regionais (Barreiro, Centro-Sul, Leste, Nordeste, Noroeste, Norte, Oeste, Pampulha e Venda Nova) como se apresenta na figura 3.1. O município tem divisas limítrofes com as cidades de Nova Lima, Brumadinho, Sabará, Santa Luzia, Vespasiano, Ribeirão das Neves, Contagem e Ibirité.



Figura 3.1 - Disposição das regionais administrativas de Belo Horizonte (PBH) com destaque à regional centro-sul

O empreendimento que abriga a obra de contenção, alvo de interesse deste trabalho, está inserido na regional Centro-Sul, região de destaque socioeconômico e que ocupa área de 31,7 km², abrigando aproximadamente 11% dos habitantes da capital.

3.2 Perfil geológico-geotécnico de Belo Horizonte

Segundo Silva *et al.* (1995) apud Parrizi *et al.* (2004), a área municipal abriga três compartimentos geológicos:

- Complexo de Formações Superficiais, constituídas por sedimentos aluviais, canga e por depósitos de vertente, incluindo colúvios, depósitos de natureza torrencial e de tálus;
- Complexo Gnáissico ou Complexo Belo Horizonte, onde se agrupam as rochas gnáissicas arqueanas, constituem cerca de 70% do território municipal. A litologia predominante é um gnaisse cinzento, com bandamento composicional e feições de migmatização;
- Complexo Metassedimentar, constituída pelos Grupos Sabará, Piracicaba e Itabira, ocupando 30% do município em sua parte sul. O Grupo Sabará (PPms) constitui de filitos e xistos muito alterados. O Grupo Piracicaba (PPmp) é constituído principalmente de quartzitos ferruginosos alternados, filitos sericíticos e dolomíticos, com menores proporções de filitos grafitosos e quartzitos puros. O Grupo Itabira (PPmi) abrange itabiritos, dolomitos e filitos dolomíticos. Estes agrupamentos integram o Supergrupo Minas da literatura geológica oficial.

O perfil geológico do local de estudo é pertencente ao Grupo Piracicaba e é composto por filitos prateados e quartzitos ferruginosos da Formação Cercadinho. Em direção à Serra do Curral, observam-se filitos dolomíticos e dolomitos da Formação Garandela, posicionados na base da Serra, e os itabiritos pertencentes à Formação Cauê, posicionados no topo desta.

A Formação Cercadinho é constituída por quartzitos e filitos, intercalados em lâminas centimétricas ou até em bandos de um, ou mais, metros de espessura de quartzito, separado por leitos mais delgados de filito. Tanto os quartzitos como os filitos são bastante variados em textura, coloração e, naturalmente, em aspectos composicionais, de modo que a Formação Cercadinho é uma das mais heterogêneas entre as unidades comentadas (Carvalho, 1999).

Parizzi *et al.* (2007) acrescenta que os maciços dos grupos Sabará e Piracicaba apresentam os maiores problemas de instabilidade. Os blocos que escorregam pelas encostas formam depósitos de *tálus* que repousam na face dos taludes em situação de instabilidade. O relevo da área é fortemente influenciado pela resistência e estrutura das rochas presentes.

Carvalho (2009) ilustra a disposição dos complexos citados, conforme figuras 3.2 a 3.5.

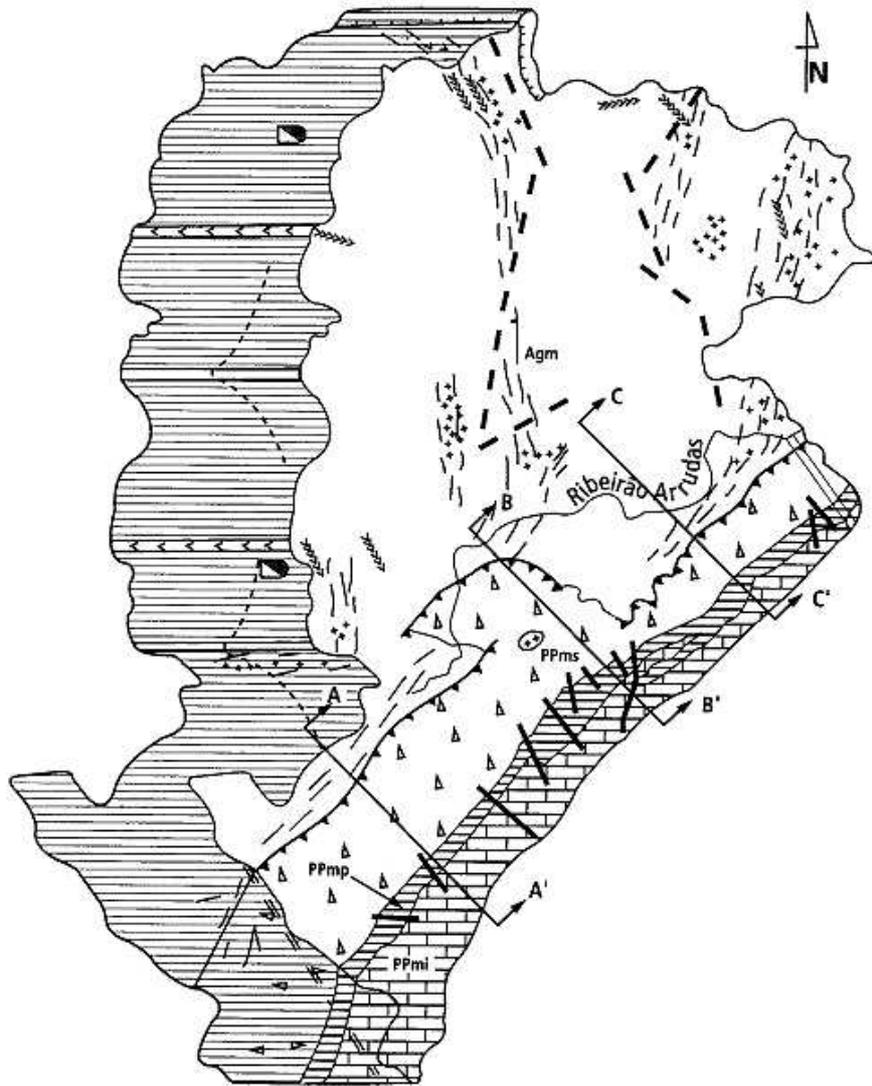


Figura 3.2- Plataforma geológica de Belo Horizonte (Carvalho,1999)

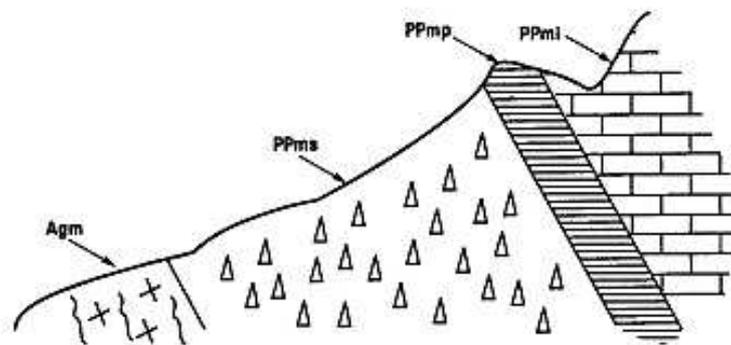


Figura 3.3 - Plataforma geológica de Belo Horizonte - Seção AA (Carvalho,1999)

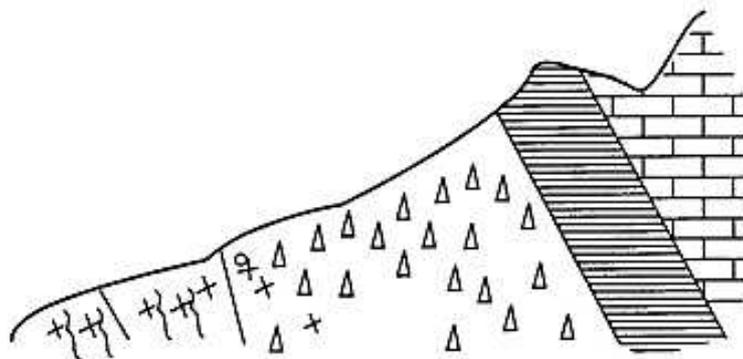


Figura 3.4 - Plataforma geológica de Belo Horizonte - Seção BB (Carvalho,1999)

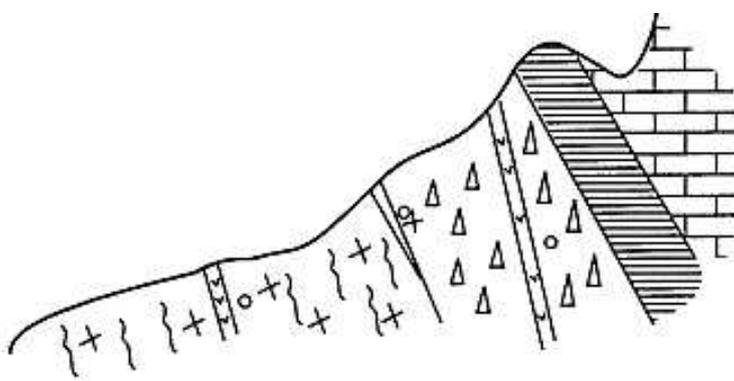


Figura 3.5 - Plataforma geológica de Belo Horizonte - Seção CC (Carvalho,1999)

No apêndice B, são apresentados mapas geotécnicos e geológicos que ilustram as observações contidas nesta seção.

3.3 Descrição técnica da execução de contenções em retângulos à céu aberto

A concepção de obras de contenção empregando elementos de reação em geometrias não circulares não configura inovação, visto os relatos de Albieiro e Cintra (1998), White (1962), Jumikis (1971) e White (1962) sobre a prática de caixões, escavações retangulares revestidas etc. A execução dessas escavações sem revestimento, apesar de sua simplicidade, passa a ser novidade, haja vista que a técnica é praticamente desconhecida em outros estados do país (Velloso Filho, 2009).

Segundo Velloso Filho (2009), esta técnica surgiu em Belo Horizonte entre o fim da década de 1980 e início de 1990, de forma quase que intuitiva. Empregava-se, no passado, como elemento de reação aos esforços provindos do maciço a ser contido, o tubulão, que é uma escavação circular com diâmetro igual ou superior à 60cm. Como em obras de contenção os elementos constituintes do paramento são submetidos a esforços relativamente elevados de flexão ou flexo-

compressão, são empregadas, em muito casos, áreas de armação bastante significativas. Neste caso, vários projetistas foram induzidos a adotarem novas geometrias de elementos de reação, como a de tubulões em falsa-elipse e posteriormente a dos retangulões, com vista às novas potencialidades que o aumento de área possibilitaria, como a redução no número de elementos com maiores espaçamentos entre si, justificada pela maior capacidade de absorção de esforços pela peça estrutural de maior seção, ilustrado pela figuras 3.6 e 3.7.

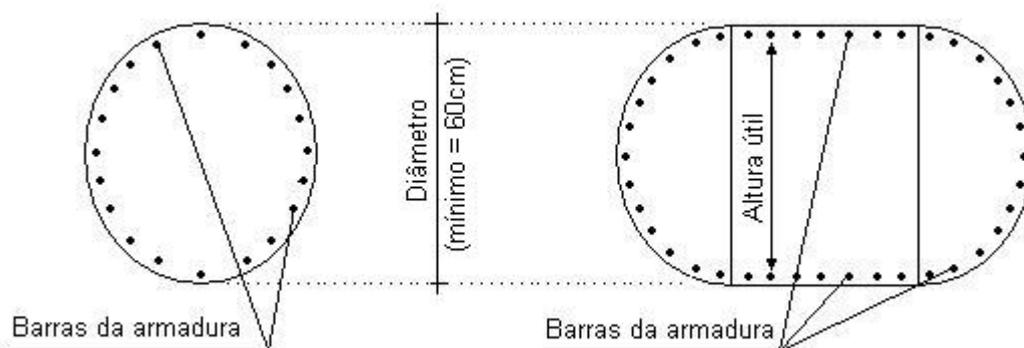


Figura 3.6- Comparação das seções transversais entre tubulões circulares e em falsa-elipse (Velloso Filho, 2009)

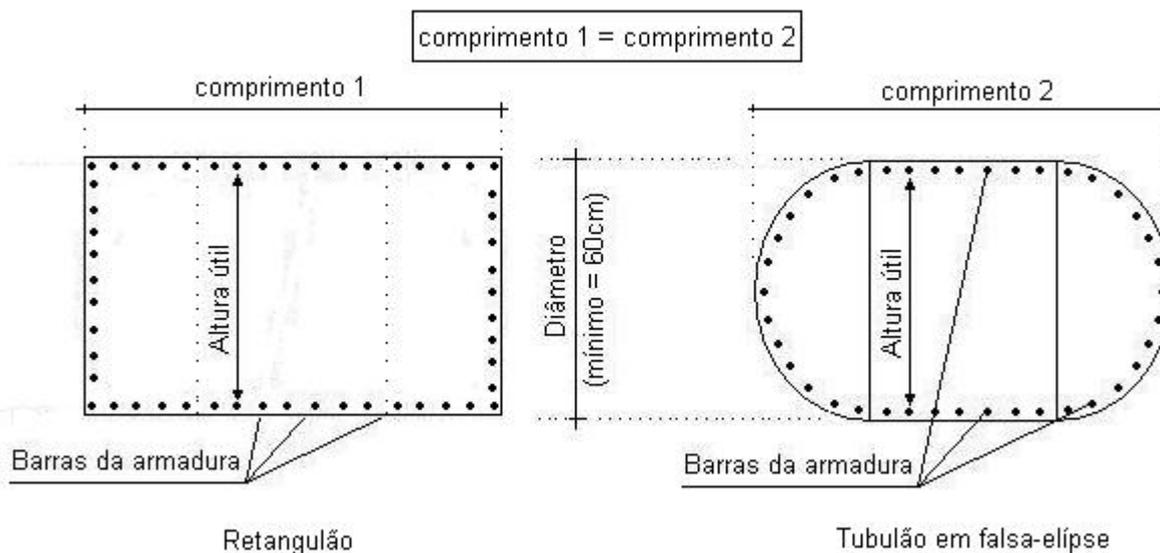


Figura 3.7 - Comparação das seções transversais entre retangulões e tubulões em falsa-elipse (Velloso Filho, 2009)

Essa técnica de execução de contenções em balanço é comumente realizada na região de Belo Horizonte pelas limitações topográficas que são impostas à alternativas similares (cortina de estacas), principalmente no que tange à impossibilidade de mobilização de equipamento mecânico para sua realização (bate-estacas, perfuratrizes a trado etc.). Sua realização é ainda favorecida geotecnicaamente pela presença de solo coesivo, característica dos perfis de intemperismo maduros que compõem a região. A ocorrência de lentes arenosas nestes contextos é bastante rara,

possibilitando a realização de escavações à céu aberto em grandes profundidades, sem a necessidade de revestimento ou mecanismos sofisticados de estabilização. Outro aspecto favorável à realização desta técnica de contenções é a abundância de mão de obra, visto que o profissional que realiza esta atividade é o mesmo que executa tubulões à céu aberto, alternativa de fundações muito empregada na região metropolitana de Belo Horizonte.

A técnica consiste na realização de escavação em formato retangular (daí a expressão popular “retangulão”), de dimensões geralmente praticadas de 100x60cm e 110x50cm, realizada previamente ao movimento de terra que configurará a contenção. Tal metodologia sugere a execução do elemento até a profundidade determinada pelo dimensionamento, em disposição alternada, visando o menor distúrbio possível ao maciço. Sua escavação é análoga à de tubulões à céu aberto, sendo conduzida por no mínimo dois operários: o poceiro ou, no jargão de obra, tubuleiro, encarregado de proceder ao corte do terreno e o ajudante ou puxador, cujo trabalho é remover para superfície o material escavado, auxiliar na operação de introdução de ferramentas de corte e de supervisionar a entrada e saída dos profissionais de escavação. O processo de escavação manual é ilustrado na figura 3.8.



Figura 3.8 - Escavação manual de retangulão (Velloso Filho, 2009)

O ferramental envolvido é ilustrado na figura 3.9 e é praticamente o mesmo das operações de escavação de tubulões à céu aberto, sendo composto basicamente por mecanismo logístico de entrada e saída, o chamado sarilho, corda e mosquetão. Em profundidade, são utilizados baldes para remoção do material escavado, cavadeira ou boca de lobo, alavanca, pá, picareta e enxadas de cabos curtos. Para a retirada da terra acumulada na superfície, podem ser utilizados carrinhos de mão, enxadas e pás. Ferramentas complementares são adicionadas ao processo em caso de necessidade como em terrenos coesivos saturados de estabilidade garantida onde são utilizadas bombas submersas e em perfis de elevada resistência, onde são empregados martelos demolidores,

elétricos ou a ar comprimido, sendo esta última variante, observada no empreendimento de estudo. A utilização de equipamentos de proteção individual (E.P.I.) é obrigatória, assim como a observância das normas regulamentadoras do Ministério do Trabalho e Emprego que regulam as atividades em espaços confinados.



Figura 3.9 - Ferramental para execução de retângulos (Velloso Filho, 2009)

O espaçamento entre os elementos é derivado dos esforços a serem contidos, sendo estes inversamente proporcionais à magnitude das tensões. A execução simultânea de várias escavações, mesmo com os espaçamentos citados, requer cautela, visto o risco de instabilidade das cavas pela proximidade entre as mesmas. A figura 3.10 ilustra elementos sendo escavados simultaneamente.

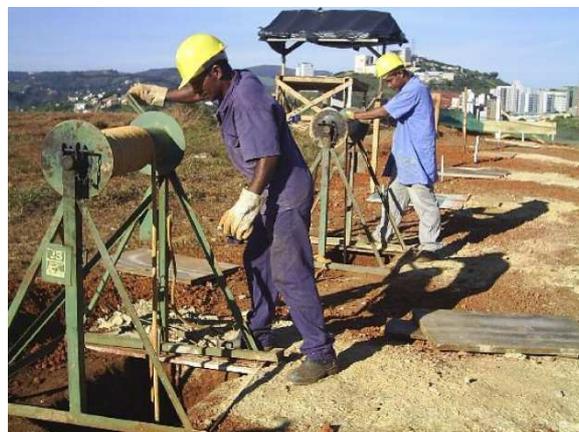


Figura 3.10 - Escavações simultâneas de retângulos (Velloso Filho, 2009)

A escavação, posteriormente à sua finalização tem suas geometrias e verticalidade conferidas, sendo vistoriada por profissional competente, previamente à inserção da armadura e prosseguimento dos demais serviços, como ilustrado nas figuras 3.11 e 3.12.



Figura 3.11 - Escavação de retângulo concluída (Velloso Filho, 2009)



Figura 3.12 - Detalhe da geometria de escavação do retângulo (Velloso Filho, 2009)

O dimensionamento da armação se dá a partir das premissas dispostas na norma regulamentadora NBR 6118 da ABNT, que rege o projeto de estruturas de concreto armado, em observância aos momentos atuantes gerados pelo empuxo advindo do maciço. A instalação da armação, ilustrada na figura 3.13, é realizada pela montagem da “gaiola” em superfície, com eventual inserção, o que pode justificar a necessidade de mobilização de talhas ou até mesmo guindastes em função da profundidade e/ou peso da mesma. A alternativa comumente empregada é a de realizar a montagem da armadura dentro da escavação, sendo necessária a intervenção do profissional de armação.



Figura 3.13 - Montagem e transporte da armadura (Velloso Filho, 2009)

Em função da posição bem definida da atuação dos esforços fletores, o detalhamento das armações define como armadura principal aquela que é responsável pela absorção dos momentos proporcionados pela atuação do maciço de terra, estando sempre posicionada no bordo tracionado da peça estrutural. A armadura secundária é posicionada no bordo contrário à da armadura principal, sendo juntamente com as armações de costelas, posições de aço complementares à seção do retângulo. A figura 3.14 ilustra tais observações.

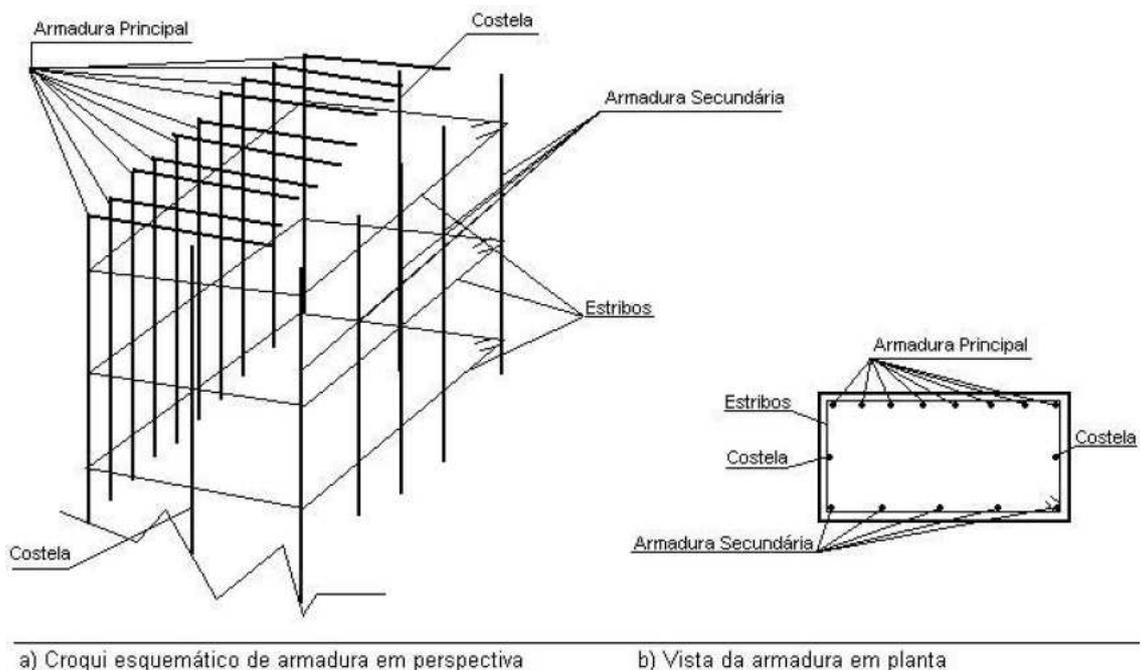


Figura 3.14 - Detalhe esquemático da armadura utilizados nos retângulos (Velloso Filho, 2009)

A armadura é instalada, sendo deixadas “esperas” para realização posterior de vinculação com viga de coroamento, como ilustrado na figura 3.15.

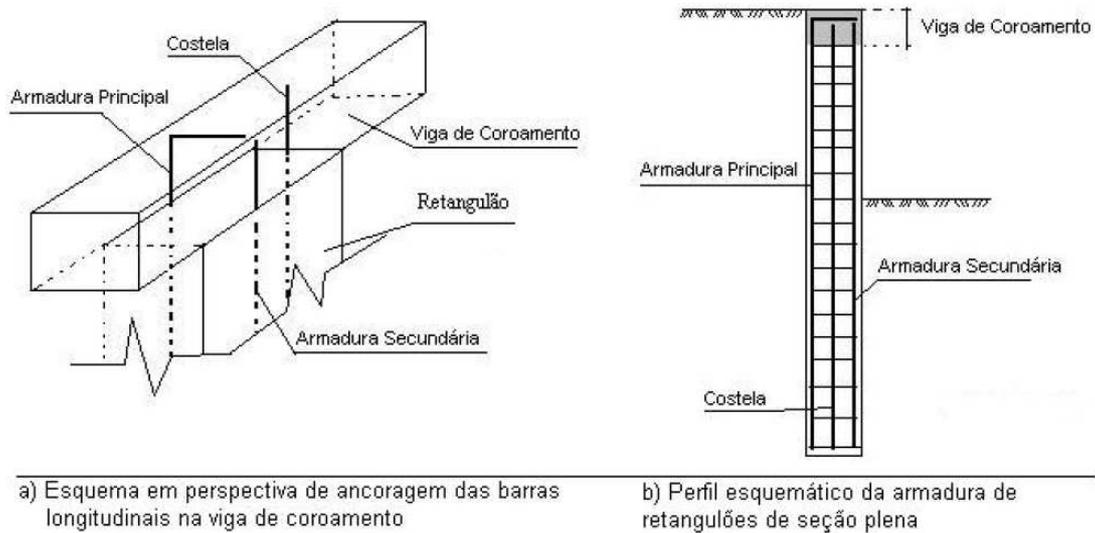


Figura 3.15 - Detalhes esquemáticos de armações de retângulos em balanço (Velloso Filho, 2009)

Posteriormente à instalação da armação, é iniciada a etapa de preenchimento da escavação com concreto. Velloso Filho (2009) sugere o lançamento deste insumo a partir de funis de concretagem e tubos tremonha, em plasticidade suficiente para pleno preenchimento da peça. São sugeridos concretos com valores de abatimento do cone (“*slump test*”) de no mínimo 12cm, sendo preferíveis concretos auto-adensáveis. É ainda citado que até o ano de 2003, utilizava-se concreto com resistência característica mínima de 15 MPa. Após esta data, provavelmente motivada pela alteração normativa ocorrida naquele ano, passou-se a utilizar concreto com resistência característica mínima de 20 MPa. A figura 3.16 ilustra o elemento sendo preenchido com concreto (a) e o aspecto pós-preenchimento (b).



a) Concretagem utilizando lançamento com tromba



b) Detalhe da cabeça do retângulo concretado

Figura 3.16 - Processo de concretagem de retângulos (Velloso Filho, 2009)

Após a realização de todos os elementos, há a solidarização das peças por meio de uma viga de compatibilização de deslocamentos e equalização de esforços, chamada de viga de coroamento, por sua posição junto ao topo dos retângulos. Normalmente a viga apresenta a mesma espessura dos elementos, com seu trecho superior e alturas variando de 30 a 80cm. As armaduras principais da viga são as laterais, já que seu objetivo primário é o de equalizar os esforços horizontais induzidos pelo maciço no topo dos retângulos. Nestas vigas, não é incomum a utilização de barras longitudinais de diâmetro de 12,5mm; 16,0mm e 20,0mm e estribos de $\phi 6,3\text{mm}$ e $\phi 8,0\text{mm}$.



Figura 3.17 - Detalhe de execução de viga de coroamento em retângulos (Velloso Filho, 2009)

A execução da concretagem é procedida vertendo-se o insumo pela parte superior da forma e adensando-se o material através de vibrador manual ou lançando concreto com características auto-adensáveis. Após a conclusão dos serviços mencionados e eventual obtenção das resistências características de dimensionamento, a remoção da terra é possibilitada. Os espaçamentos entre os elementos são destinados à instalação de drenos e posteriormente complementados com paramentos de concreto armado ou alvenaria armada, sendo chamados de cortinas complementares. A ilustração destes elementos complementares pode ser observada na figura 3.18.



Figura 3.18 - Cortinas complementares (Velloso Filho, 2009)

Demais aspectos executivos e de concepção de retângulos não serão tratados neste estudo por não serem estes detalhes de relevância para o tratado do problema abordado, podendo ser verificados no trabalho de Velloso Filho (2009).

3.4 Contenção estudada

Como comentado na seção anterior, a estrutura de contenção de retângulos a ser descrita está inserida geograficamente na região Centro-Sul da capital mineira, idealizada para conter maciço de terra limítrofe ao Parque das Mangabeiras, espaço público municipal localizado na Serra do Curral.

O projeto original previa a realização de 28 retângulos, nomeados de R1 a R28, dispostos ao longo das divisas do lote, podendo ser agrupados em três grupos. O primeiro grupo de elementos aqui denominado “Região 1”, que continha os retângulos R1 a R12 estavam localizados à esquerda do alinhamento, possuíam previsão de balanço de 6,50m; mas apresentavam berma de equilíbrio contida por muro de arrimo à flexão. O segundo grupo de elementos, aqui denominado “Região 2”, que continha os retângulos R13 a R25, estava localizado à direita do alinhamento, possuíam previsão de balanço de 6,50m; não existindo porém, estrutura de contenções adicional à sua frente. A ruptura observada se deu nos elementos pertencentes a esta última região. Por fim, o terceiro grupo ou “Região 3”, composto pelos elementos R26 a R28, eram responsáveis pela contenção do trecho lateral direito, que apresentava extensão de aproximadamente 4,0m a serem estabilizados. Eram contemplados também trechos a serem contidos por muros de arrimo, que pela sua irrelevância para o estudo, não serão mencionados.

A finalidade da estrutura sinistrada era a de arrimar talude nos fundos de um imóvel residencial de elevado padrão, sendo a considerada a cota +21,90m como a de implantação nesta região. Por motivos executivos, foi utilizada no projeto de contenções analisado, a cota +21,70m para cálculo da altura do balanço, que totalizaria 6,50m alcançando a cota +28,20m em seu topo. O sistema estrutural previa ainda um talude a montante de 45° até a cota +30,00m; onde estava localizado passeio coincidente com a divisa de fundos do empreendimento. O perfil topográfico disponível indica terraplano ascendente de elevada extensão, com inclinação média de 30° em seu trecho mais crítico. Seguem ilustrações a respeito da estrutura de contenção em estudo, com foco principalmente na região compreendida pelos elementos R13 a R25.

A figura 3.19 ilustra a inserção topográfica, em planta, da estrutura de contenção estudada na encosta pertencente ao Parque das Mangabeiras.

A figura 3.20 apresenta foco maior no alinhamento dos retângulos, com ênfase na separação das regiões de estudo.

A figura 3.21 apresenta vista frontal da região “2”, que abriga o alinhamento de elementos R13 a R25, onde foi verificada ruptura do sistema de contenção.

A figura 3.22 apresenta seção da contenção inserida na encosta até a elevação de cota +60,00m.

As figuras 3.23 a 3.25 ilustram maquete gráfica da contenção a partir da compilação dos dados disponíveis.

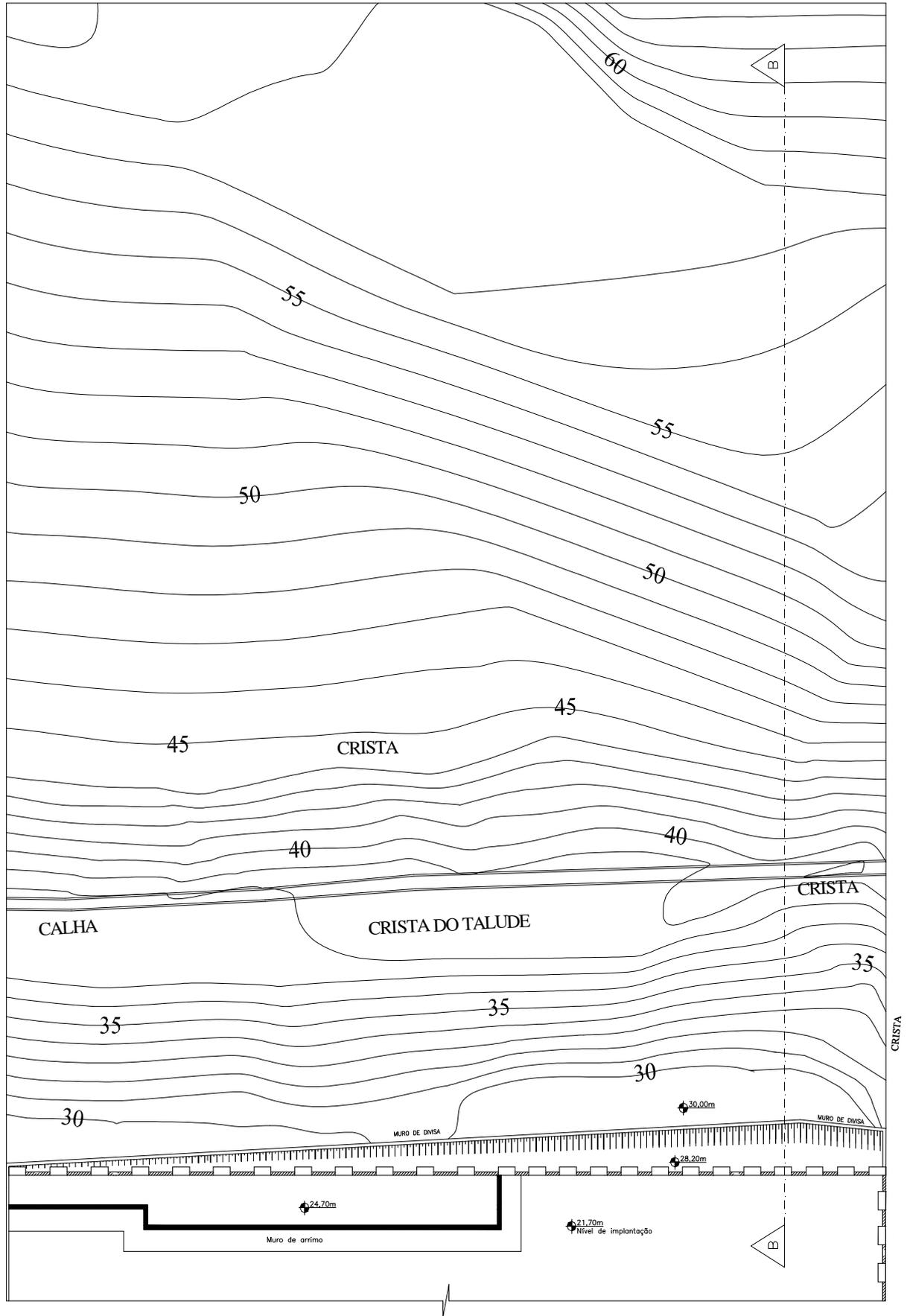


Figura 3.19 - Inserção topográfica da contenção

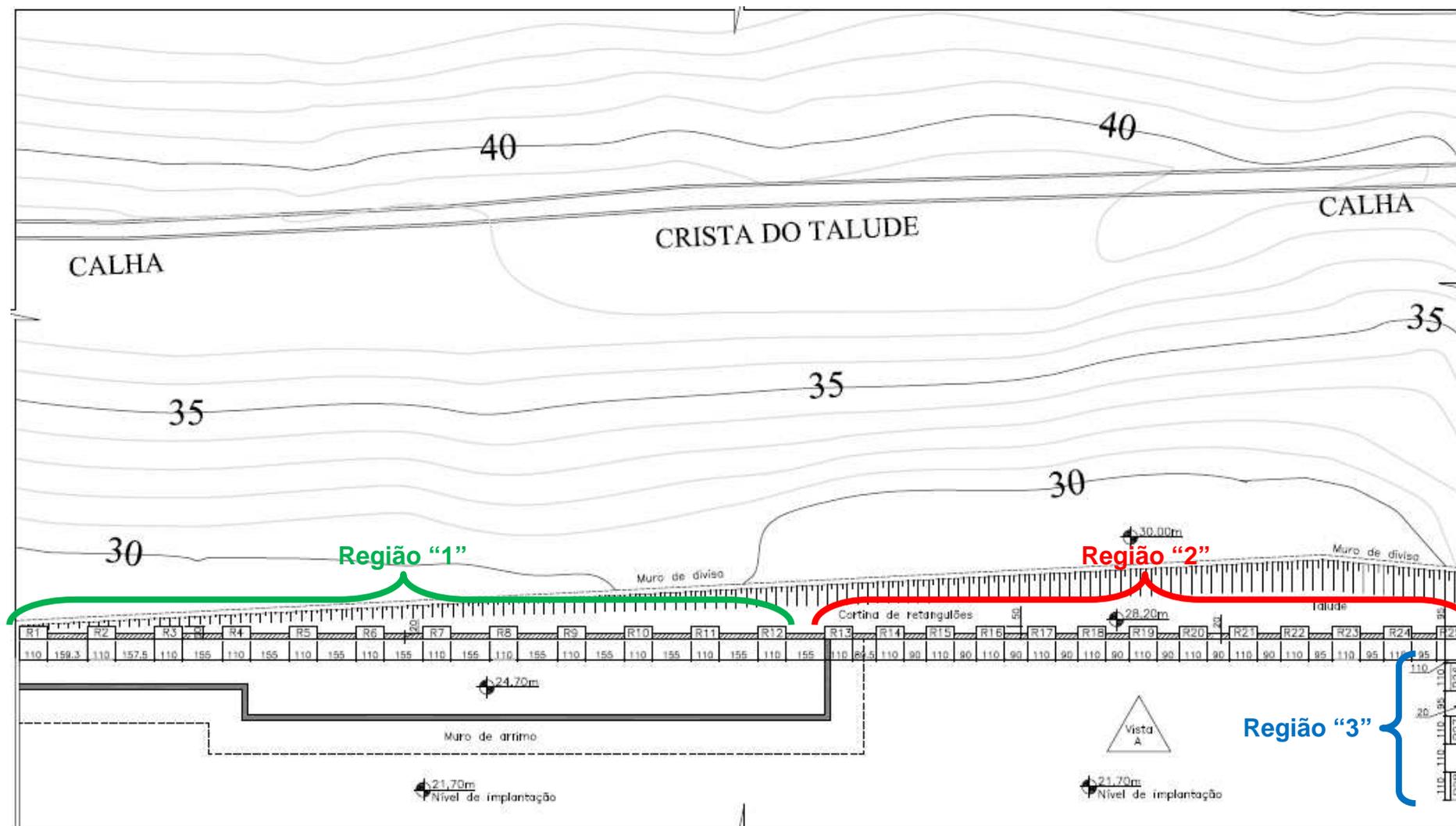


Figura 3.20 - Apresentação em planta da contenção e respectivas regiões

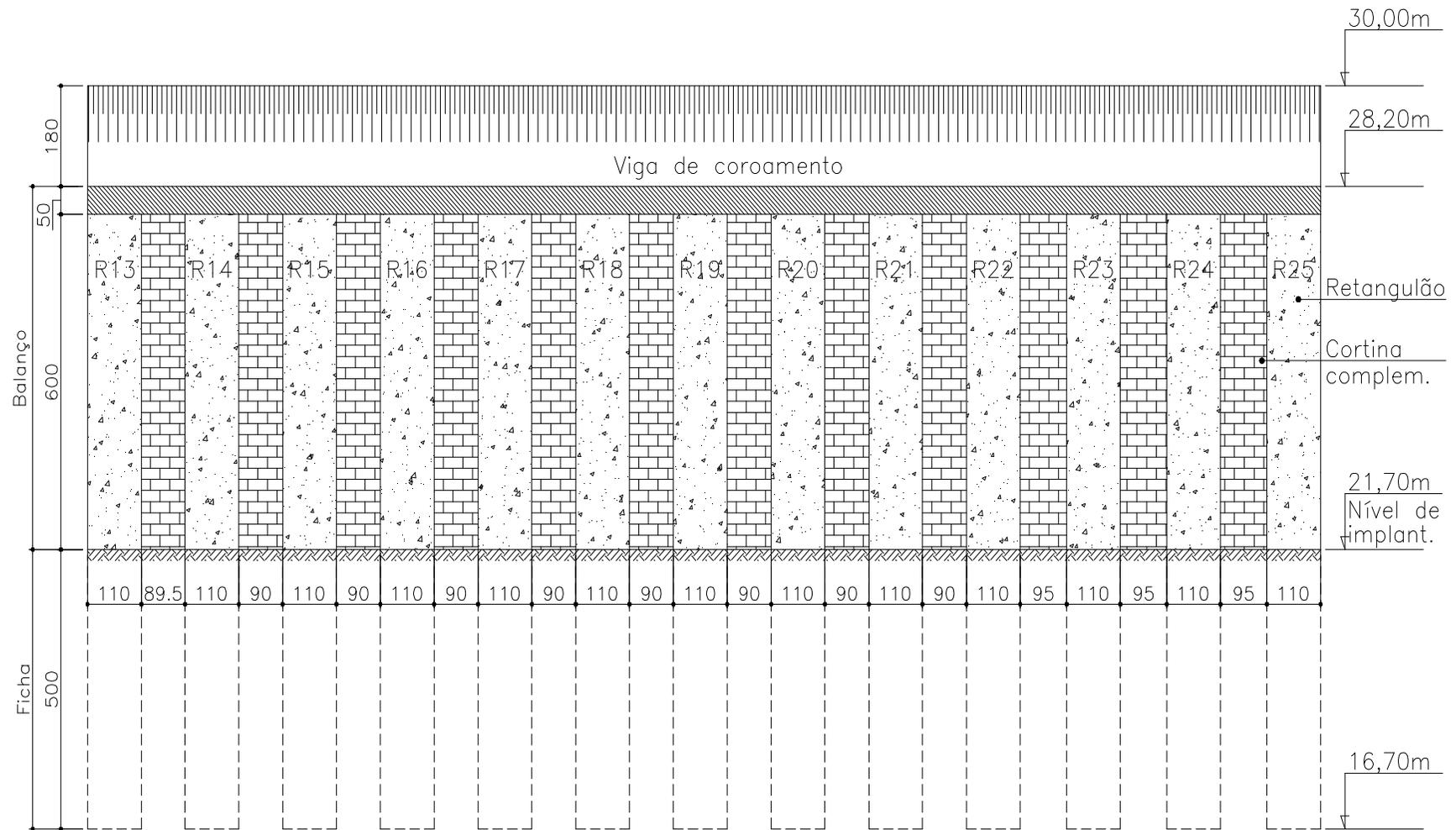


Figura 3.21 - Vista A da região 2 da cortina de retangulões

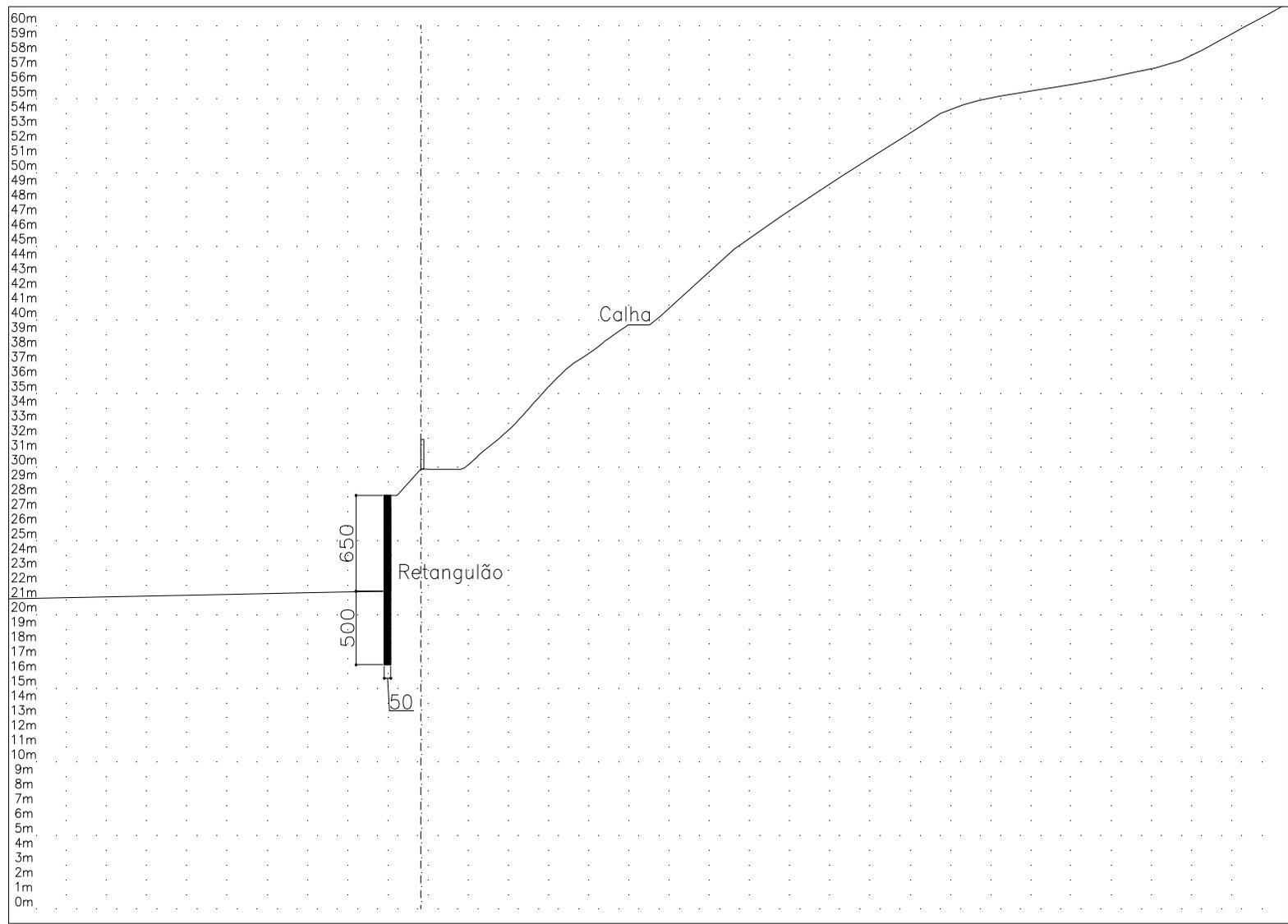


Figura 3.22 - Seção BB da contenção inserida na encosta

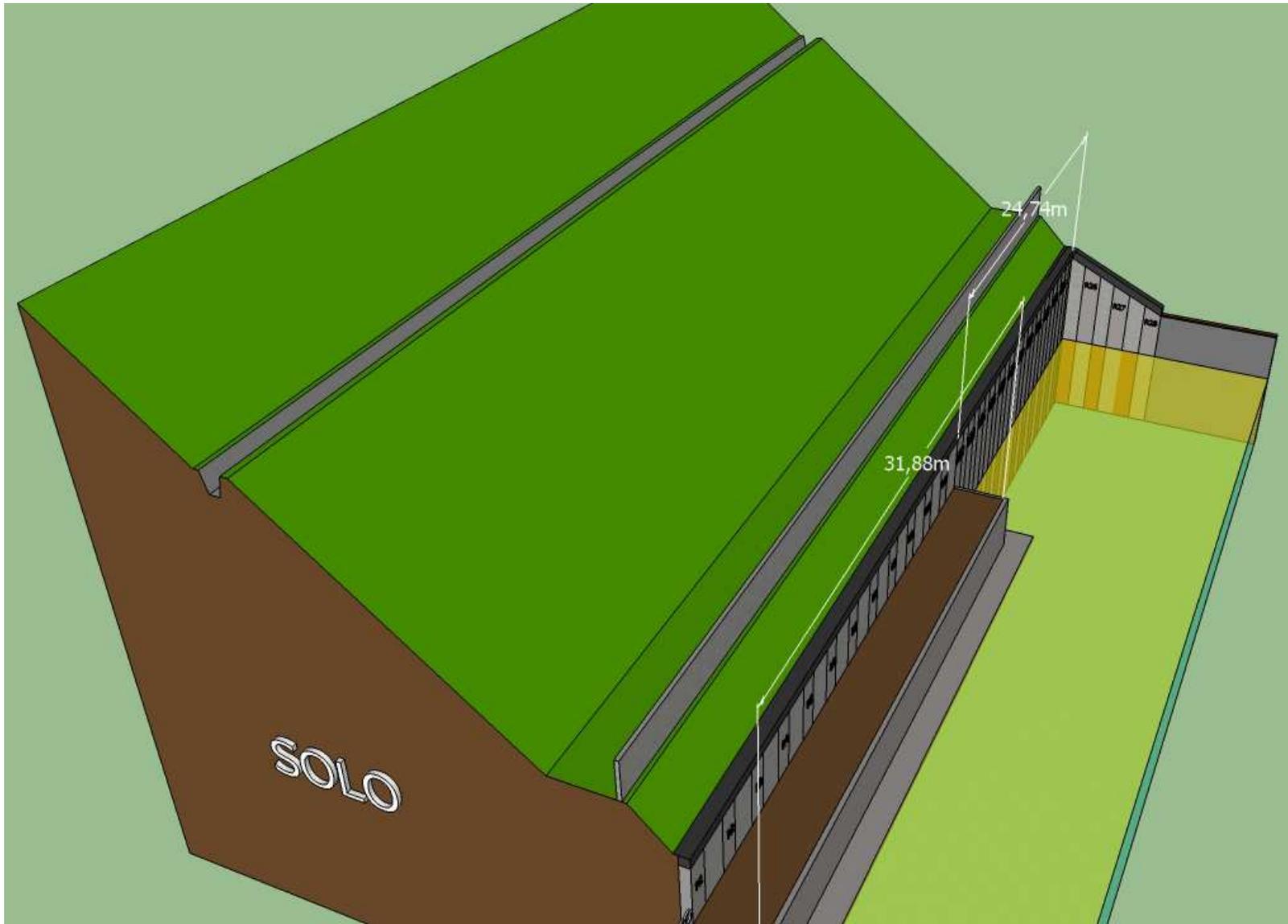


Figura 3.23 - Visualização da contenção antes da ruptura



Figura 3.24 - Visualização da contenção antes da ruptura

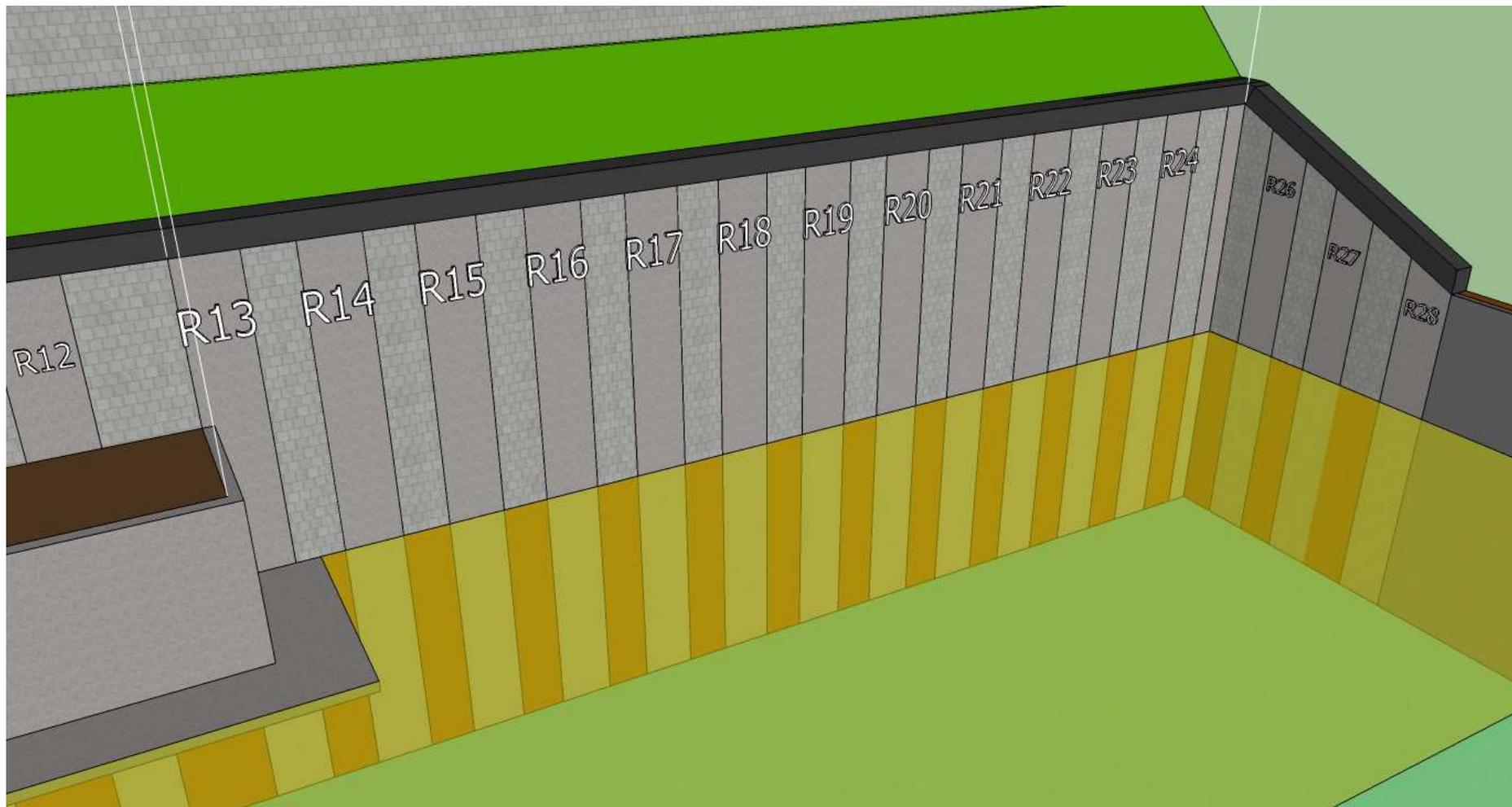


Figura 3.25 - Visualização da região "2"

Os elementos de reação da cortina foram executados com seção de 110x50cm como descrito nas figuras anteriores, tendo espaçamento entre as peças variando de 89,5cm a 95cm. Todos os elementos foram preenchidos com concreto de resistência característica de 15,0 MPa, comum na época de concepção e execução. No trecho de interesse (região “2”), todos os tubulões foram armados com vergalhões metálicos industrializados de resistência característica de 500 MPa nas disposições de barras indicadas no quadro 3.

QUADRO 3: Posições de armações longitudinais dos retângulos da região “2”

Posição:	Armadura:	Quantidade de barras:	Seção:	Comprimento das barras:	Área da seção de aço:
N1	Principal	5	Ø16mm	12,00m	10,05cm ²
N2	Principal	2	Ø16mm	6,00m	4,02cm ²
N3	Principal	2	Ø20mm	5,00m	6,28cm ²
N4	Principal	2	Ø20mm	4,00m	6,28cm ²
N5	Principal	3	Ø20mm	5,00m	9,42cm ²
N6	Secundária	5	Ø8mm	12,00m	2,51cm ²

É importante salientar que as posições das armaduras principais são dispostas no elemento de reação em cotas diferentes, estrategicamente localizadas em relação às maiores magnitudes de esforços fletores. As armaduras transversais da peça, também conhecidas como estribos tem a finalidade de prover resistência à esforços cisalhantes advindos de empuxos gerados pelo maciço. Estas posições são apresentadas no quadro 4.

QUADRO 4: Posições de armações transversais dos retângulos da região “2”

Posição:	Seção:	Comprimento das barras:	Espaçamento:	Intervalos de instalação:
N7	Ø6,3mm	3,10m	25cm	Cota +27,7m a +22,7m e +20,7m a 16,7m
N9	Ø8,0mm	3,10m	10cm	Cota +22,7m a +20,7m

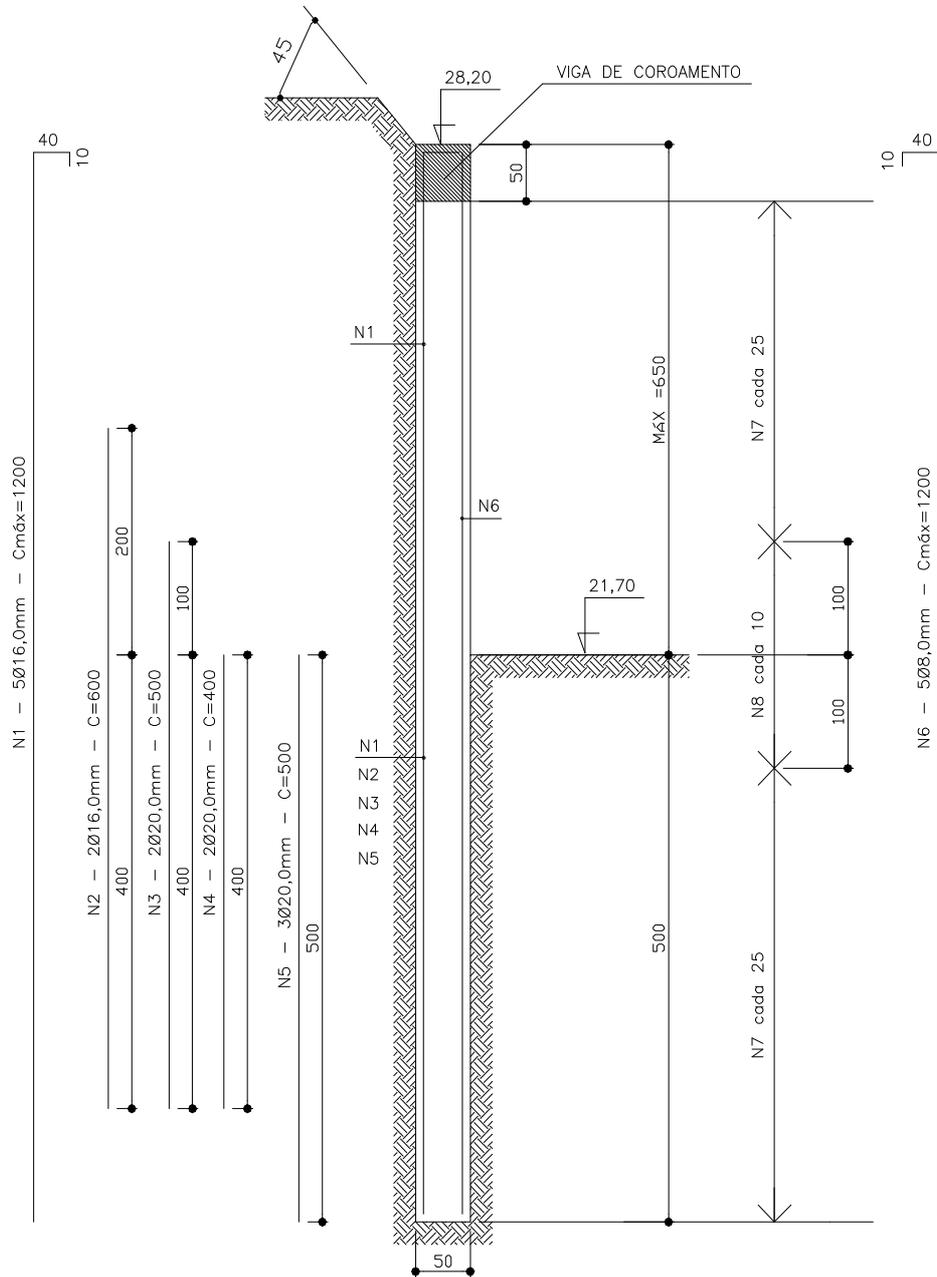
A figura 3.26 contempla o detalhamento das armações.

ARMAÇÃO DOS RETANGULÕES

SEM _____ ESCALA

R13 AO R28

$f_{ck} \geq 15.0 \text{ MPa}$



DETALHE DOS ESTRIBOS

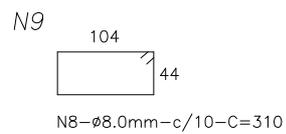
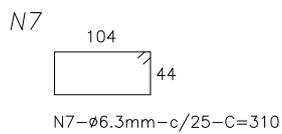


Figura 3.26 - Detalhe de armação dos retângulos da região "2"

Como pode ser observado, a concentração de posições de aço, longitudinais e transversais, nos intervalos de cotas +21,70m a +20,70m colabora com a suposição de que no cálculo de dimensionamento inicial, os esforços aplicados naquela região seriam os mais significativos. Adicionalmente são detalhados nas figuras 3.27, 3.28 e 3.29, os demais elementos constituintes do sistema de contenções em estudo, disponibilizados do projeto original:

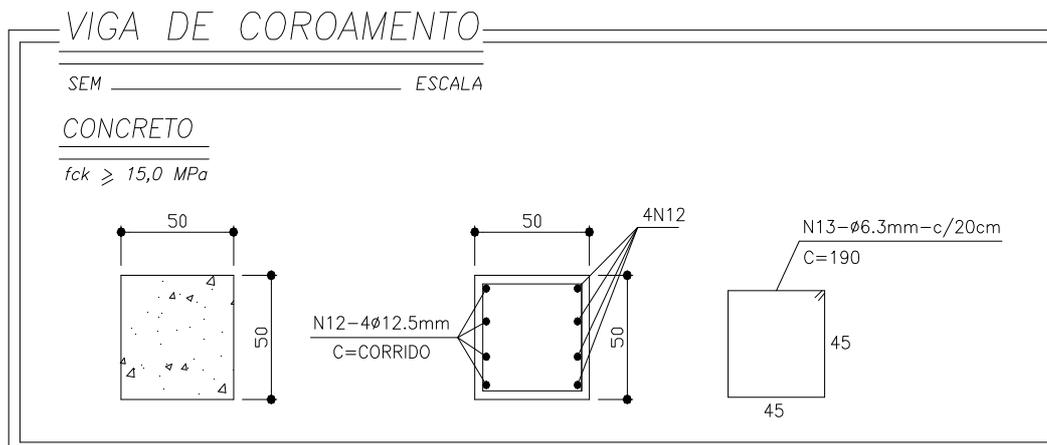


Figura 3.27 - Detalhamento da viga de coroamento

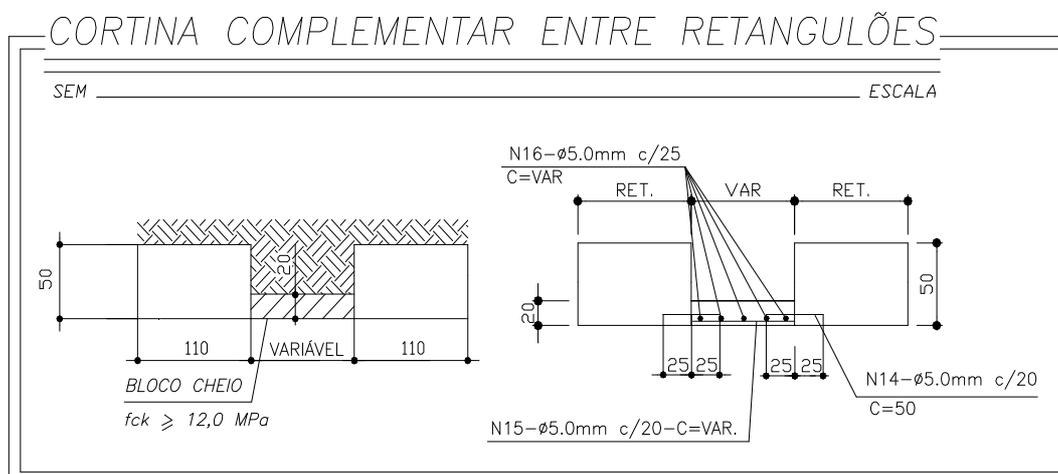


Figura 3.28 - Detalhamento da armação da cortina complementar entre retângulos

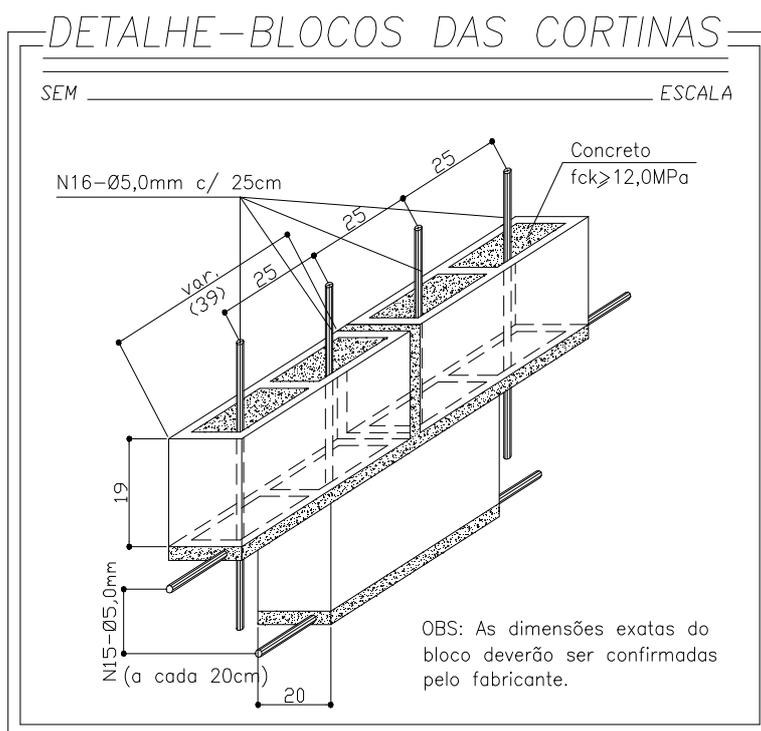


Figura 3.29 - Detalhamento executivo da cortina complementar entre retângulos

O sistema de drenagem selecionado consistia na instalação de drenos curtos, chamados barbacãs, que consistem em bolsões de manta geotêxtil preenchidos com matéria arenosa (brita e areia) instalados logo atrás de cada cortina complementar. Como extravasores, foram utilizados tubos plásticos de PVC de $\varnothing 75\text{mm}$ revestidos com malha de nylon, com a finalidade de evitar o escape de material drenante. Tal sistema tem eficiência questionável, se comparado à sistemas drenantes que contemplem trincheiras instaladas ao longo de todo talude da contenção. A figura 3.30 ilustra o sistema de drenagem instalado.

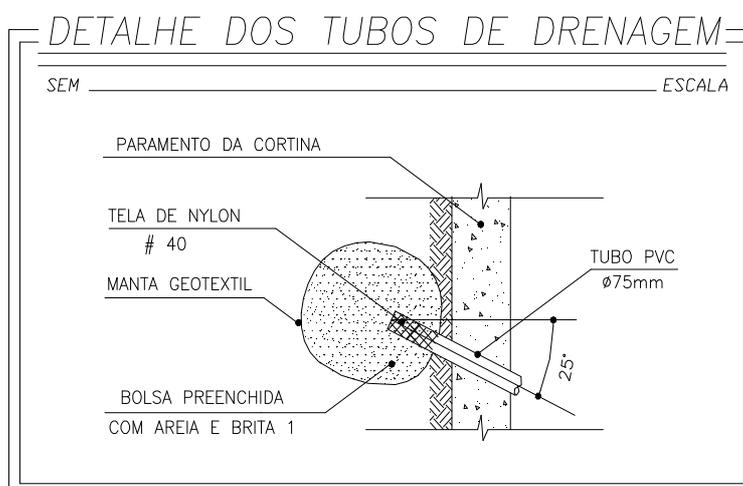


Figura 3.30 - Detalhamento do sistema de drenagem empregado

3.5 O colapso

As observações contidas nesta seção perfazem a compilação de relatos realizados na ocasião da ruptura, a partir de vistorias técnicas realizadas por vários profissionais, relatórios independentes e registros pessoais do autor.

A ruptura da contenção no trecho aqui chamado de região “2” ocorreu na tarde do dia 07 de janeiro de 2003, após forte precipitação, em período chuvoso bem determinado, mas de magnitude pluviométrica anormal como relata Prudente e Reis (2008):

Nos anos de 2001 e 2002 não há registros de muitos desastres naturais, além de alguns desabamentos e deslizamentos, mas não houve vítimas fatais. No entanto, o ano de 2003 marcou a vida dos moradores da capital devido aos desastres causados pelas chuvas. Somente no mês de janeiro choveu 995 mm, que equivale a 66% da chuva anual no município. Foram registradas mais de 10 tempestades acima de 50 mm durante esse ano. No dia 16 de janeiro registrou-se 217,5 mm de chuva, ou seja, 73% da chuva esperada para todo o mês. Neste dia ocorreram 15 óbitos e mais 2000 pessoas ficaram desabrigadas em Belo Horizonte (Prudente e Reis, 2008).

O relato acima pode ser visualizado na figura 3.31, onde são comparadas as taxas pluviométricas históricas observadas na capital mineira e o primeiro mês do ano de 2003:

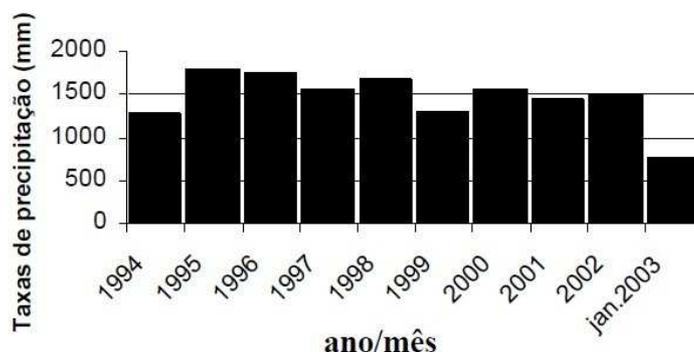


Figura 3.31 - Taxas pluviométricas do município de Belo Horizonte entre 1994 e 2003 (Parizzi et al., 2004)

Segundo Parizzi *et al.* (2004), na data de ocorrência do sinistro, verificou-se precipitação diária de 97,5mm, com taxa de precipitação acumulada em 04 dias de 168,7mm conforme medições realizadas pelas estações pluviométricas da Infraero, CPRM e 5º distrito. Em relação à média anual histórica de 1450mm, disponibilizada pela PBH, a precipitação ocorrida em 07/01/2003 representou aproximadamente 7% de toda chuva esperada para o ano de 2003 e se comparada à taxa acumulada em 04 dias, mais de 11%.

As figuras 3.32 a 3.36 ilustram o colapso da estrutura de contenções e as respectivas regiões arbitradas:



Figura 3.32 - Vista frontal da ruptura ocorrida em 07/01/2003



Figura 3.33 - Vista lateral esquerda da ruptura ocorrida em 07/01/2003



Figura 3.34 - Vista lateral esquerda da ruptura ocorrida em 07/01/2003



Figura 3.35 - Vista lateral direita da ruptura ocorrida em 07/01/2003 com ênfase à região “3” não estabilizada

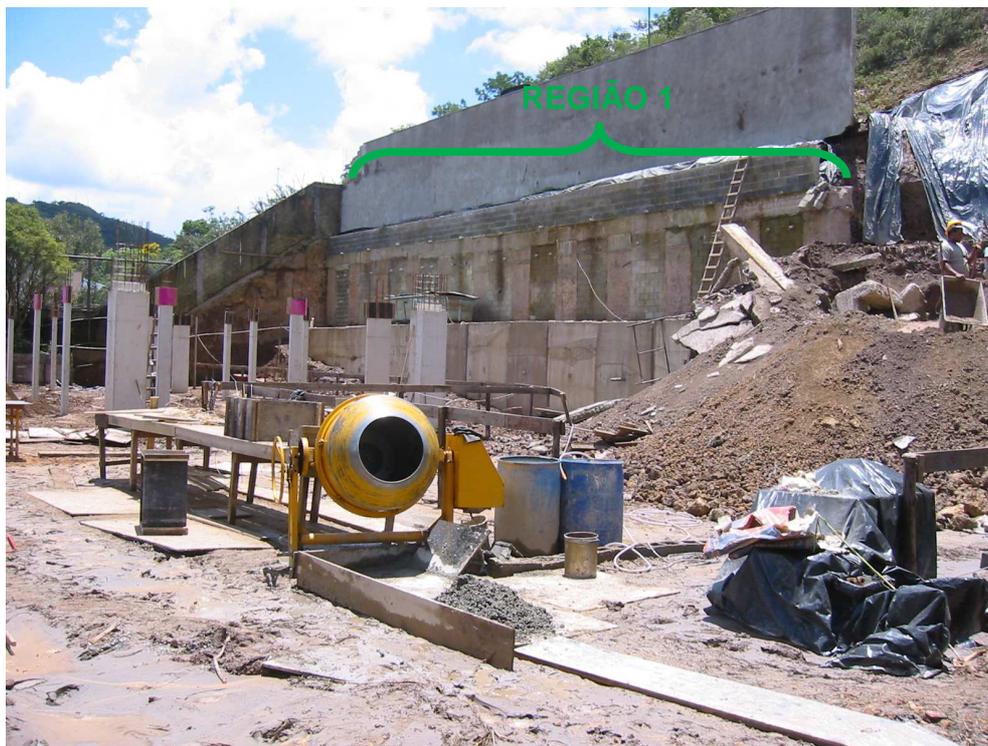


Figura 3.36 - Vista da região "1" da contenção não estabilizada

As vistorias ao local indicaram ruptura de todos os elementos de contenção na região de transição entre os comprimentos de balanço e ficha, em cota aproximada +21,70m. As superfícies periciadas na ocasião indicaram que as posições de armação N1 (5 barras de aço $\varnothing 16,00\text{mm}$) e N2 (2 barras de aço $\varnothing 16,00\text{mm}$) apresentavam estrição e alongamento, induzindo à hipótese de que estas barras se romperam por escoamento. A posição N3 (2 barras de aço $\varnothing 20,00\text{mm}$) não apresentou nenhum alongamento, levando a crer que o comprimento de ancoragem de 100cm em relação à cota da ruptura não foi suficiente para que os esforços fossem absorvidos pelas barras. As demais posições N4 e N5, componentes da armadura principal, não foram mencionadas, provavelmente por estarem posicionadas abaixo do plano de ruptura dos retângulos.

As vistorias ao local da ruptura indicaram existência de calha de drenagem pluvial do Parque das Mangabeiras posicionada a aproximadamente 10m a montante do alinhamento da contenção, que posteriormente se mostrou também responsável pela coleta pluvial de parte do bairro Mangabeiras, limítrofe ao empreendimento. A visita ao local indicou ainda que esta canaleta de coleta hidráulica encontrava-se obstruída por deficiência em sua manutenção, configurada pelo estado da vegetação ali encontrada, além da presença de ruptura de talude localizado acima da calha. A região de maior obstrução encontrava-se posicionada a frente da região "2", podendo estabelecer relação entre o colapso da estrutura e o transbordamento da calha. O registro fotográfico

apresentado a seguir (figuras 3.37 a 3.39) ilustra as condições desta obra hidráulica na ocasião da ruptura.



Figura 3.37 - Posição da calha em relação à ruptura



a) Trecho de jusante



b) Trecho de montante

Figura 3.38 - Obstrução da calha de drenagem e coleta pluvial – trechos de jusante e montante



Figura 3.39 - Detalhe da obstrução da calha

Em 17/01/2003, dia posterior ao evento climático mais representativo daquele período, onde foi verificada taxa de precipitação de 217,5mm segundo Parizzi *et al.* (2004), nova ruptura de talude foi verificada, evidenciando a obstrução da calha de drenagem a montante, que não fora corrigida. O segundo evento de colapso exumou o perfil residual do maciço e possibilitou a verificação das xistosidades e da alteração do filito. Pode ser observado nas figuras 3.40 e 3.41 que o ângulo das discontinuidades é contrário ao sentido da ruptura verificada.

Naturalmente, esta última ruptura configurou superfície de escorregamento superior à do primeiro evento, podendo ter sido provocada pela alteração da geometria ocasionada pelo evento inicial, adicionalmente à saturação prolongada supracitada. Desta forma, para análise das motivações prováveis de colapso da estrutura de contenção que norteiam este trabalho, foi considerada somente a configuração geométrica extrapolada pelo evento primário.



Figura 3.40 – Vista lateral direita da ruptura ocorrida em 17/01/2003 durante o evento



Figura 3.41 - Exumação do perfil residual com ênfase na posição das foliações

A figura 3.42 mostra as superfícies de ruptura identificadas a partir de levantamentos planialtimétricos, registros fotográficos e relatos da época.

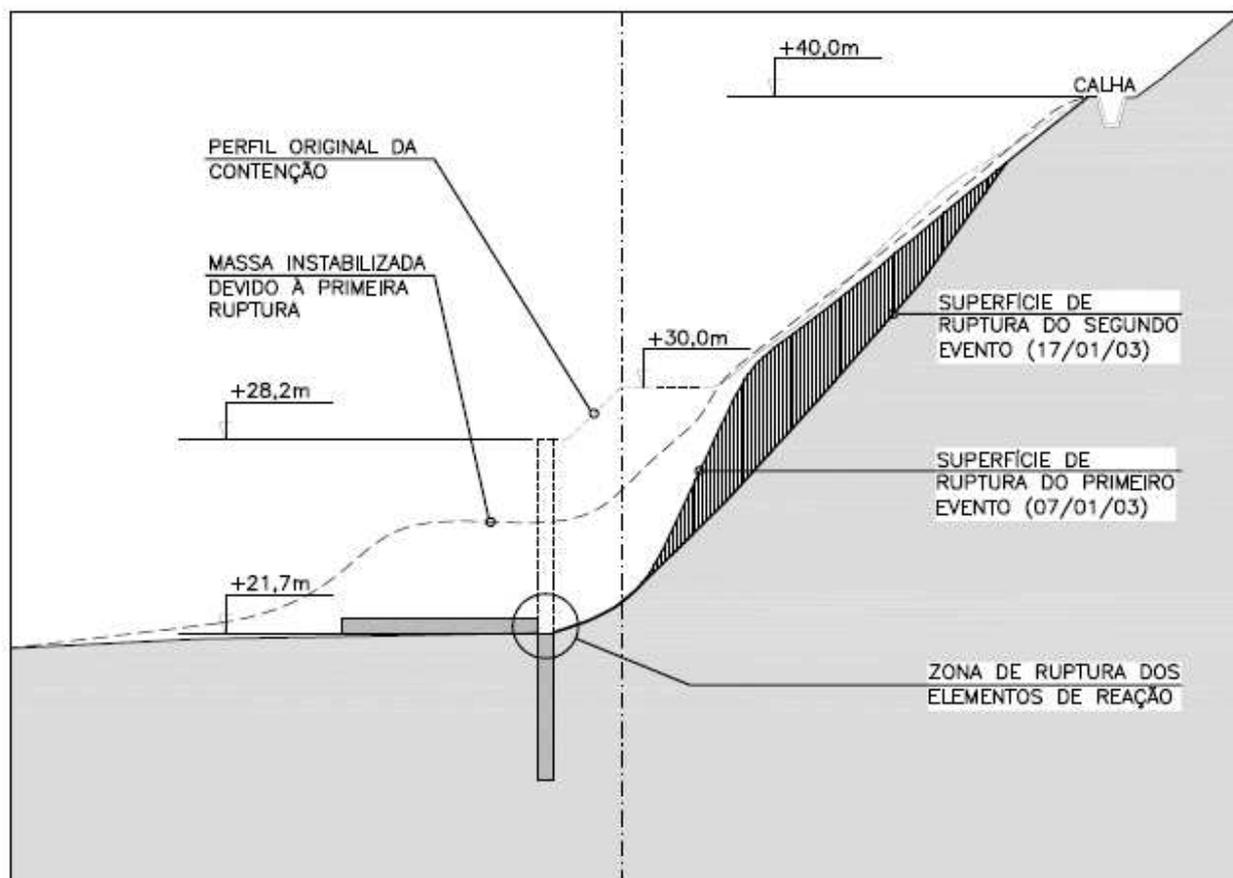


Figura 3.42 - Disposição das superfícies de ruptura em relação à contenção

Conforme relatos dos profissionais envolvidos, a perícia realizada na época indicou que a contenção se mostrava inadequada à absorção dos esforços provenientes do maciço a ser contido, sugerindo inclusive que a ruptura se manifestaria em qualquer tempo da vida útil da estrutura, chamando atenção para os esforços envolvidos, os efeitos de fluxo e as deformações próprias da estrutura de contenção em balanço. O quadro 5 apresenta os valores de esforços calculados na época, que segundo a perícia, superaram a capacidade de absorção por parte da contenção.

QUADRO 5: Esforços iniciais atuantes em cada retângulo segundo perícia

Tipo de esforço:	Valor por retângulo:	Valor por metro considerando influência de 2,05m:
Momento fletor	320,0 kN x m	156,10 kN x m
Força cisalhante	105,0 kN	51,0 kN

3.6 Ensaio disponíveis

São apresentados a seguir os ensaios de campo e de laboratório empregados na retro-análise da ruptura estudada neste trabalho:

3.6.1 Sondagens de simples reconhecimento do solo

Para realização dos serviços de dimensionamento das estruturas de fundações e contenções do empreendimento, foi realizada, inicialmente, campanha de sondagens de simples reconhecimento, normatizada a partir da NBR-6484/2001 (ABNT), ou também chamadas de sondagens à percussão (SPT), único ensaio de campo geralmente realizado em obras similares na região.

A referida campanha de prospecção foi executada no terreno ainda virgem, anteriormente à terraplenagem, justificando assim suas cotas de execução dispares em relação à cota de implantação. A campanha completa contemplava a realização de nove furos de sondagem, sendo destacados, porém, somente os dois mais próximos à região “2”, as prospecções SP-02 e SP-03, discriminadas a seguir:

onde \bar{N}_{SPT} = média do número de golpes para penetração do amostrador padrão (energia não corrigida)

SP-02 (15/03/2002):

- Referencial de nível compatibilizado = 12,80m;
- Cota de execução compatibilizada do furo = 22,80m;
- Descrição do material: Observa-se superficialmente, camada argilo-arenosa com detritos vegetais de coloração marrom escura e consistência rija até 0,25m de profundidade. Logo após observa-se camada silto-arenosa, micácea, de coloração rosa e amarelo escuro e compactidade média a elevada até 3,55m de profundidade ($\bar{N}_{SPT} = 44$). Finalmente, observa-se camada silto-arenosa de coloração rosa amarelada, muito compacta até o limite da prospecção à 4,33m de profundidade ($\bar{N}_{SPT} \geq 50$);
- Cota de fundo compatibilizada = 18,47m;
- Nível freático não observado.

SP-03 (15/03/2002):

- Referencial de nível compatibilizado = 12,80m;
- Cota de execução compatibilizada do furo = 24,24m;

- Descrição do material: Observa-se superficialmente, camada argilo-arenosa com detritos vegetais de coloração marrom escura e consistência mole até 0,50m de profundidade. Logo após observa-se camada silto-arenosa, micácea, de coloração rosa escuro e compacidade elevada até o limite da prospecção à 3,25m de profundidade ($\bar{N}_{SPT} \geq 50$);
- Cota de fundo compatibilizada = 20,99m;
- Nível freático não observado.

Apesar de não ser comentado nos boletins de sondagem analisados, o material de paralisação das prospecções, de características residuais, é chamado popularmente de *filito*, em referência à rocha metamórfica matriz, que abunda na região. É importante salientar que as inspeções geotécnicas supracitadas foram paralisadas através do critério de impenetrabilidade do amostrador padrão, em cotas de fundo superiores às dos elementos estruturais de reação, justificando assim o emprego de martelos demolidores para sua escavação, como consta nos registros disponibilizados.

Schnaid (2000) observa que do ponto de vista da prática da engenharia, os valores médios de penetração podem servir de indicação qualitativa à previsão de problemas. Por exemplo, \bar{N}_{SPT} superiores a 30 golpes indicam, em geral, solos resistentes e estáveis sem necessidade de estudos geotécnicos mais sofisticados para a solução de casos correntes. Solos com \bar{N}_{SPT} inferiores a 5 são compressíveis e pouco resistentes, e não devem ter a solução produzida com base única nestes ensaios, mesmo porque, nesta faixa de variação (0-5), os mesmos não são representativos.

A partir destes resultados e em consonância com as correlações disponíveis para os ensaios realizados, foi realizada, na época, a seguinte estimativa de parâmetros para desenvolvimento do projeto de contenções e dimensionamento das peças estruturais:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3;$$

$$\phi' = 30^\circ;$$

$$c' = 20 \text{ kPa.}$$

3.6.2 Ensaio especiais de laboratório

Os ensaios especiais, cisalhamento direto e triaxiais, relatados a seguir, foram realizados posteriormente a ocorrência do evento de ruptura da cortina, no intuito de confirmar os parâmetros utilizados, buscando endosso ao dimensionamento de projeto. As amostras foram coletadas em local imediatamente contíguo à zona de ruptura, através da coleta de blocos indeformados, como identificados no quadro 6:

QUADRO 6: Identificação da coleta de amostras

Poço de inspeção n°:	Amostra n°:	Profundidade:	Cota de extração:	Ensaio realizado:
PI-01	01	1,00 – 1,30m	29,0 a 28,7m	Cisalhamento direto
PI-01	02	1,00 – 1,30m	29,0 a 28,7m	Triaxial CIU
PI-01	03	3,00 – 3,30m	27,0 a 26,7m	Cisalhamento direto
PI-01	04	3,00 – 3,30m	27,0 a 26,7m	Triaxial CIU
PI-01	05	5,50 – 6,00m	24,5 a 24,0m	Cisalhamento direto
PI-01	06	5,50 – 6,00m	24,5 a 24,0m	Triaxial CIU

A localização das inspeções disponíveis em relação à região sinistrada (“2”) é apresentada na figura 3.43.

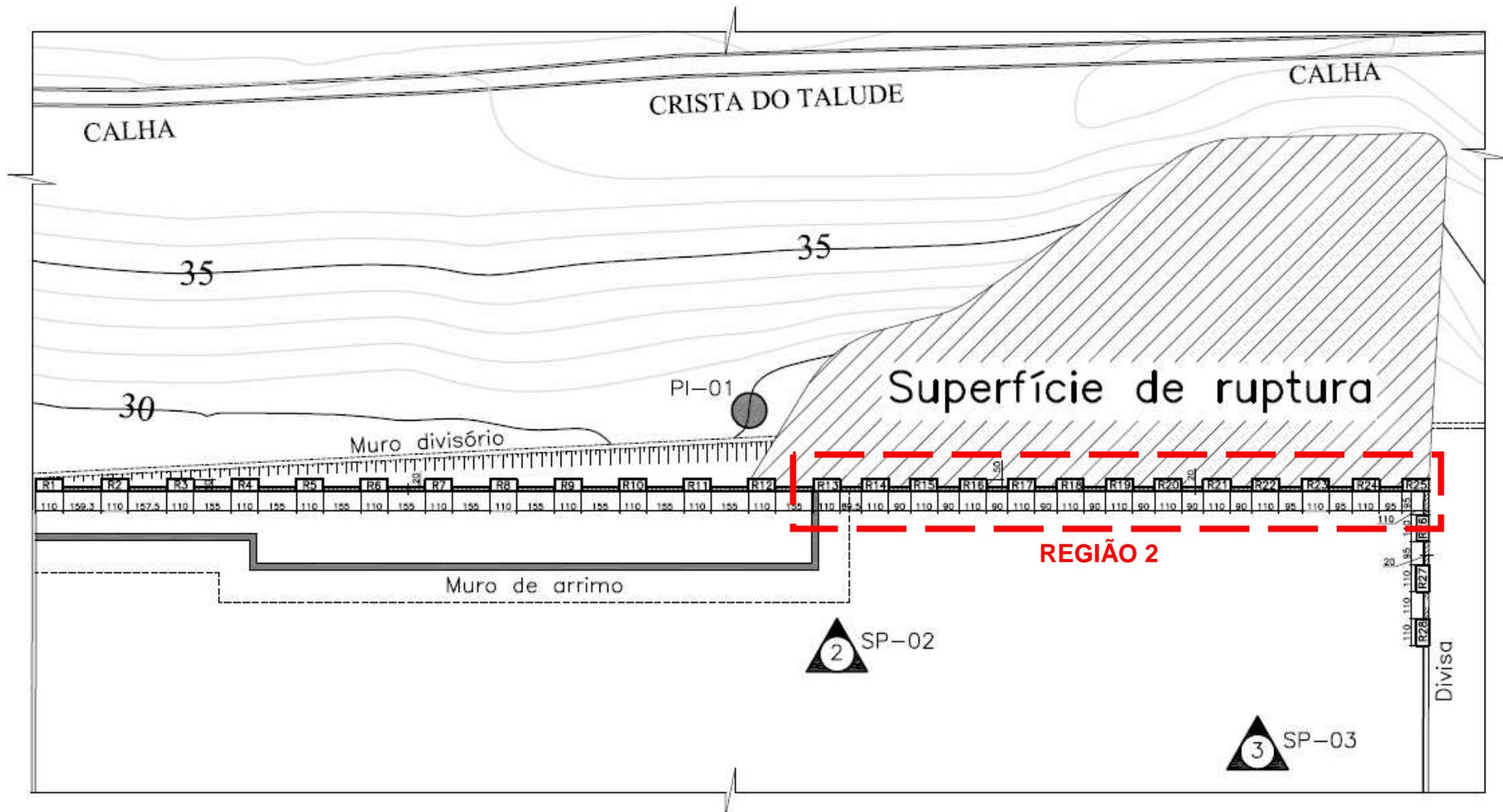


Figura 3.43 - Localização das inspeções em relação à superfície de ruptura

3.6.2.1 Ensaio de cisalhamento direto

Conforme descrição do laboratório responsável pela realização dos ensaios, as amostras foram preparadas para execução dos ensaios de cisalhamento direto a partir da talhagem em corpos de prova com largura, comprimento e altura iguais a 10,16 x 10,16 x 2,00cm, respectivamente. Após preparo, as amostras foram inundadas e submetidas a aplicação de tensões normais de confinamento (σ_N) de valores 100kPa, 200kPa, 300kPa e 400kPa. A definição destas tensões normais foi arbitrada pelo laboratório, haja vista que estes valores superam bastante a provável condição natural do maciço. Salienta-se que a melhor condução de campanha de ensaios laboratoriais, é aquela que privilegia fidedignamente a simulação dos condições e expectativas a serem enfrentadas em campo, podendo ter havido no caso apresentado, alcance de parâmetros provavelmente inferiores aos obtidos em experimentos com menores tensões confinantes.

Em seguida, após o estágio de adensamento, o corpo de prova foi cisalhado pelo processo de deformação controlada, com aplicação de velocidade de cisalhamento constante de 0,099 mm/min ou $1,65 \times 10^{-6}$ m/s. Pinto (1998) sugere valores de velocidade da ordem de 1×10^{-6} a 1×10^{-9} m/s para solos siltosos. Vale ressaltar que a marcha de carregamento empregada no ensaio está incompatível com o ensaio de cisalhamento direto, que deve ser conduzido de maneira drenada. Desta forma os parâmetros obtidos podem ser considerados em termos de tensões totais.

Após definir-se a resistência máxima de cisalhamento (τ_{max}), o corpo continuou a ser rompido até deformação horizontal de 15%. Salienta-se ainda que os esforços foram direcionados paralelamente ao plano de xistosidade, conforme relato do laboratorista. Conforme explicitado no quadro 7, foram determinados os seguintes parâmetros de resistência do material por parte do laboratório, não sendo informado se os mesmos representam condição de pico ou residual:

QUADRO 7: Parâmetros de resistência a partir do Cisalhamento Direto

Poço de inspeção n°:	Amostra n°:	Profundidade:	$\bar{\gamma}_{SAT}$ (kN/m ³):	ϕ (°):	C (kPa):
PI-01	01	1,00 – 1,30m	20	27,1	26
PI-01	03	3,00 – 3,30m	20	30,2	26
PI-01	05	5,50 – 6,00m	20	31,7	81

3.6.2.2 Ensaio triaxial CIU

Conforme relato do laboratório responsável pela realização do ensaio triaxial de carregamento axial, adensado isotropicamente, não drenado, denominado triaxial CIU, as amostras foram preparadas, para execução dos ensaios, a partir da talhagem em corpos de prova de seção circular de $\varnothing 3,57\text{cm}$ e $8,00\text{cm}$ de altura. Após o preparo e a montagem, as amostras foram submetidas a saturação por percolação durante 15h. A indicação da completa saturação do corpo de prova através do parâmetro B de Skempton não foi fornecida. A seguir, foi realizada aplicação de tensões confinantes (σ_c) de valores 50kPa, 100kPa, 150kPa e 200kPa. Depois da realização do estágio de adensamento para cada uma destas tensões, o corpo de prova foi solicitado por prensa de deformação controlada com velocidade de deformação de $0,118\text{ mm/min}$, sem permitir a drenagem do mesmo. O critério de ruptura adotado foi o de máxima variação da tensão axial no intervalo de 0 a 20% de deformação axial. No quadro 8 encontram-se disponíveis os parâmetros totais de resistência do material fornecidos pelo laboratório:

QUADRO 8: Parâmetros de resistência a partir do Triaxial CIU

Poço de inspeção n°:	Amostra n°:	Profundidade:	$\bar{\gamma}_{SAT}$ (kN/m ³):	\varnothing (°):	C (kPa):
PI-01	02	1,00 – 1,30m	20	22,3	63
PI-01	04	3,00 – 3,30m	20	17,1	68
PI-01	06	5,50 – 6,00m	20	32,2	106

Foram adotados valores médios similares de peso específico saturado do solo para os dois ensaios realizados.

É frisada aqui a disparidade entre os parâmetros praticados no dimensionamento original ($\varnothing = 30^\circ$ e $c = 20\text{ kPa}$) e os obtidos através dos ensaios de laboratório supracitados, estabelecendo relação muito conservadora em relação aos esforços considerados no cálculo inicial e os esforços reais a partir dos parâmetros de resistência verificados. Os resultados dos ensaios de laboratório estão disponíveis no apêndice C.

3.6.2.3 Ensaio de cisalhamento direto revisto

As curvas de tensão x deslocamento foram reinterpretadas e, de posse dos pares de tensão e deformação de cada ponto das curvas, os mesmos foram organizados em planilhas eletrônicas com finalidade de gerar novos gráficos com possibilidades de aplicação de funções computacionais para obtenção dos valores de resistência requeridos.

Amostra 01:

A figura 3.44 apresenta uma re-interpretação da curva tensão x deslocamento, fornecida pelo ensaio de cisalhamento direto realizado para a amostra 01.

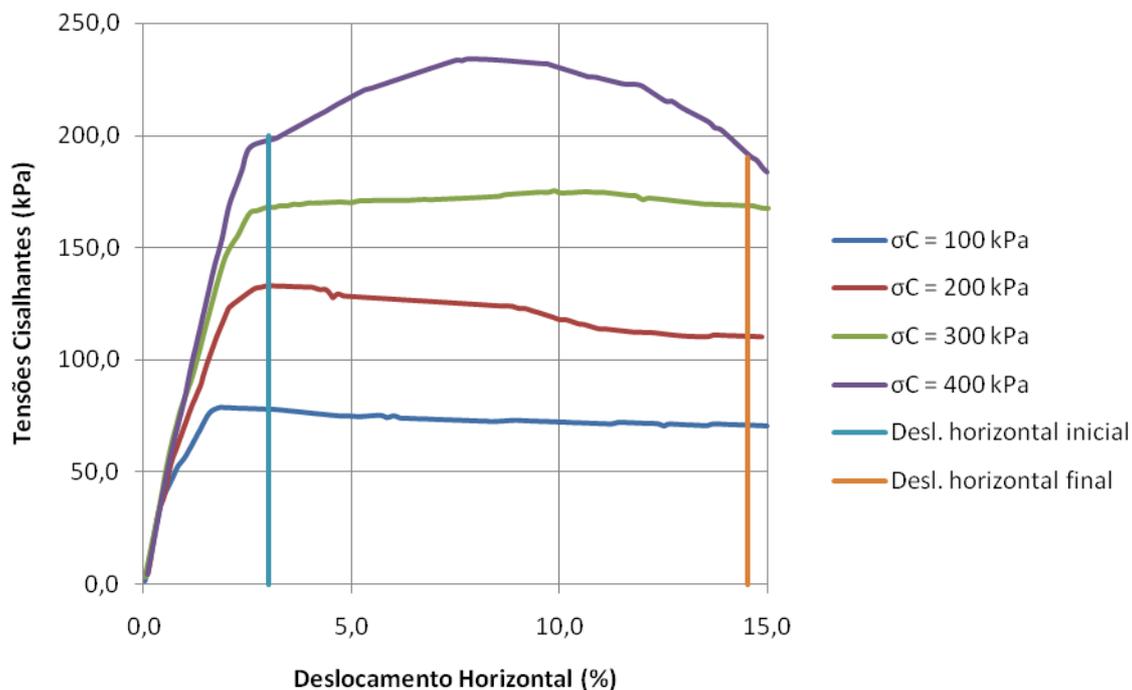


Figura 3.44 - Curvas de tensão x deslocamento revistas para cisalhamento direto - amostra 01

As curvas de deformação vertical x deformação horizontal, complementares a figura 3.44 encontram-se disponíveis no apêndice C.

É notória a similaridade entre as tensões cisalhantes máximas encontradas para o regime de deslocamento horizontal inicial e final, para a amostra 01, traduzindo a semelhança de parâmetros de resistência obtidos para as envoltórias apresentadas na figura 3.45.

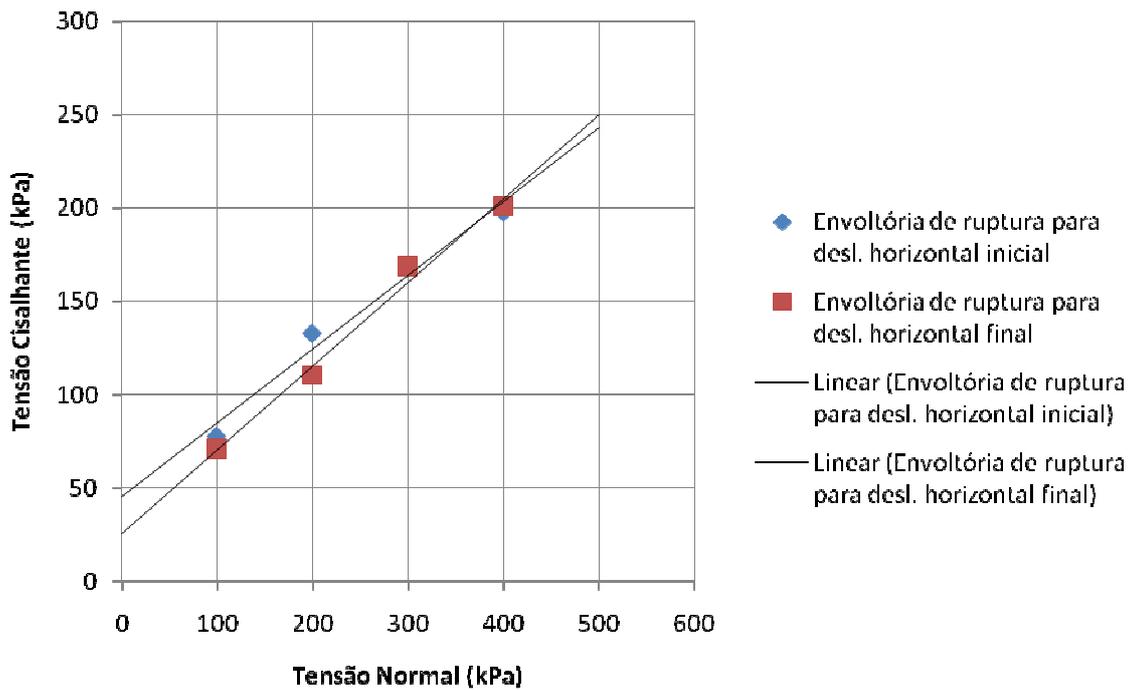


Figura 3.45 - Envoltórias de resistência em termos de tensões totais alcançada para ensaio de cisalhamento direto revisto - amostra 01

Amostra 03:

A figura 3.46 apresenta uma reinterpretação da curva tensão x deslocamento, fornecida pelo ensaio de cisalhamento direto realizado para a amostra 03.

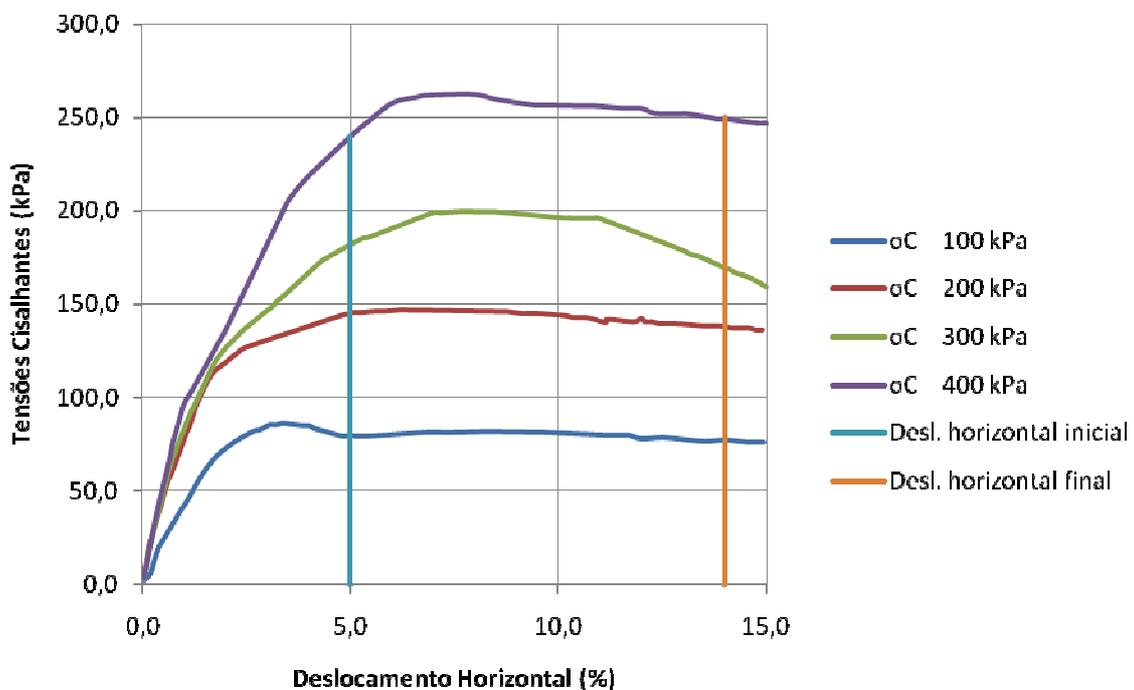


Figura 3.46 - Curvas de tensão x deformação revistas para cisalhamento direto - amostra 03

As curvas de deformação vertical x deformação horizontal, complementares a figura 3.46 encontram-se disponíveis no apêndice C.

Novamente, observa-se similaridade entre as tensões cisalhantes máximas encontradas para o regime de deslocamento horizontal inicial e final, para a amostra 03, justificando a semelhança de parâmetros de resistência obtidos para as envoltórias apresentadas na figura 3.47.

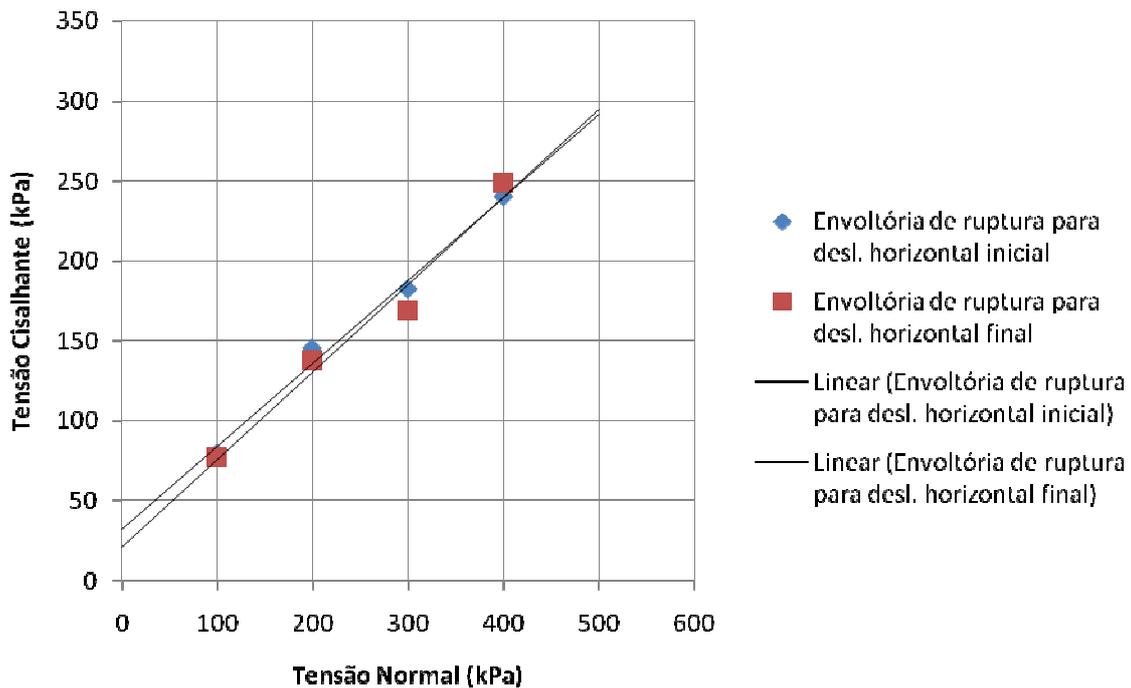


Figura 3.47 - Envoltórias de resistência em termos de tensões totais alcançada para ensaio de cisalhamento direto revisito - amostra 03

Amostra 05:

A figura 3.48 apresenta uma reinterpretação da curva tensão x deslocamento, fornecida pelo ensaio de cisalhamento direto realizado para a amostra 05. As curvas de deformação vertical x deslocamento horizontal, complementares à referida figura encontram-se disponíveis no apêndice C.

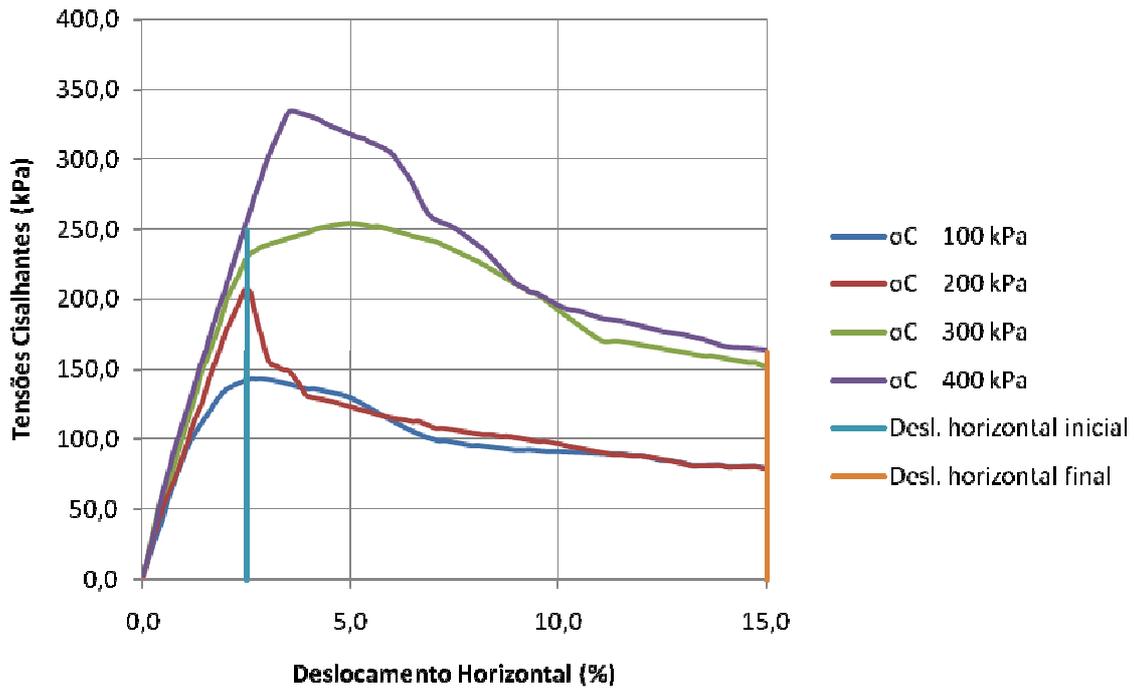


Figura 3.48 - Curvas de tensão x deformação revistas para cisalhamento direto - amostra 05

Para a amostra 5 nota-se diferença de resistência à tensões cisalhantes para regimes de deslocamento horizontal inicial e final, como ilustrado na figura 3.49.

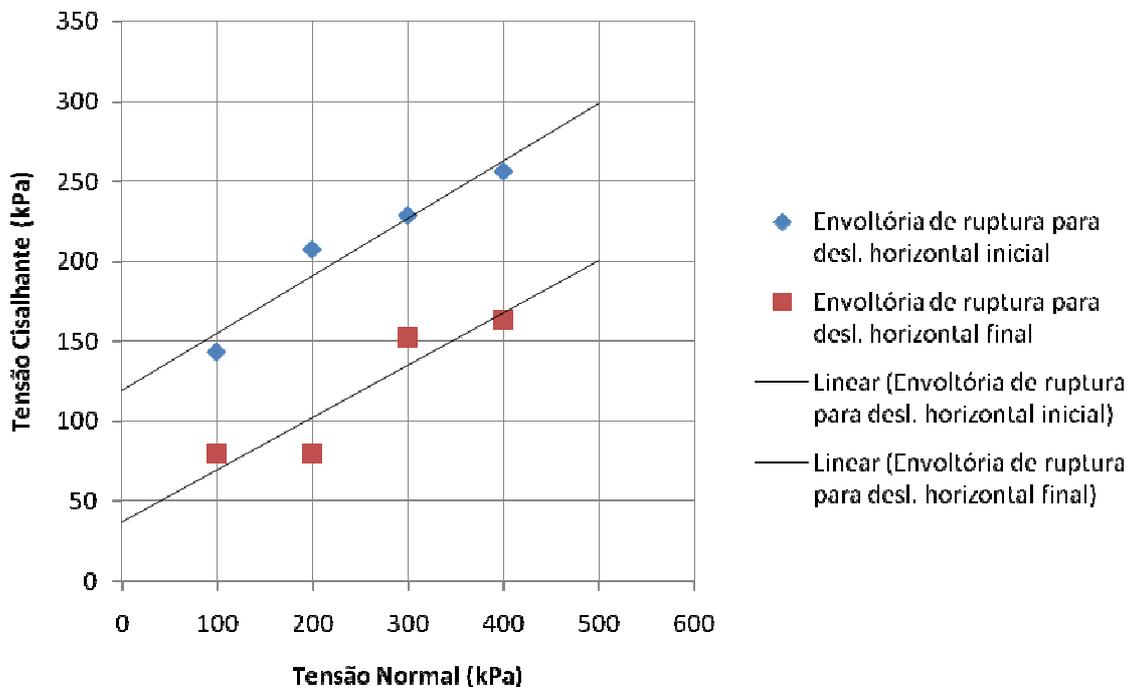


Figura 3.49 - Envoltórias de resistência em termos de tensões totais alcançada para ensaio de cisalhamento direto revisito - amostra 05

No quadro 9, a partir da interpretação das envoltórias de resistência obtidas é possível a apresentação dos seguintes pares reinterpretados de resistência, assim como a comparação com os valores originais advindos dos ensaios de cisalhamento direto realizados:

QUADRO 9: Parâmetros de resistência em termo de tensões totais a partir da revisão dos ensaios de cisalhamento direto realizados

Amostra n°:	Profundidade:	Ø (°):	c (kPa):	Condição:
01	1,00 – 1,30m	27,1	26	Original
01	1,00 – 1,30m	23	45	Deslocamento inicial
01	1,00 – 1,30m	26	25	Deslocamento final
03	3,00 – 3,30m	30,2	26	Original
03	3,00 – 3,30m	30	32	Deslocamento inicial
03	3,00 – 3,30m	31	21	Deslocamento final
05	5,50 – 6,00m	31,7	81	Original
05	5,50 – 6,00m	21	119	Deslocamento inicial
05	5,50 – 6,00m	19	37	Deslocamento final

Salienta-se aqui o valor dispare encontrado para coesão na amostra 05, para a condição de deslocamento inicial, em relação aos demais ensaios. Tal magnitude pode ser justificada pela proeminência do pico de resistência para estas amostras, não observada nos ensaios 01 e 03.

3.6.2.4 Ensaio triaxial CIU revisto

Como o comportamento do solo residual analisado se mostrou extremamente frágil pelos resultados obtidos nos ensaios triaxiais, com forte decréscimo de resistência para baixos regimes de deformação, foi conduzida uma revisão dos parâmetros indicados pelo laboratório com intuito de estabelecer pares de resistência ϕ e c para condições de pico e residuais, como se apresenta a seguir.

Amostra 02:

A figura 3.50 apresenta uma reinterpretação da curva tensão x deformação fornecida pelo ensaio triaxial CIU realizado para a amostra 02. Para a condição de pico de resistência, visto o

comportamento bem pronunciado em relação à tensão cisalhante máxima, foram utilizados respectivamente os maiores pontos de cada ensaio realizado. Para a condição residual, foram utilizadas as leituras extremas de deformação axial (20%).

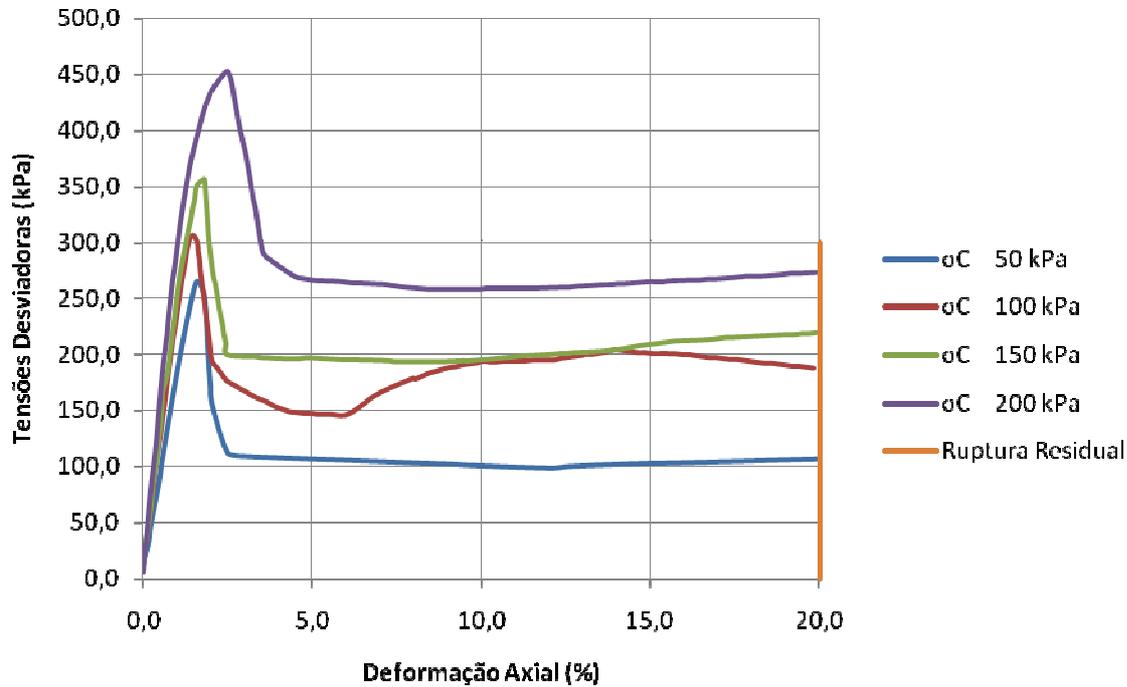


Figura 3.50 - Curvas de tensão x deformação revistas para triaxial CIU - amostra 02

A análise das trajetórias de resistência nos estados de pico e residuais, como observado na figura 3.51, possibilitou a obtenção dos parâmetros de resistência em termos de tensões totais.

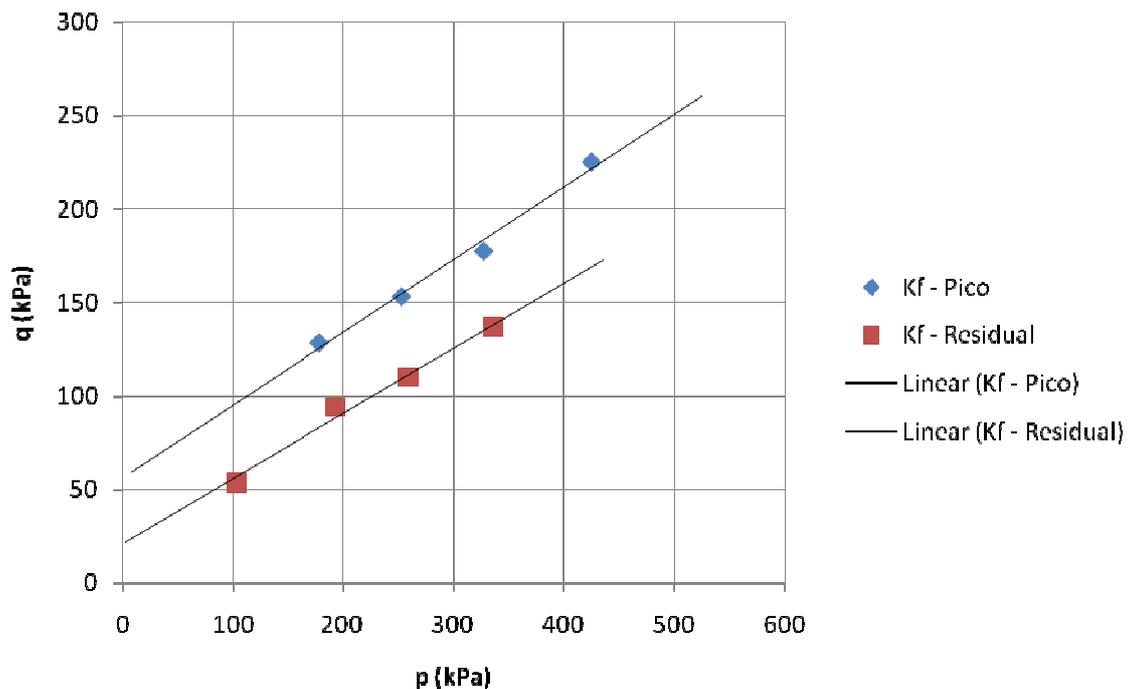


Figura 3.51- Envoltórias de trajetórias de tensão alcançadas para ensaio triaxial CIU revisto - amostra 02

As curvas de variação de poropressão em função da deformação axial, complementares a figura 3.50 encontram-se disponíveis no apêndice C.

Amostra 04:

A figura 3.52 apresenta uma reinterpretação da curva tensão x deformação fornecida pelo ensaio triaxial CIU realizado para a amostra 04. Para a condição de pico de resistência, visto o comportamento bem pronunciado em relação à tensão cisalhante máxima, foram utilizados respectivamente os maiores pontos de cada ensaio realizado. Para a condição residual, foram utilizadas as leituras extremas de deformação axial (20%).

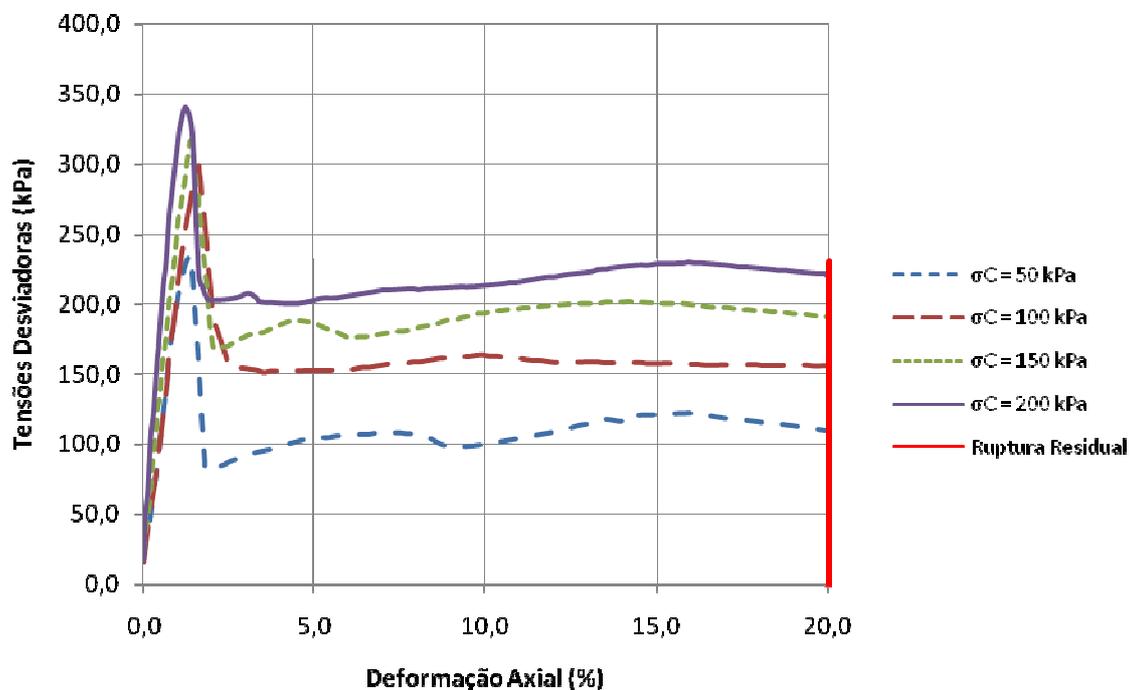


Figura 3.52 - Curvas de tensão x deformação revistas para triaxial CIU - amostra 04

As curvas de variação de poropressão em função da deformação axial, complementares a figura 3.52 encontram-se disponíveis no apêndice C.

A análise das trajetórias de resistência nos estados de pico e residuais, como observado na figura 3.53, possibilitou a obtenção dos parâmetros de resistência em termos de tensões totais.

Amostra 06:

A figura 3.54 apresenta uma reinterpretação da curva tensão x deformação fornecida pelo ensaio triaxial CIU realizado para a amostra 06. Para a condição de pico de resistência, visto o comportamento bem pronunciado em relação à tensão cisalhante máxima, foram utilizados

respectivamente os maiores pontos de cada ensaio realizado. Para a condição residual, foram utilizadas as leituras extremas de deformação axial (20%).

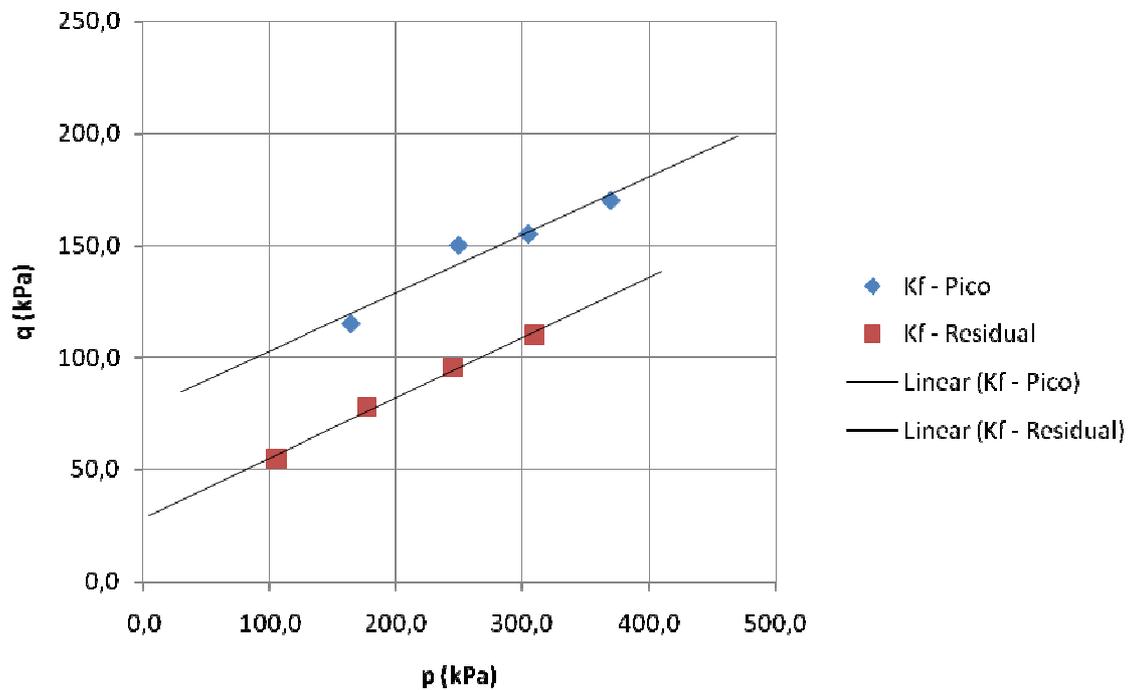


Figura 3.53 – Envoltórias de trajetórias de tensão alcançadas para ensaio triaxial CIU revisto - amostra 04

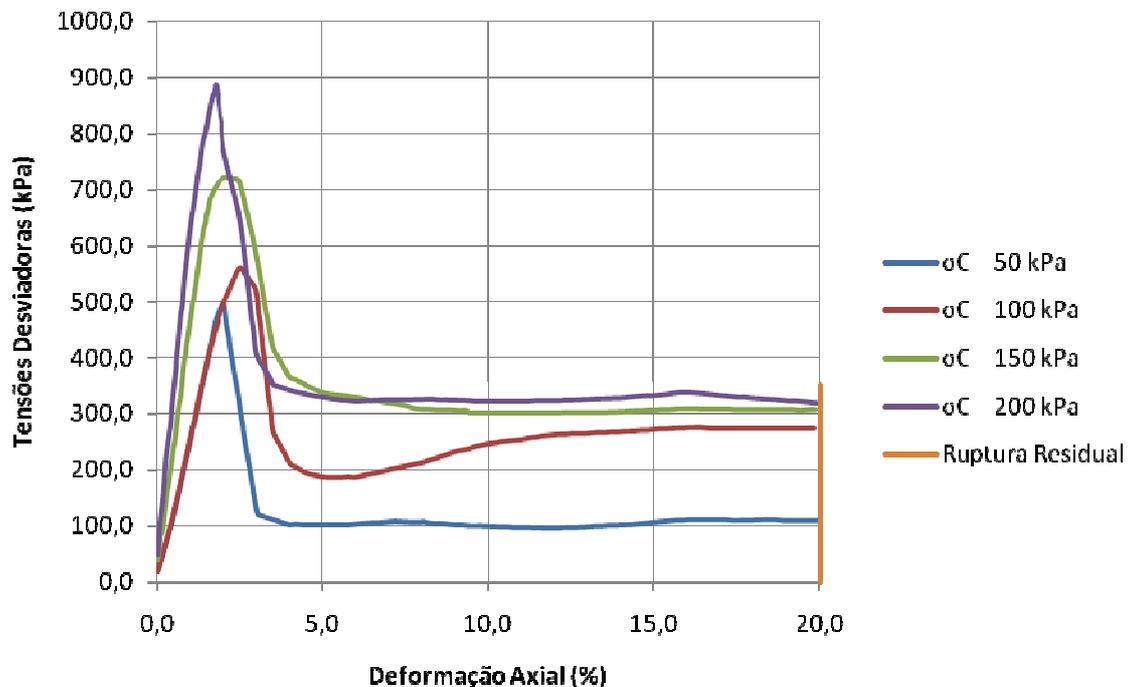


Figura 3.54 - Curvas de tensão x deformação revistas para triaxial CIU - amostra 06

As curvas de variação de poropressão em função da deformação axial, complementares a figura 3.54 encontram-se disponíveis no apêndice C.

A análise das trajetórias de resistência nos estados de pico e residuais, como observado na figura 3.55, possibilitou a obtenção dos parâmetros de resistência em termos de tensões totais.

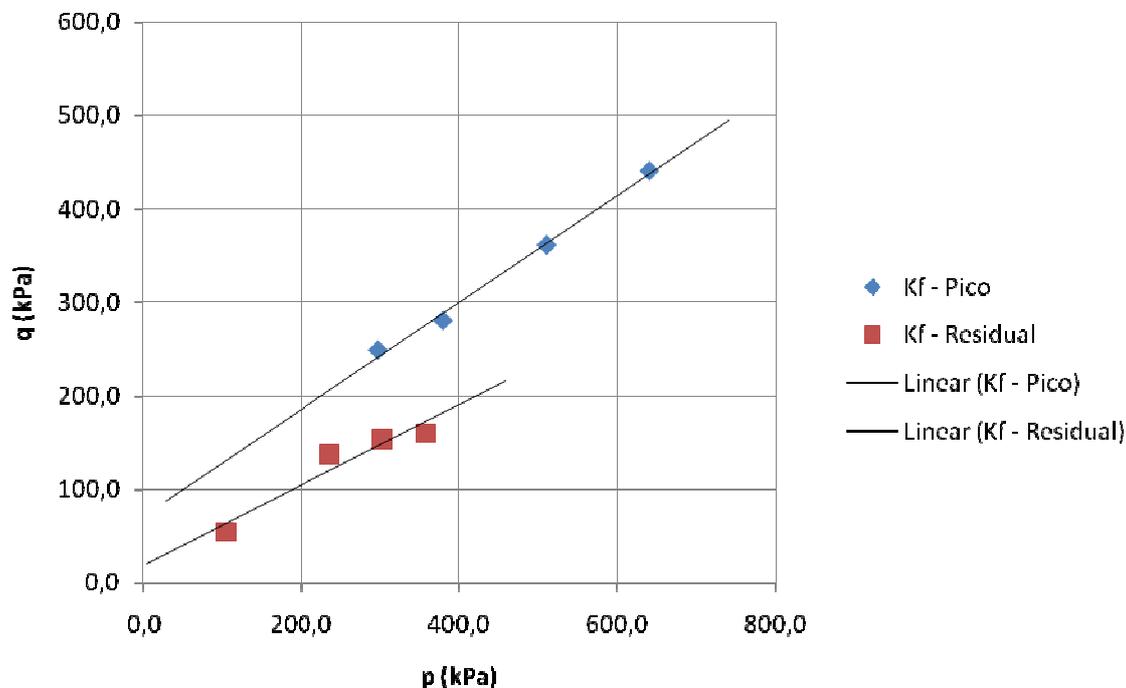


Figura 3.55 – Envoltórias de trajetórias de tensão alcançadas para ensaio triaxial CIU revisto - amostra 06

Os parâmetros de resistência obtidos com a reinterpretação dos ensaios triaxiais CIU realizados estão apresentados no quadro 10, assim como a comparação com os valores originais:

QUADRO 10: Parâmetros de resistência em termo de tensões totais a partir da revisão dos ensaios triaxiais CIU realizados

Amostra n°:	Profundidade:	Ø (°):	C (kPa):	Condição:
02	1,00 – 1,30m	22,3	63	Original
02	1,00 – 1,30m	23,8	61,2	Pico
02	1,00 – 1,30m	21,3	21,5	Residual
04	3,00 – 3,30m	17,1	68	Original
04	3,00 – 3,30m	15,5	79,9	Pico
04	3,00 – 3,30m	15,5	29,1	Residual

06	5,50 – 6,00m	32,2	106	Original
06	5,50 – 6,00m	40,5	93,4	Pico
06	5,50 – 6,00m	26,4	21,2	Residual

É importante ressaltar que todos os ensaios triaxiais CIU reavaliados indicaram forte aumento de resistência na condição de pico seguido de queda abrupta em regimes de baixa deformação, com estabilização em patamar residual, caracterizando um comportamento frágil.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados referentes às retro-análises de estabilidade de taludes realizadas a partir dos parâmetros obtidos nos ensaios de campo e de laboratório disponíveis, assim como as verificações estruturais dos elementos sinistrados.

4.1 Análises de estabilidade

De posse dos parâmetros de resistência disponíveis, foram realizadas análises de estabilidade de taludes com o programa computacional Slope/W do pacote GeoStudio 2007, versão 7.10, não utilizado quando da realização do projeto inicial. Nesta análise, foram inseridos os dados geométricos obtidos através dos levantamentos topográficos disponíveis para as condições prévias à ocorrência do colapso da estrutura e posteriores à falência da contenção, com eventual determinação da cunha de ruptura.

Todas as análises foram desenvolvidas no intuito de reproduzir fidedignamente as condições de projeto, sendo modelado inclusive o elemento de reação sinistrado. Para orientação das análises, foi utilizada uma seção típica transversal ao alinhamento da cortina de retângulos, com eixo da ruptura passando pelo elemento “R23”, assim como ilustrado nas figuras 3.19 e 3.22. Esta seção foi selecionada por apresentar maior espaçamento entre os elementos de reação da região 2. O referido retângulo foi assim representado no programa:

- Reforço: “Pile”
- Cotas: +16,70m a +28,20m
- Espaçamento: 2,05m
- Esforço cisalhante resistente: 335,3 kN

Em relação à representação acima, é necessário salientar que o espaçamento indicado de 2,05m refere-se a influência de esforços a serem absorvidos pela peça estrutural, haja visto que o elemento possui largura de 1,10m e espaçamento entre retângulos vizinhos de 0,95m cada, totalizando o valor especificado. Observa-se ainda que o valor de esforço cisalhante considerado refere-se a estimativa estrutural realizada a partir da presença de armadura transversal na peça (posição N9) em observância à NBR6118 como é apresentado na equação 4.1:

$$\frac{A_{sw \min}}{b_w \times s_e \times \text{sen} \alpha_e} \geq 0,2 \times \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \quad (4.1)$$

onde: $A_{sw \min}$ = área da seção transversal mínima dos estribos;

s_e = espaçamento dos estribos;

α_e = inclinação dos estribos;

b_w = largura da peça estrutural;

f_{yw} = resistência ao escoamento do aço do estribo;

f_{ctm} = resistência média do concreto a tração;

$$f_{ctm} = 0,3 \times fck^{2/3} \quad (4.2)$$

Para intervalo dos estribos (s_e) de 100cm, e considerando f_{yw} como 500 MPa e α_e como 90°, tem-se:

$$\frac{A_{sw \min}}{b_w \times 100 \times \sin 90^\circ} \geq \frac{0,2 \times 0,3 \times fck^{2/3}}{500} \quad (4.3)$$

$$A_{sw \min} \geq 0,012 \times b_w \times fck^{2/3}$$

Aplicando a equação 4.3 no elemento estrutural é possível obter $A_{sw \min} = 8,03$ cm²/metro. O detalhamento do retângulo previa no trecho de ruptura $\varnothing 8,0$ mm a cada 10cm, o que totaliza 5,03cm³ de área de aço por metro. Como trata-se de dois ramos de estribos, a área de aço instalada na peça na zona de ruptura foi de 10,06 cm²/metro, estando em alinhamento com a normatização vigente.

Para estimativa do esforço cisalhante último, foram utilizadas as expressões simplificadas abaixo (Rabelo *et al.*, 2010):

$$\tau_{wd} = \frac{V_s \times 1,4}{b_w \times d} \quad (4.4)$$

onde: τ_{wd} = tensão limite de cisalhamento do aço;

d = distância da armação até o bordo comprimido;

V_s = esforço cisalhante

$$A_{sw} = \left[\frac{(\tau_{wd} - \tau_{co})}{39,15} \right] \times 100 \times b_w \quad (4.5)$$

onde: A_{sw} = área da seção transversal dos estribos;

τ_{co} = tensão limite de cisalhamento do concreto;

$$\tau_{co} = 0,09 \times fck^{2/3} \quad (4.6)$$

Aplicando os dados da peça estrutural estudada é obtido:

$$A_{sw} = 10,06 \text{ cm}^2 / m$$

$$\tau_{co} = 0,09 \times (15)^{2/3} = 0,55 \text{ MPa} = 0,055 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$b_w = 110\text{cm}$$

$$d = 47\text{cm}$$

A resolução da equação 4.5 em relação aos dados acima, fornece τ_{wd} equivalente à 0,091 kN/cm². Desenvolvendo a equação 4.6, obtém-se, finalmente, o valor de V_s como 335,3 kN. Ressalta-se, adicionalmente, que este valor pode ser extrapolado para 163,56 kN por faixa de metro, se levado em consideração o espaçamento de 2,05m do retângulo.

As pesquisas conduzidas objetivaram a obtenção de fator de segurança igual ou inferior à 1,0; configurando que, para o cenário reproduzido computacionalmente, haveria atuação de esforços instabilizadores em maior magnitude que esforços estabilizadores, justificando assim a ruptura.

As análises foram dirigidas em dois critérios de liberdade de pesquisa da superfície crítica. O critério inicial foi denominado de “cunha livre” e não estabelece formato pré-determinado da superfície de ruptura, permitindo ao programa a livre pesquisa da geometria crítica, ou com menor fator de segurança. O segundo critério, denominado “cunha especificada”, fixa a superfície de ruptura em geometria coincidente à observada no campo e obtida pelos levantamentos topográficos, obrigando o programa a realizar análises baseadas naquela geometria de superfície.

Foram utilizadas as metodologias tradicionais desenvolvidas por Fellenius, Bishop, Janbu e Morgenstern-Price, citadas no capítulo anterior e disponível em Gerschovich (2012).

As pesquisas por superfícies de ruptura e arranjos de estabilidade foram realizadas contemplando opções de convergência que consideram pelo menos 2000 interações de superfícies para cada análise otimizada, com divisão das superfícies em 30 fatias com espessura mínima de 0,10m. Observa-se ainda que todas as análises foram conduzidas a partir da consideração de existência de trinca de tração plenamente preenchida com água, visto as características coesivas do material, possibilidade de deformação da cortina de retângulos e obviamente, pelo período chuvoso o qual aconteceu a ruptura da contenção. Para o cálculo das forças entre fatias, necessário para o método rigoroso de Morgenstern-Price, foi considerada função de meia senóide como é sugerido pelo programa utilizado.

Finalmente, salienta-se que funções relativas a presença da linha freática não foram habilitadas devido à não verificação desta durante a obra, seja pela aferição dos boletins de sondagem disponíveis ou durante as escavações dos retângulos. Visto que nenhum relato de surgência freática foi verificado ao longo de todo levantamento de dados considerando as elevadas precipitações registradas no período, tal possibilidade torna-se improvável.

4.1.1 Parâmetros iniciais de projeto (baseados no SPT)

No quadro 11 são apresentados os valores de fatores de segurança obtidos para os parâmetros iniciais de projeto:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3;$$

$$\phi = 30^\circ;$$

$$c = 20 \text{ kPa};$$

QUADRO 11: Valores de fatores de segurança para parâmetros de projeto

Método	Critério de cunha livre	Critério de cunha especificada
Fellenius	1,306	6,265
Bishop	1,452	6,128
Janbu	1,282	-
Morgenstern-Price	1,332	-
Valor médio:	1,34	6,20

Observa-se a não convergência dos valores de fatores de segurança relativos aos métodos de Janbu e Morgenstern-Price para o critério de cunha especificada, indicando valores “infinitos”, que configuram a hipótese de que estes métodos não apresentam superfície de ruptura análoga à requerida.

4.1.2 Modelagem das camadas a partir da coleta das amostras

Para as modelagens a seguir, visto a existência de mais de um par de parâmetros de resistência disponíveis para cada situação, a disposição de camadas obedeceu ao seguinte critério de divisão, baseado nas médias de profundidade de extração de blocos indeformados:

- Camada superior representada pelas amostras 01 e 02 – profundidade de 0,00 a 2,30m em relação à cota de extração ($\sim +30,0\text{m}$);
- Camada intermediária representada pelas amostras 03 e 04 – profundidade de 2,31 a 4,65m em relação à cota de extração ($\sim +30,0\text{m}$);
- Camada inferior representada pelas amostras 05 e 06 – profundidade a partir de 4,66m em relação à cota de extração ($\sim +30,0\text{m}$).

A orientação na disposição das camadas em relação ao restante do maciço foi nortada pela geometria da encosta em relação ao perfil de intemperismo, como pode ser verificado na figura 4.1.

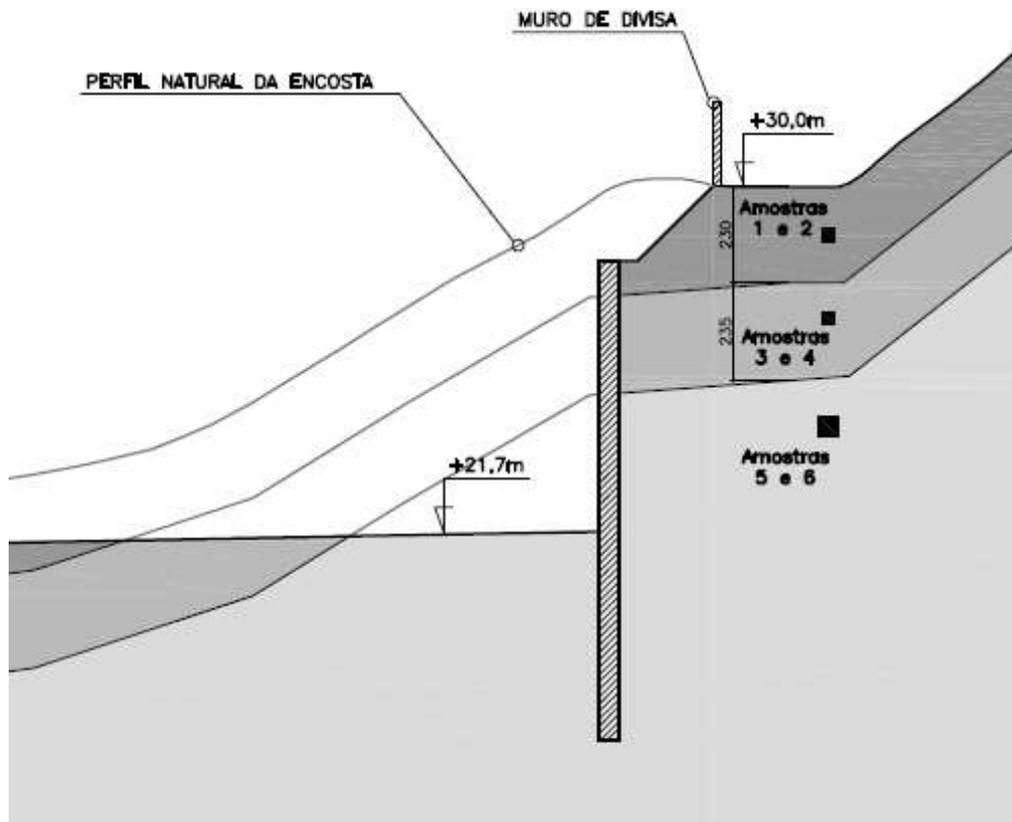


Figura 4.1 - Disposição de amostras indeformadas e modelagem de camadas

4.1.3 Parâmetros obtidos do ensaio de cisalhamento direto

Abaixo são apresentados os valores de parâmetros de resistência empregados nas retro-análises desenvolvidas.

4.1.3.1 Parâmetros iniciais:

A partir da consideração dos parâmetros obtidos e fornecidos pelo laboratório contratado para realização dos ensaios, as retro-análises foram desenvolvidas utilizando os seguintes valores:

Amostra 01:

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi = 27,1^\circ$;
 $c = 26 \text{ kPa}$;

Amostra 03: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi = 30,2^\circ$;
 $c = 26 \text{ kPa}$;

Amostra 05: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi = 31,7^\circ$;
 $c = 81 \text{ kPa}$;

No quadro 12 estão apresentados os fatores de segurança obtidos nas retro-análises conduzidas utilizando os parâmetros supracitados, obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

QUADRO 12: Valores de fatores de segurança para parâmetros de cisalhamento direto iniciais

Método	Critério de cunha livre	Critério de cunha especificada
Fellenius	2,089	27,882
Bishop	2,240	6,322
Janbu	2,017	-
Morgenstern-Price	2,132	-
Valor médio:	2,12	17,10

4.1.3.2 Parâmetros revistos para condição de deslocamento horizontal inicial

São apresentados a seguir os parâmetros de resistência obtidos a partir da reinterpretação das curvas de tensão x deslocamento, sendo utilizados nas retro-análises, os valores revistos para a condição de deslocamento horizontal inicial:

Amostra 01: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi = 23^\circ$;
 $c = 45 \text{ kPa}$;

Amostra 03: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi = 30^\circ$;
 $c = 32 \text{ kPa}$;

Amostra 05: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi = 21^\circ$;
 $c = 119 \text{ kPa}$;

No quadro 13 são apresentados os fatores de segurança obtidos nas retro-análises conduzidas utilizando os parâmetros supracitados, obtidos nos ensaios de cisalhamento direto na condição de deslocamento horizontal inicial da amostra.

QUADRO 13: Valores de fatores de segurança para parâmetros de cisalhamento direto revistos na condição de deformação horizontal inicial

Método	Critério de cunha livre	Critério de cunha especificada
Fellenius	1,851	11,98
Bishop	1,961	9,908
Janbu	1,765	-
Morgenstern-Price	1,871	-
Valor médio:	1,86	10,9

4.1.3.3 Parâmetros revistos para a condição de deslocamento horizontal final

São apresentados a seguir os parâmetros de resistência obtidos a partir da reinterpretação das curvas de tensão x deslocamento, sendo utilizados para as retro-análises, os valores revistos para a condição de deslocamento horizontal final

Amostra 01: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi = 26^\circ$;
 $c = 25 \text{ kPa}$;

Amostra 03: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi = 31^\circ$;
 $c = 21 \text{ kPa}$;

Amostra 05: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi = 19^\circ$;
 $c = 37 \text{ kPa}$;

No quadro 14 são apresentados os fatores de segurança obtidos nas retro-análises conduzidas utilizando parâmetros supracitados, obtidos nos ensaios de cisalhamento direto na condição de deslocamento horizontal final da amostra.

QUADRO 14: Valores de fatores de segurança para parâmetros de cisalhamento direto revistos na condição de deformação horizontal final

Método	Critério de cunha livre	Critério de cunha especificada
Fellenius	1,032	6,451
Bishop	1,156	6,253
Janbu	0,958	-
Morgenstern-Price	1,014	-
Valor médio:	1,04	6,352

Como apresentado no quadro acima, observa-se alcance de valor de fator de segurança que remete à ocorrência de ruptura do sistema de contenções (0,958 para o Método de Janbu). A avaliação da análise através destes parâmetros será discutida posteriormente.

4.1.4 Parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais CIU

São apresentados a seguir os valores de parâmetros de resistência empregados nas retro-análises realizadas.

4.1.4.1 Parâmetros iniciais:

A partir da consideração dos parâmetros obtidos e fornecidos pelo laboratório contratado para realização dos ensaios, as retro-análises foram desenvolvidas utilizando os seguintes valores:

Amostra 02: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;

$\phi = 22,3^\circ$;

$c = 63 \text{ kPa}$;

Amostra 04: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;

$\phi = 17,1^\circ$;

$c = 68 \text{ kPa}$;

Amostra 06: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;

$\phi = 32,2^\circ$;

$c = 106 \text{ kPa}$;

No quadro 15 são apresentados os fatores de segurança obtidos nas retro-análises conduzidas utilizando os parâmetros supracitados, obtidos nos ensaios triaxial CIU.

QUADRO 15: Valores de fatores de segurança para parâmetros do ensaio triaxial CIU originais

Método	Critério de cunha livre	Critério de cunha especificada
Fellenius	2,269	15,837
Bishop	2,469	12,462
Janbu	2,206	-
Morgenstern-Price	2,315	-
Valor médio:	2,315	14,14

4.1.4.2 Parâmetros revistos de pico

São apresentados a seguir os parâmetros de resistência obtidos a partir da reinterpretação das curvas de tensão x deformação, sendo utilizados nas retro-análises, os valores revistos para a condição de pico de resistência:

Amostra 02: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi = 23,8^\circ$;
 $c = 61,2 \text{ kPa}$;

Amostra 04: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi = 15,5^\circ$;
 $c = 79,9 \text{ kPa}$;

Amostra 06: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi = 40,5^\circ$;
 $c = 93,4 \text{ kPa}$;

No quadro 16 são apresentados os fatores de segurança obtidos nas retro-análises conduzidas utilizando os parâmetros supracitados, obtidos nos ensaios triaxiais CIU na condição de pico de resistência.

QUADRO 16: Valores de fatores de segurança para parâmetros de ensaios triaxiais CIU revistos na condição de pico

Método	Critério de cunha livre	Critério de cunha especificada
Fellenius	2,619	16,22
Bishop	2,827	12,27
Janbu	2,499	-
Morgenstern-Price	2,629	-
Valor médio:	2,64	14,25

4.1.4.3 Parâmetros revistos residuais

São apresentados a seguir os parâmetros de resistência obtidos a partir da reinterpretação das curvas de tensão x deslocamento, sendo utilizados nas retro-análises, os valores revistos para a condição de resistência residual:

Amostra 02: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi = 21,3^\circ$;
 $c = 21,5 \text{ kPa}$;

Amostra 04: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi = 15,5^\circ$;
 $c = 29,1 \text{ kPa}$;

Amostra 06: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi = 26,4^\circ$;
 $c = 21,2 \text{ kPa}$;

No quadro 17 são apresentados os fatores de segurança obtidos para as retro-análises conduzidas utilizando os parâmetros supracitados, obtidos nos ensaios triaxiais na condição de resistência residual.

QUADRO 17: Valores de fatores de segurança para parâmetros de ensaios triaxiais CIU revistos na condição residual

Método	Critério de cunha livre	Critério de cunha especificada
Fellenius	1,169	6,264
Bishop	1,292	5,362
Janbu	1,140	-
Morgenstern-Price	1,188	-
Valor médio:	1,200	5,813

Para balizamento dos valores médios de fatores de segurança obtidos na retro-análise, são fornecidos na tabela 7 os critérios de fatores de segurança sugeridos pela normatização vigente NBR 11682/2009 (ABNT) para obras de estabilidade de taludes.

TABELA 7 – Valores de fatores de segurança mínimo
(adaptado da NBR 11682/2009)

		Grau de segurança a perda de vidas		
		Alto	Médio	Baixo
Grau de segurança a perdas materiais e ambientais	Alto	1,5	1,5	1,4
	Médio	1,5	1,4	1,3
	Baixo	1,4	1,3	1,2

Nas simulações computacionais realizadas foram encontrados fatores de segurança variando de 0,958 a 2,827 para o critério de cunha “livre” e de 27,882 a 5,362 para o critério de cunha “especificada”, que é por onde houve a ruptura inicial do talude e da estrutura de contenção.

Apesar da indicação de ruptura traduzida pelo fator de segurança 0,958 encontrado para o primeiro critério, observa-se que, das análises realizadas, somente o método de Janbu indicou tal valor para as pesquisas realizadas, utilizando parâmetros revistos da condição residual advindos dos

ensaios de cisalhamento direto. O métodos de Fellenius e Morgenstern-Price apresentaram valores 1,032 e 1,014; respectivamente; indicando eminência de ruptura também para os mesmos parâmetros. É importante frisar que as superfícies de ruptura obtidas para o critério de cunha “livre” apresentaram geometria de superfície de ruptura extremamente extensas e profundas, se iniciando na “crista” da encosta modelada, em cota de elevação $\sim +60,00\text{m}$, ou seja muito diferente da cunha de ruptura observada nos levantamentos de campo.

É ressaltado ainda que os parâmetros obtidos com a interpretação do ensaio de cisalhamento direto foram obtidos “forçando” a superfície de ruptura a coincidir com o plano de xistosidade do material, como foi relatado nos relatórios do laboratório. Tal procedimento está em desacordo com o registro fotográfico ilustrado na figura 3.41, que apresenta exumação do perfil resistente e posicionamento contrário à superfície de escorregamento modelada, reforçando que a utilização desse conjunto de parâmetros pode estar incorreta.

A magnitude dos valores de fatores de segurança para o critério de cunha especificada, que foi observada em campo, sugere que a ocorrência de colapso através desta superfície com os mecanismos geradores de instabilidade considerados e/ou parâmetros de resistência empregados é muito improvável. As geometrias das superfícies pesquisadas e resultados das análises estão disponibilizados no anexo D.

4.1.5 Análise hipotética da ruptura

A partir da verificação de impossibilidade de ruptura da contenção através da superfície de deslizamento obtida com o levantamento planialtimétrico realizado na época, justificada pelos valores de fatores de segurança encontrados para as pesquisas contemplando a “cunha especificada”, foi conduzida uma reavaliação da geometria da ruptura, permitindo que novas geometrias da superfície de ruptura fossem pesquisadas. Desta forma, procedeu-se a permitir rotinas computacionais que testassem zonas de análise próximas ao local indicado pelo levantamento topográfico. Tal artifício busca exaurir a possibilidade de que o cadastramento da superfície de ruptura possa ter apresentado anomalia por conta de mau levantamento ou até mesmo alteração desta geometria por parte de novos escorregamentos na encosta ou acúmulo de material trazido pelas chuvas etc., visto que fortes precipitações ocorreram na ocasião do colapso. A flexibilização da geometria da ruptura foi conduzida permitindo que a superfície de deslizamento pudesse se iniciar no intervalo entre o trecho imediatamente à montante da contenção e a região de lançamento da canaleta de drenagem da crista, além de contemplar a possibilidade de abertura de trinca de tração devido às características da contenção e do material local.

Visando contemplar ainda em consequência ao forte período chuvoso, atuação de fluxo de água existente e não observado, foram inseridos nas retro-análises, a razão de poro-pressão r_u nas seguintes disposições de camadas, conforme figura 4.1:

- Camada superficial de solo : $r_u = 0,20$;
- Camada intermediária de solo: $r_u = 0,10$;
- Camada final de solo: $r_u = 0,05$;

Adicionalmente, visto a existência de obstrução na canaleta de drenagem existente, à montante da região “2”, onde o colapso fora verificado, estabeleceu-se a hipótese de que o volume transbordado poderia ter sido conduzido até o topo da contenção. A sobrecarga provocada pelo acúmulo de água atrás da cortina, possibilitada pela existência de muro divisório naquela posição, se mostraria como fator adicional à instabilidade da estrutura. Foi considerado um volume represado equivalente a 1,00m de água, equivalente à sobrecarga de 10 kN/m² à montante da divisa. Sobre este valor hipotético de sobrecarga, vale comentar que se tivesse ocorrido fluxo de material proveniente de corrida de detritos ou *tálus*, um carregamento de maior magnitude poderia ser justificado.

Finalmente, foi acrescentada ainda a resultante estimada referente ao peso próprio deste muro, no valor de 5,6 kN/m, a partir da consideração de que esta estrutura era realizada em alvenaria de blocos de concreto, possuindo altura aproximada de 2,00m e com espessura da parede de 0,20m.

Para esta análise hipotética, considerou-se que os patamares de resistência de pico foram vencidos e o material foi governado por parâmetros residuais, visto a plastificação do maciço comprovada pelo colapso. Desta forma, foram conduzidas novas análises empregando-se parâmetros residuais obtidos nos ensaios triaxiais CIU, que se mostraram mais confiáveis em relação aos parâmetros residuais obtidos dos ensaios de cisalhamento direto, como já comentado.

No quadro 18 são apresentados os fatores de segurança obtidos para retro-análises realizadas a partir dos parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais CIU, revistos para a condição residual em cenário hipotético de colapso.

QUADRO 18: Valores de fatores de segurança considerando cenário hipotético

Método	Cunha modificada
Fellenius	1,294
Bishop	1,239
Janbu	1,060
Morgenstern-Price	1,245
Valor médio:	1,210

Os valores encontrados, ainda que não configurassem formalmente a ruptura, se mostraram muito inferiores aos inicialmente encontrados para a cunha pesquisada, sugerindo que as hipóteses de sobrecarga devido ao acúmulo pluvial ou de detritos, a montante da estrutura, a possibilidade de fluxo paralelo à superfície e a nova configuração de superfície de ruptura (próxima à geometria inicial) empregada mostram-se pertinentes. As superfícies de deslizamento encontradas são ilustradas nas figuras 4.2 a 4.5 com os respectivos fatores de segurança verificados

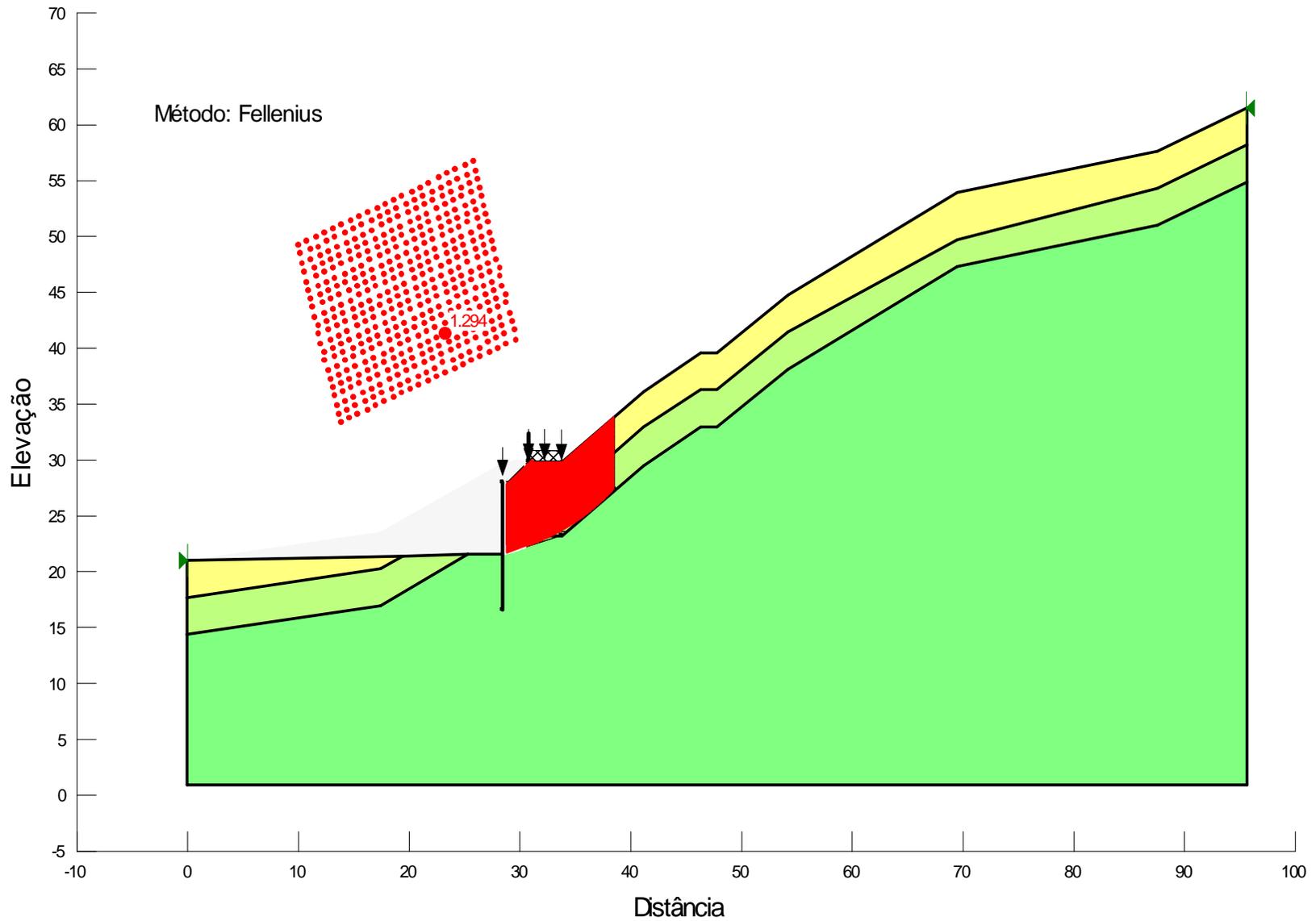


Figura 4.2 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética alcançada para o método de Fellenius

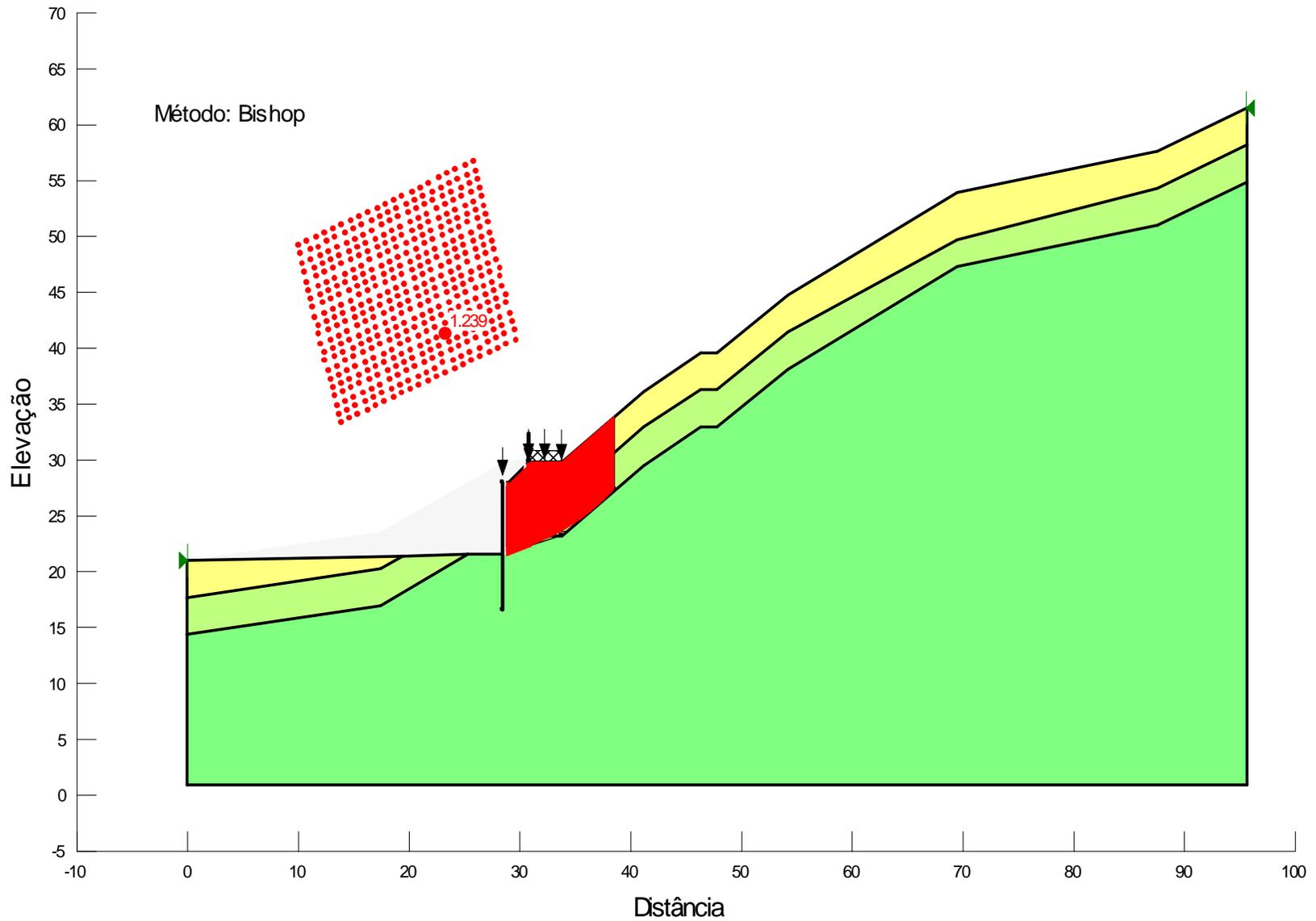


Figura 4.3 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética alcançada para o método de Bishop

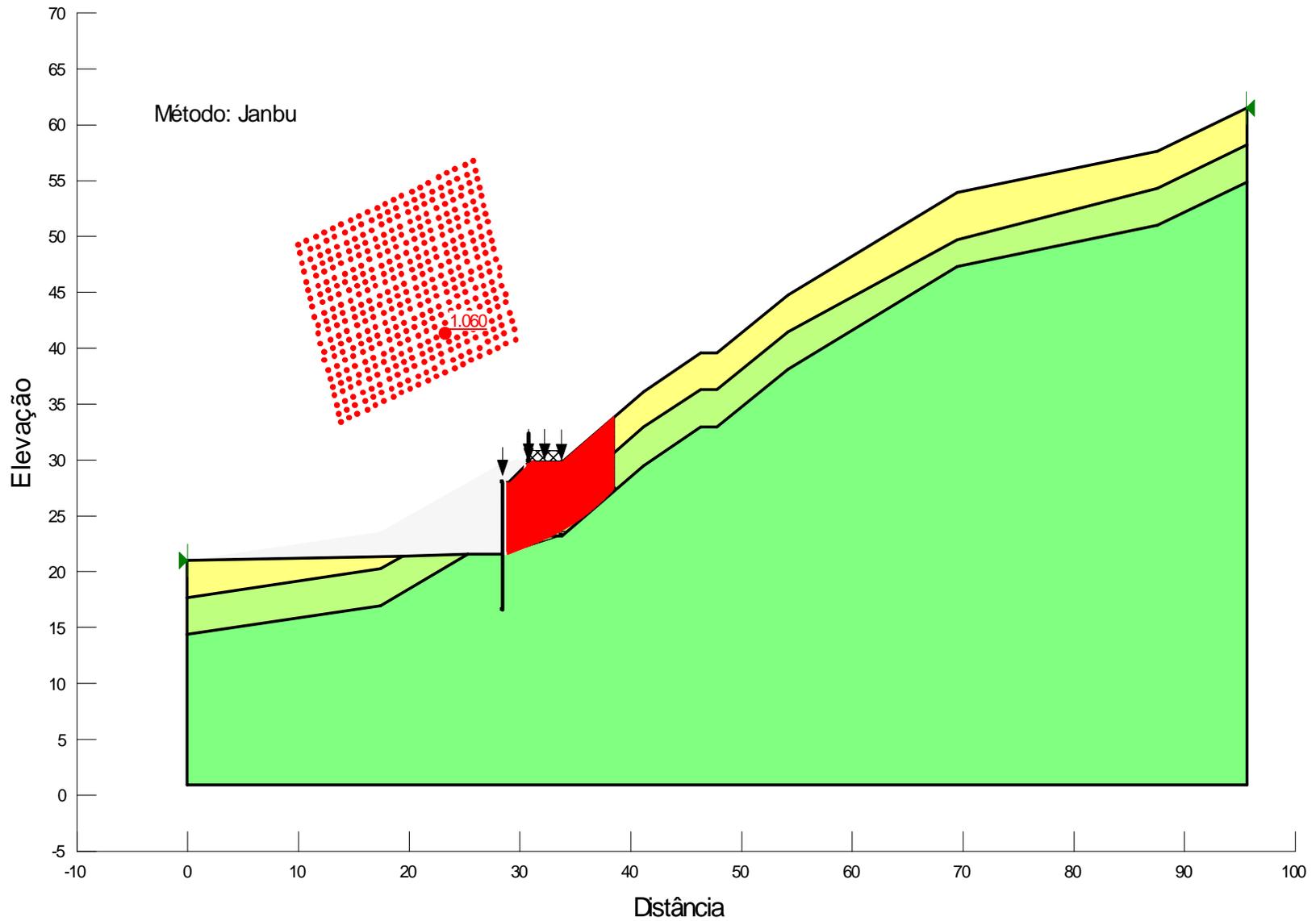


Figura 4.4 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética alcançada para o método de Janbu

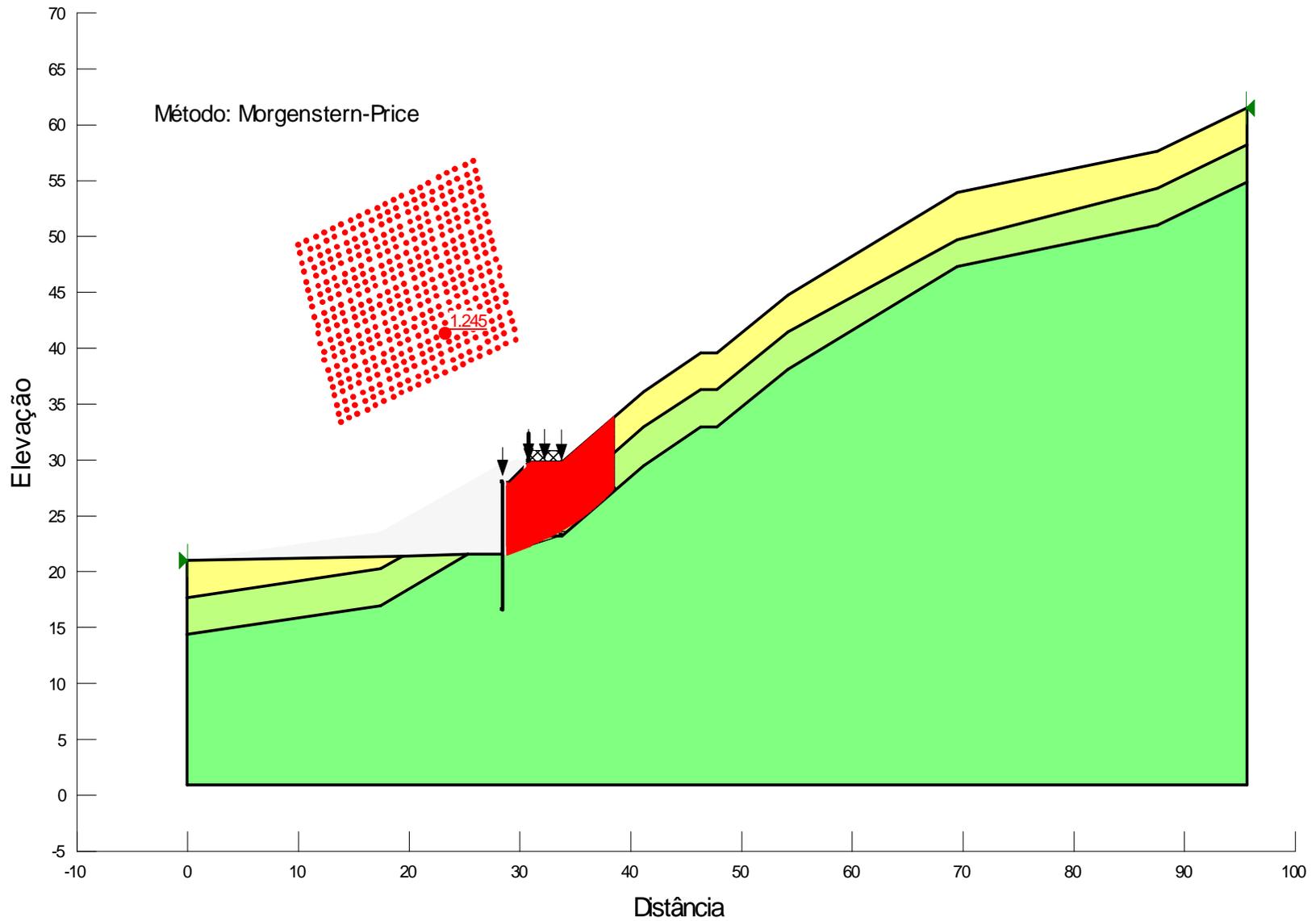


Figura 4.5 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética alcançada para o método de Morgenstern-Price

Foram realizadas, ainda, análises utilizando o programa computacional XStabl, versão 5.2, desenvolvido pela “Interactive Software Designs”, que apesar das limitações gráficas (interface em MS-DOS) e de processamento (número limitado de análises de superfícies de ruptura, impossibilidade de modelagem de contenções etc.) dado sua data de lançamento, 1996, oferece condições de efetuar análises pelos métodos de Bishop e de Janbu, com a adição da indicação do empuxo gerado pela cunha de ruptura potencial na eminência da ruptura ($FS=1$), o que o torna interessante ao estudo. Foi utilizada a sobrecarga à montante de 10 kN/m^2 , como praticada nas análises imediatamente anteriores. As demais considerações não foram inseridas devido à limitação de processamento computacional do programa.

As análises de estabilidade pelos métodos de Janbu e de Bishop, apresentaram fatores de segurança equivalentes à $0,699$ e à $0,577$, respectivamente. Porém, dadas as limitações do programa, não foi possível a inserção de modelagem da cortina de retângulos, fazendo com que estes resultados sejam apenas ilustrativos à análise sem a contemplação de nenhum reforço estrutural. É interessante observar que, mesmo sem a geometria especificada da superfície de ruptura, as superfícies obtidas com o programa XStabl se assemelha muito àquela obtida nos levantamentos, como pode ser observado nas figuras 4.6 e 4.7.

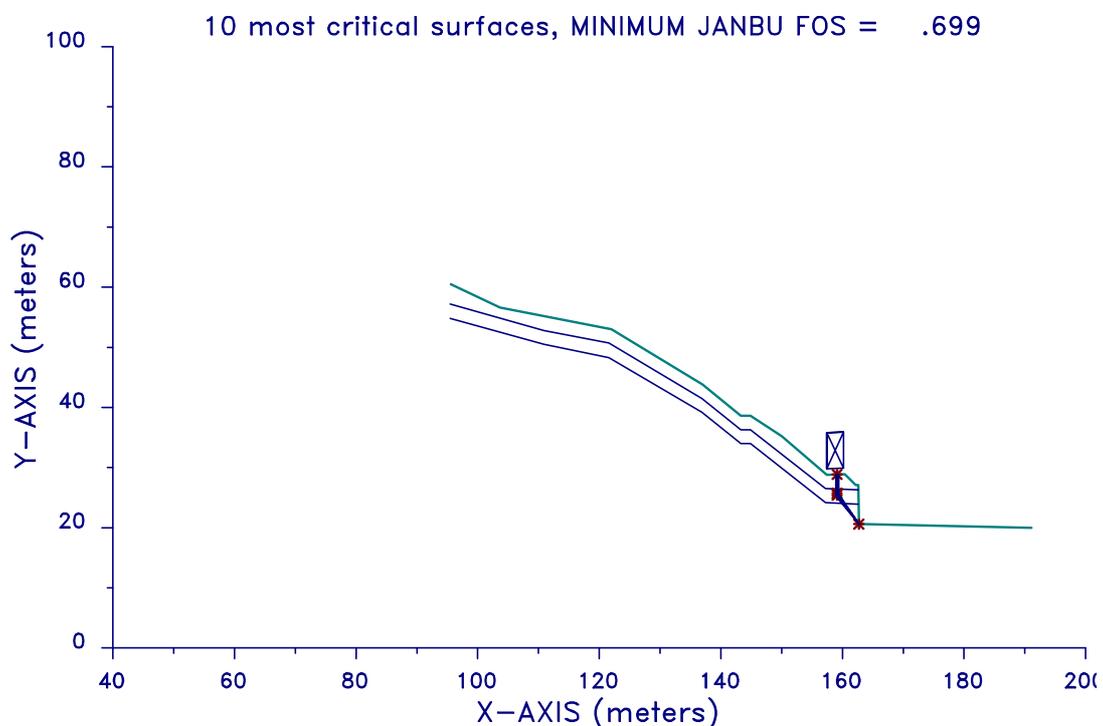


Figura 4.6 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética alcançada para o método de Janbu a partir do XStabl

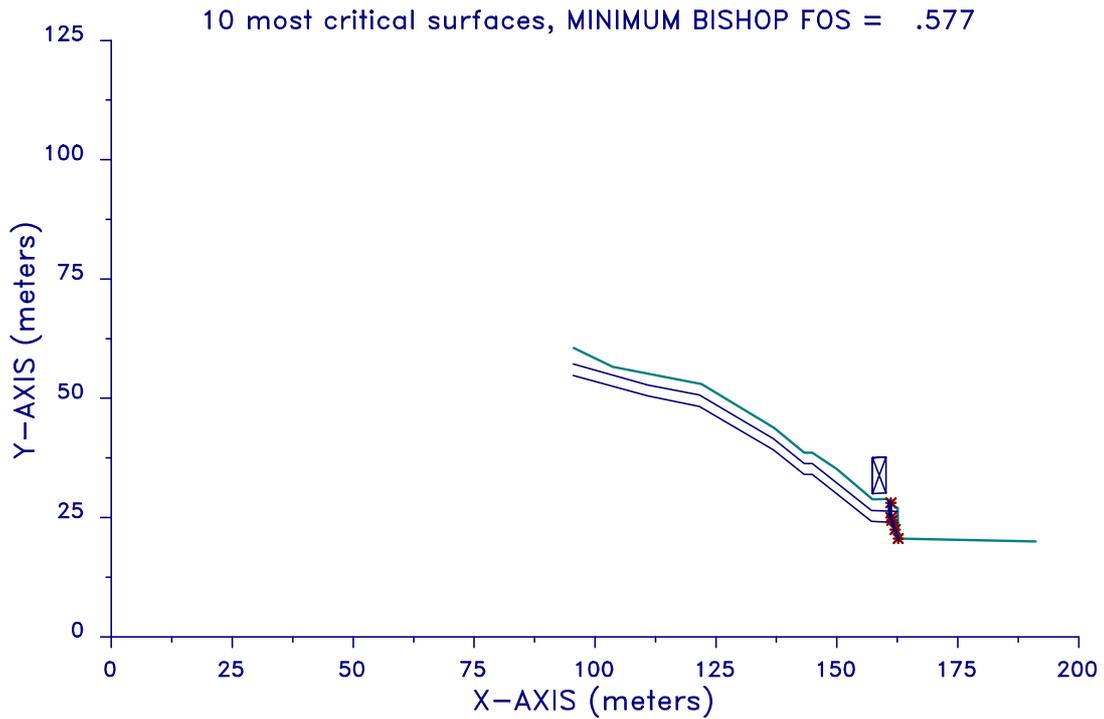


Figura 4.7 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética alcançada para o método de Bishop a partir do XStabl

A partir da apresentação das figuras 4.8 e 4.9, pode-se observar que os valores de empuxos máximos obtidos para os métodos de Janbu e Bishop, totalizam 133 kN/m e 217 kN/m, respectivamente.

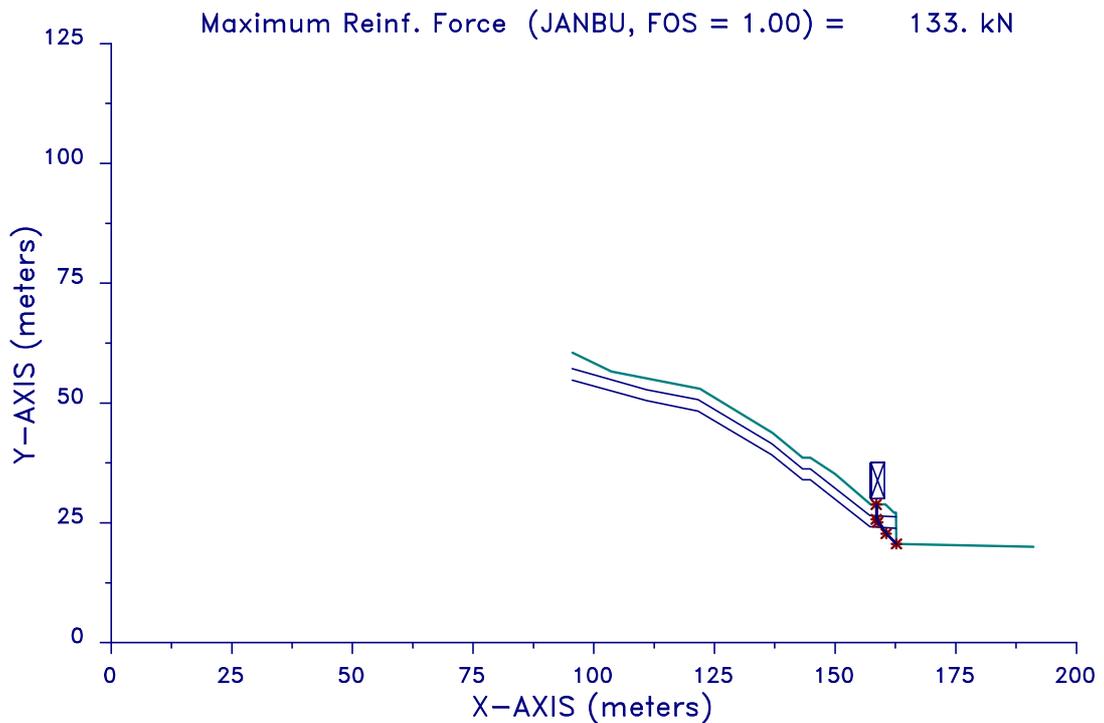


Figura 4.8 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética e seu empuxo máximo por Janbu através do XStabl

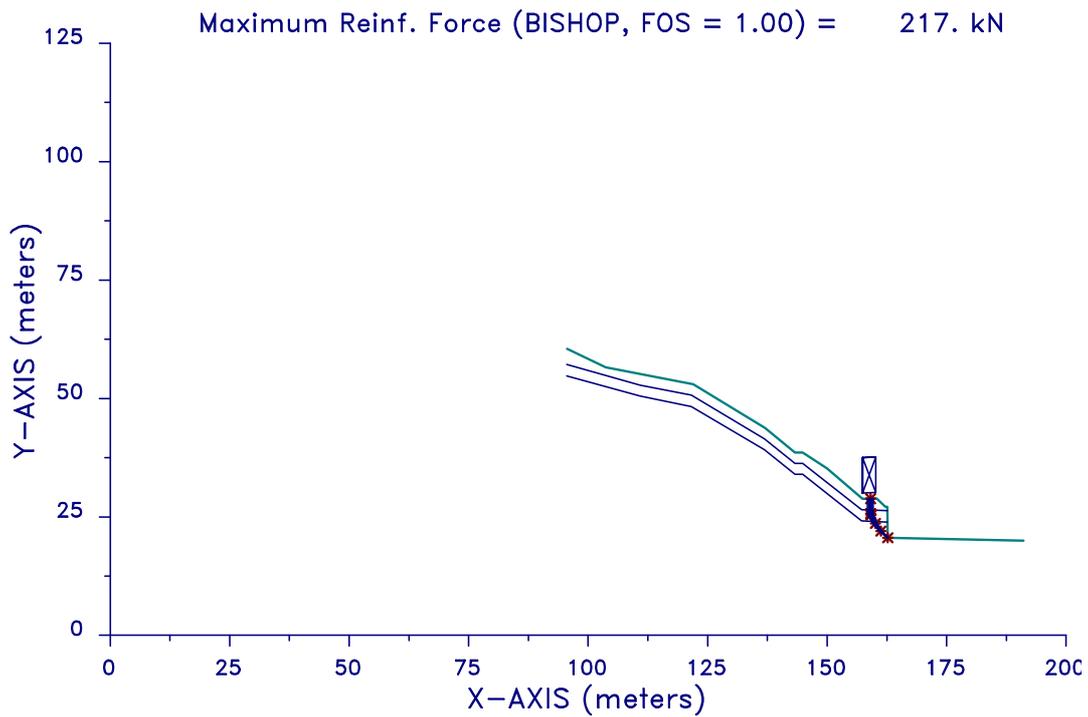


Figura 4.9 - Representação gráfica da cunha de ruptura hipotética e seu empuxo máximo por Bishop através do XStabl

Salienta-se que o valor de empuxo encontrado para o método de Bishop (217 kN/m) suplanta o esforço cisalhante limite da seção de aço na zona de ruptura de 163,56 kN/m, o que colabora com a possibilidade de que esforços adicionais poderiam ser agentes instabilizadores ao perfil de estudo.

Na figura 4.10, está mostrada a comparação entre as geometrias de superfície de ruptura encontradas a partir dos métodos acima mencionados.

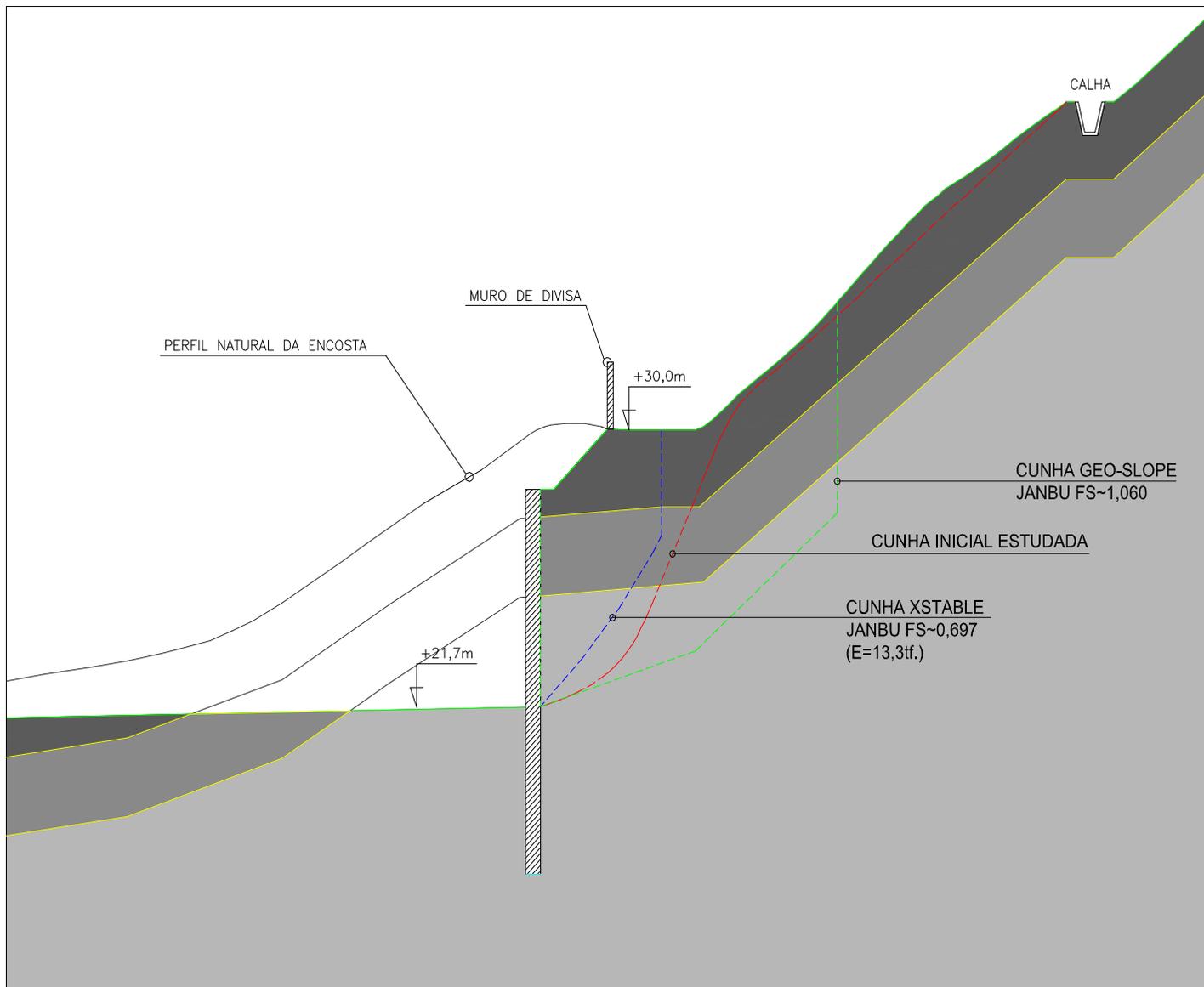


Figura 4.10 - Comparação entre as superfícies de ruptura obtidas

4.2 Retro-análise estrutural

O estudo do comportamento de sistemas de contenção no momento da ruptura deve contemplar não somente a avaliação dos aspectos relacionados à encosta estabilizada como discutido anteriormente, mas também considerar o dimensionamento estrutural das peças, considerando a verificação dos esforços máximos atuantes nos elementos para a situação de colapso. Neste contexto, foi desenvolvido estudo a partir da informação obtida por relatórios técnicos e periciais da seção na zona de ruptura, de que houve escoamento da armação representada pelas posições N1 (5 barras de aço $\varnothing 16,0\text{mm}$) e N2 (2 barras de aço $\varnothing 16,0\text{mm}$), não havendo indícios de danos nas demais posições N3, N4 e N5. Na figura 4.11 e 4.12, são detalhadas as posições de dimensionamento das armações com enfoque na zona de ruptura e nas barras longitudinais rompidas por escoamento (posições N1 e N2 em vermelho) e nas demais, não solicitadas (posições N3, N4 e N5 em azul).

É interessante ressaltar que o plano de ruptura verificado em campo não solicitou as posições N4 e N5 apresentadas, por se manifestar em cota a qual não haveria instalação destas. A posição N3, por sua vez, apresentou “escorregamento” da seção de concreto em relação à zona de ruptura, motivado, talvez, pelo comprimento de ancoragem insatisfatório ($50\varnothing$). Utilizando como referência os valores apresentados por Süsskind (1983), o comprimento mínimo de ancoragem deveria ser de 165cm para barras tracionadas de $\varnothing 20\text{mm}$ em zona de má aderência e para $f_{ck}=15\text{MPa}$. Entende-se, por extrapolação, que a cota dimensionada para instalação de barras de aço para absorção do momento máximo estaria em menor profundidade em relação à zona de ruptura, esta motivada pelos aspectos citados anteriormente.

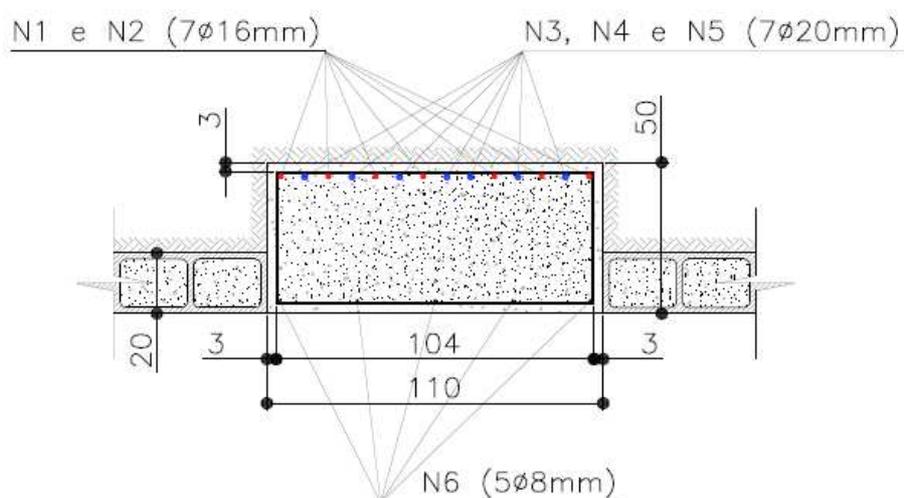


Figura 4.11 - Seção dos retângulos pertencentes à região "2" com enfoque na zona de ruptura

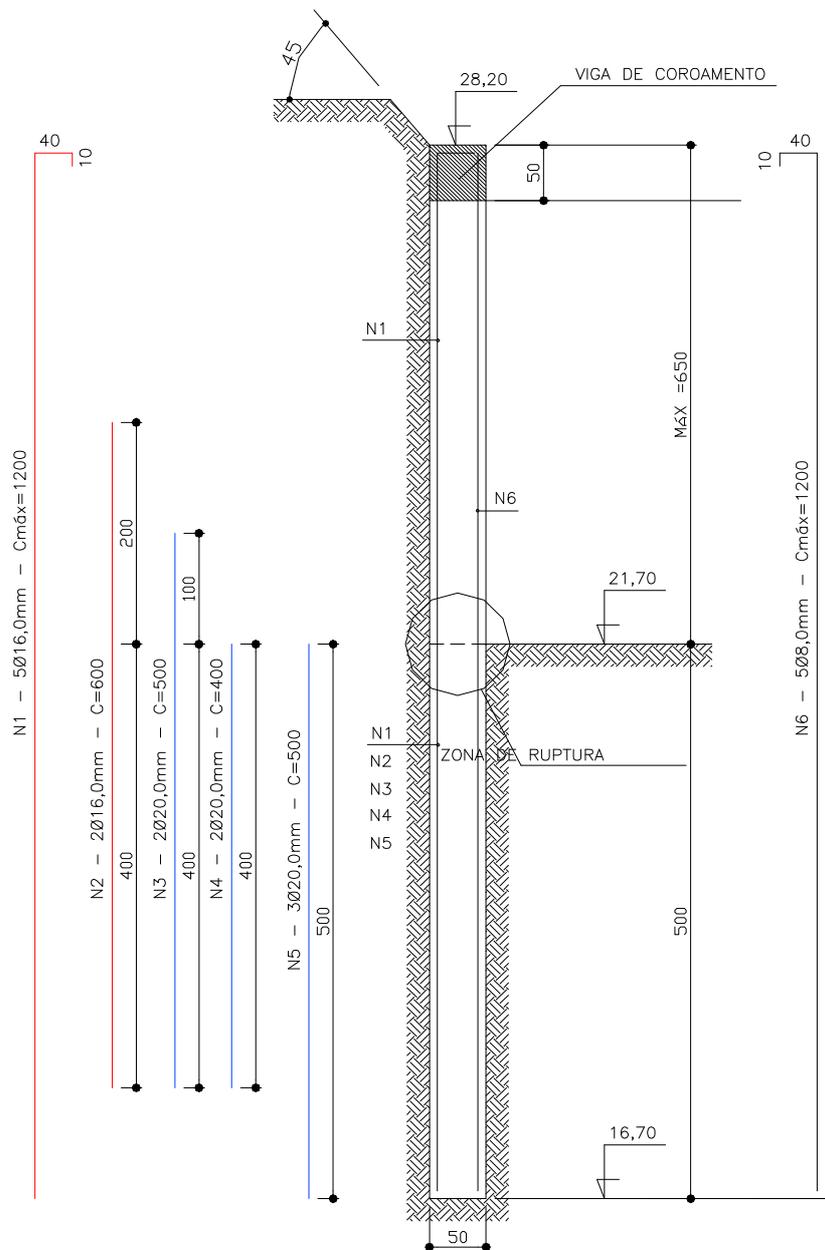


Figura 4.12 - Disposição das posições da armadura nos retângulos com enfoque na zona de ruptura

Desta forma, foram realizadas retro-análises visando estimar os esforços fletores máximos atuantes no momento do colapso, a partir da consideração de absorção de tração somente pelas barras representadas pelas posições N1 e N2 e as seguintes condições de análise:

- Resistência característica do concreto (f_{ck}) = 1,5 kN/cm²;
- Resistência característica ao escoamento do aço (f_{yk}) = 50 kN/cm²;
- Largura da seção (b_w) = 110cm;
- Distância da armadura até o bordo comprimido (d) = 45,4cm;
- Área de aço solicitada (A_s) = 14,07 cm².

As rupturas de seções de concreto podem ser motivadas por alongamento excessivo da armadura ($\epsilon_{yu} = 10\%$), sendo representadas pelos seguintes domínios de ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

- reta “a”: tração uniforme;
- domínio “1”: tração não uniforme, sem compressão;
- domínio “2”: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < 3,5\%$ e com o máximo alongamento permitido).

As rupturas podem se dar ainda, por encurtamento da peça, alcançando limite do concreto de 3,5%, descrito pelos seguintes domínios de deformação:

- domínio “3”: flexão simples (seção sub-armada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$);
- domínio “4”: flexão simples (seção super-armada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$);
- domínio “4a”: flexão composta com armaduras comprimidas;
- domínio “5” compressão não uniforme, sem tração;
- reta b: compressão uniforme.

Das hipóteses elencadas acima, as que melhor se adéquam aos registros periciais na zona de ruptura dos elementos de contenção, são às de rupturas convencionais apresentadas pelos domínios “2” e “3”.

A figura 4.14 apresenta diagrama de deformações e esforços atuantes em uma seção típica de concreto armado.

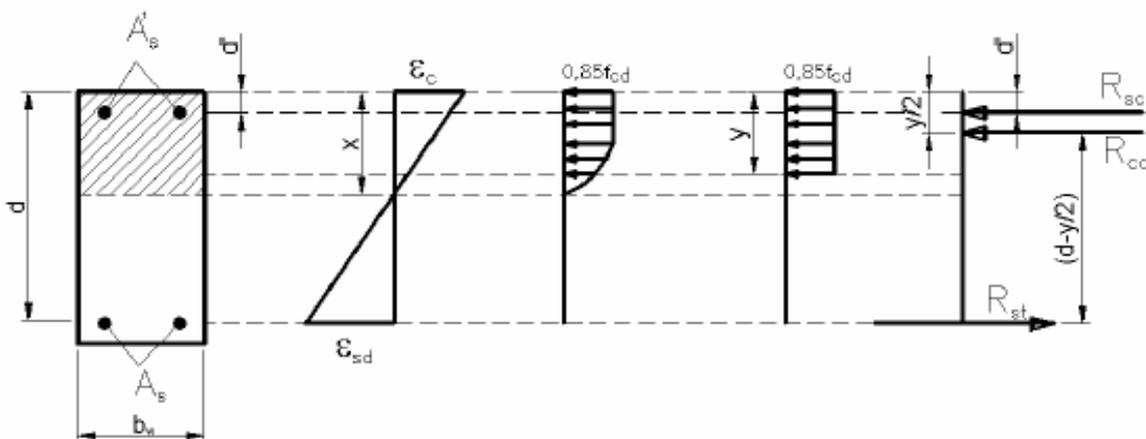


Figura 4.14 - Diagrama de deformações e esforços (adaptado de RABELO et al., 2010)

Analisando o diagrama da figura 4.14 é possível a obtenção das seguintes equações de equilíbrio:

$$\sum M = 0 \rightarrow M_d = R_{cc} \times (d - \frac{y}{2}) + R_{sc} \times (d - d') \quad (4.7)$$

$$\sum H = 0 \rightarrow R_{st} = R_{cc} + R_{sc} \quad (4.8)$$

onde: M_d = momento atuante;

R_{cc} = resultante de compressão no concreto;

R_{sc} = resultante de compressão na armadura;

R_{st} = resultante de tração no aço;

d' = distância do bordo comprimido ao eixo da armadura comprimida;

Descrevendo as reações a partir da figura 4.14 obtem-se:

$$R_{cc} = (0,85 \times f_{cd}) \times b_w \times y \quad (4.9)$$

$$R_{sc} = A's \times \sigma_s d \quad (4.10)$$

$$R_{st} = A_s \times f_y d \quad (4.11)$$

Respeitando as considerações de que os fatores de segurança não seriam ponderados e reafirmado a hipótese de que as deformações da peça eram governadas pelos domínios “2” ou “3”, as reações assumem as seguintes formas:

$$R_{cc} = f_{ck} \times b_w \times y \quad (4.12)$$

$$R_{sc} = A's \times f_y k \quad (4.13)$$

$$R_{st} = A_s \times f_y k \quad (4.14)$$

Como a linha neutra (x) apresenta relação direta entre os esforços de compressão em um bordo da peça com os esforços de tração solicitados no bordo contrário, é possível escrever a seguinte expressão:

$$x = \frac{A_s \times f_y k}{0,8 \times b_w \times f_{ck}} \quad (4.15)$$

$$x = \frac{14,07 \text{ cm}^2 \times 50 \text{ kN} / \text{m}^2}{0,8 \times 110 \text{ cm} \times 1,5 \text{ kN} / \text{m}^2} = 5,33 \text{ cm}$$

A partir da consideração de $\epsilon_{yu} = 10\%$ e $\epsilon_c < 3,5\%$ para a seção típica de ruptura, a posição da linha neutra para os domínios “2” e “3” (x_{23}) está limitada ao seguinte valor:

$$\frac{x_{23}}{\epsilon_c} < \frac{d - x_{23}}{\epsilon_{yu}} \quad (4.16)$$

$$\frac{x_{23}}{0,0035} < \frac{d - x_{23}}{0,0010}$$

$$\frac{x_{23}}{0,0035} < \frac{d - x_{23}}{0,0010}$$

$$x_{23} < 0,259 \times d$$

$$x_{23} < 0,259 \times 45,4 \text{ cm}$$

$$x_{23} < 11,76 \text{ cm}$$

Como o valor encontrado da posição da linha neutra equivale a 5,33cm, é reafirmada a consideração de que o problema de deformação é contemplado pelos domínios “2” e “3”. A definição do domínio é possibilitada pela inserção de novos dados na equação 4.16:

$$\frac{x}{\varepsilon_c} < \frac{d-x}{\varepsilon_{yu}} \rightarrow \frac{5,33 \text{ cm}}{\varepsilon_c} < \frac{45,4 - 5,33 \text{ cm}}{0,0010} \rightarrow \varepsilon_c < 0,00133$$

A partir da verificação do diagrama de deformação encontrado na figura 4.15, com destaque a $\varepsilon_c < 3,5\%$, o domínio de deformação é obtido, sendo possível afirmar, pelo método descrito acima, que o elemento de reação foi rompido por deformação plástica excessiva do aço, em concordância com os registros periciais.

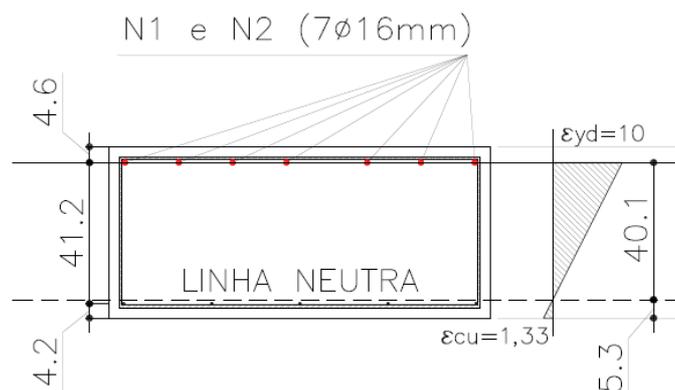


Figura 4.15 - Diagrama de deformação encontrado

Os valores de reações atuantes são indicados a seguir:

$$R_{cc} = 1,5 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 110 \text{ cm} \times 0,8 \times 5,33 \text{ cm} = 703,56 \text{ kN}$$

$$R_{sc} = 2,51 \text{ cm}^2 \times 50 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 125,5 \text{ kN}$$

$$R_{st} = 14,07 \text{ cm}^2 \times 50 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 703,6 \text{ kN}$$

Apesar das vantagens elucidadas acima, o método ainda é pouco difundido para dimensionamento de peças de contenção e fundações, talvez por necessitar de conhecimentos computacionais específicos sobre a sistematização das modelagens, e, principalmente pela obrigatoriedade de se prover, entre outros, parâmetros de comportamento tensão-deformação-resistência que possam reproduzir fidedignamente as peculiaridades de cada maciço estudado. Isto se deve, talvez, pela insistência em se realizar, exclusivamente, sondagens à percussão (SPT) em detrimento à contemplação de outros ensaios de campo mais elaborados, que possam fornecer correlações mais confiáveis além, é claro, da pouca tradição em se realizar ensaios de laboratórios especiais para realização de obras geotécnicas desta magnitude.

Para realização das análises foi utilizado o programa computacional Sigma/W do pacote GeoStudio 2007, versão 7.10, não disponível quando do dimensionamento original da contenção, que utiliza o MEF como método numérico, realizando análises planas e axissimétricas de tensão-deformação em estruturas de solo, sendo possível também, modelar elementos estruturais. A discretização numérica do meio em estudo foi realizada por elementos infinitesimais isoparamétricos triangulares e quadrangulares, como ilustrado na figura 4.17.

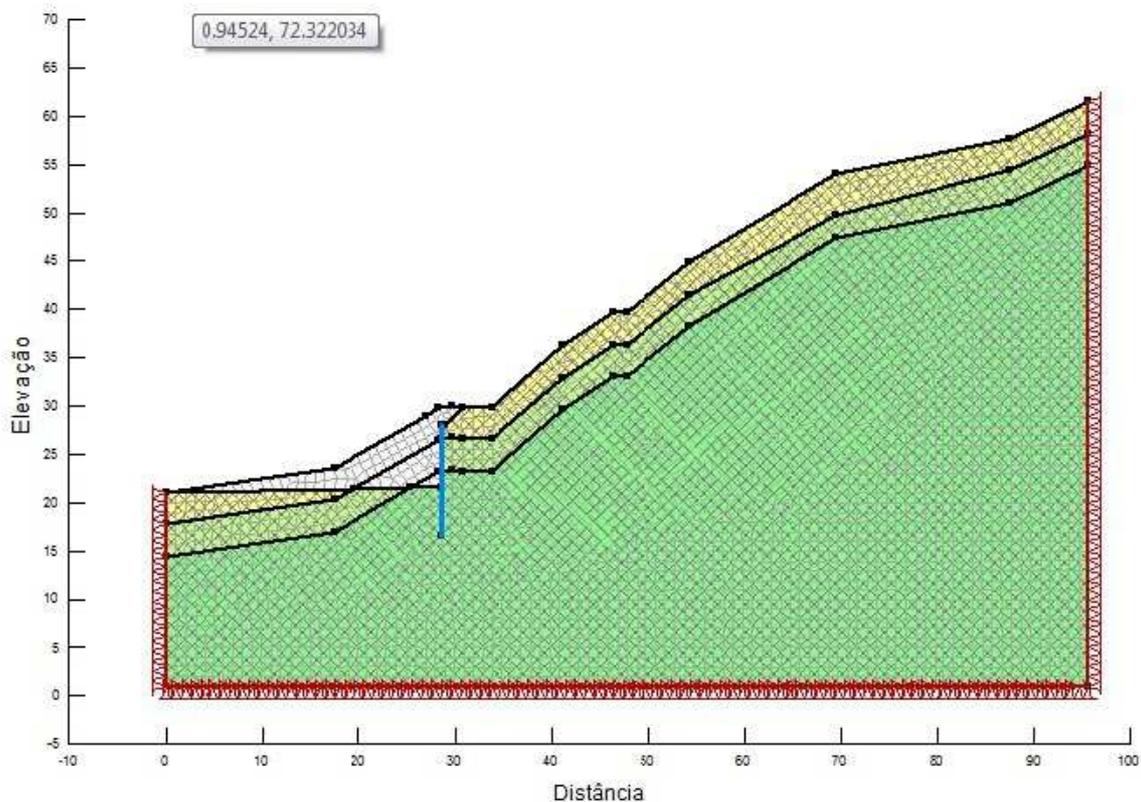


Figura 4.17 - Modelagem numérica do perfil de interesse

4.3.1 Modelo de comportamento do maciço adotado

Para realização das análises de tensão e deformação, foram realizadas estimativas de parâmetros de elasticidade, a partir dos ensaios triaxiais CIU disponíveis, sendo utilizado modelo constitutivo linear-elástico para caracterizar o comportamento dos materiais. Ressalta-se que este modelo não está completamente alinhado com o comportamento do maciço analisado, principalmente pelo claro indício de plastificação da encosta, que a ruptura ocorrida configurou. Desta forma, o modelo que melhor talvez se adequaria à situação proporcionada pelo colapso seria algum modelo elasto-plástico, de difícil reprodução pela impossibilidade de se obter mais parâmetros para realização desta análise, visto a indisponibilidade de ensaios de carregamentos drenados. No entanto, tendo em vista a definição do limite estrutural do elemento de reação, conforme verificado na seção anterior, deseja-se estabelecer relação entre os valores a serem alcançados com a análise numérica e os carregamentos máximos suportados pelo sistema de contenção, podendo ser extrapolado desta forma, o comportamento da estrutura sinistrada.

4.3.2 Estimativa de parâmetros

A análise de problemas de tensão-deformação a partir do modelo linear-elástico requer basicamente a inserção de parâmetros de deformabilidade como módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν), além do peso específico do material (γ) na condição da análise.

O módulo de elasticidade foi obtido através da análise dos ensaios triaxiais CIU revistos, sendo realizadas estimativas através dos valores médios iniciais tangentes de cada amostra. Vale ressaltar que as amostras de referência foram plenamente saturadas para a realização dos ensaios e os módulos derivados destes, apresentarão também esta consideração bastante conservadora, haja visto que o maciço não apresentou em nenhuma das campanhas de prospecção, afloramento freático ou indicação de saturação táctil-visual.

Amostra 02 (profundidade de 1,00 a 1,30m):

A figura 4.18 apresenta o trecho inicial de carregamento do ensaio triaxial CIU para amostra 02.

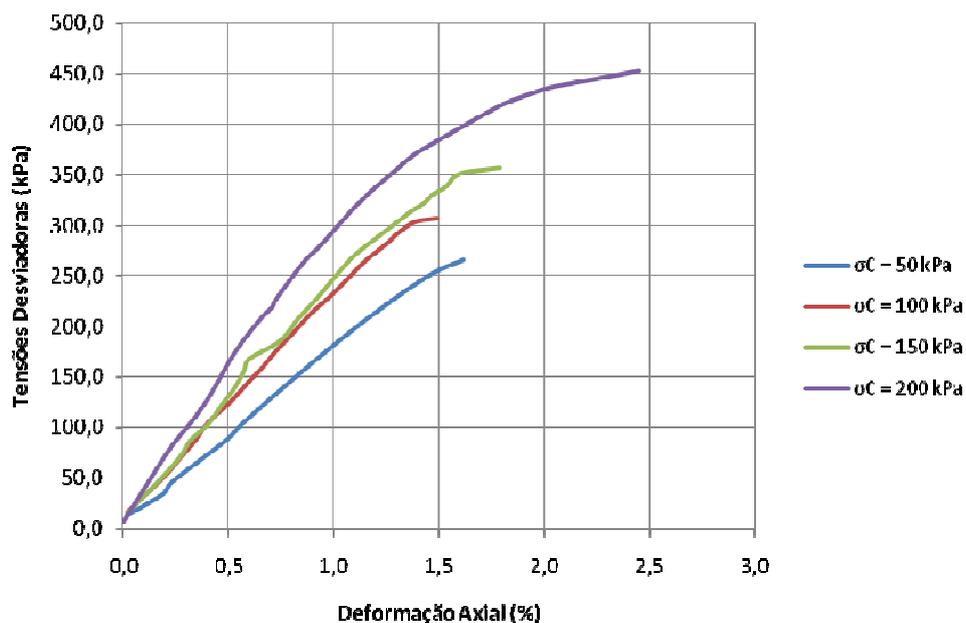


Figura 4.18 - Gráfico de carregamento de ensaio triaxial CIU realizado para amostra 02

No quadro 19 são apresentados os valores de módulo de elasticidade considerados para modelagem da camada superficial de solo.

QUADRO 19: Valores de módulos de elasticidade iniciais tangentes realizados para o ensaio triaxial CIU na amostra 02

Módulo de elasticidade (kPa)	
$\sigma_C=50$ kPa	16555
$\sigma_C=100$ kPa	20950
$\sigma_C=150$ kPa	20563
$\sigma_C=200$ kPa	19031
<i>E médio</i>	19275

Amostra 04 (profundidade de 3,00 a 3,30m):

A figura 4.19 apresenta o trecho inicial de carregamento do ensaio triaxial CIU para amostra 04, de onde foi estimado o módulo de elasticidade inicial tangente para a camada intermediária.

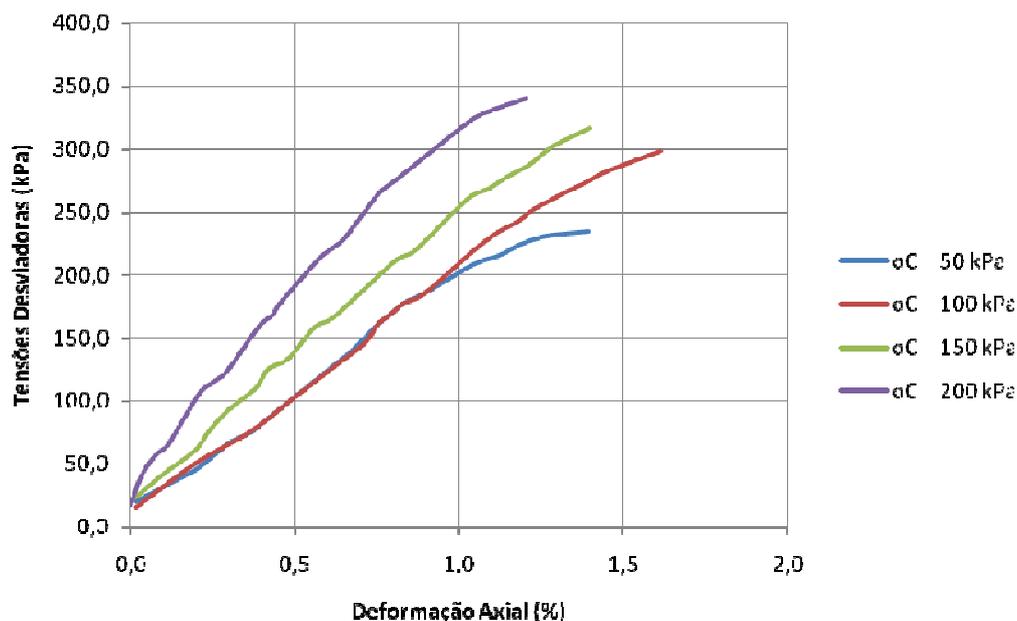


Figura 4.19 - Gráfico de carregamento de ensaio triaxial CIU realizado para amostra 04

No quadro 20 são apresentados os valores de módulo de elasticidade considerados para modelagem da camada intermediária de solo.

QUADRO 20: Valores de módulos de elasticidade iniciais tangentes realizados para o ensaio triaxial CIU na amostra 04

Módulo de elasticidade (kPa)	
$\sigma_C=50$ kPa	17527
$\sigma_C=100$ kPa	18943
$\sigma_C=150$ kPa	21776
$\sigma_C=200$ kPa	27559
<i>E médio</i>	21451

Amostra 06 (profundidade de 5,50 a 6,00m):

A figura 4.20 apresenta o trecho inicial de carregamento do ensaio triaxial CIU para amostra 06, de onde foi estimado o módulo de elasticidade inicial tangente para a camada intermediária.

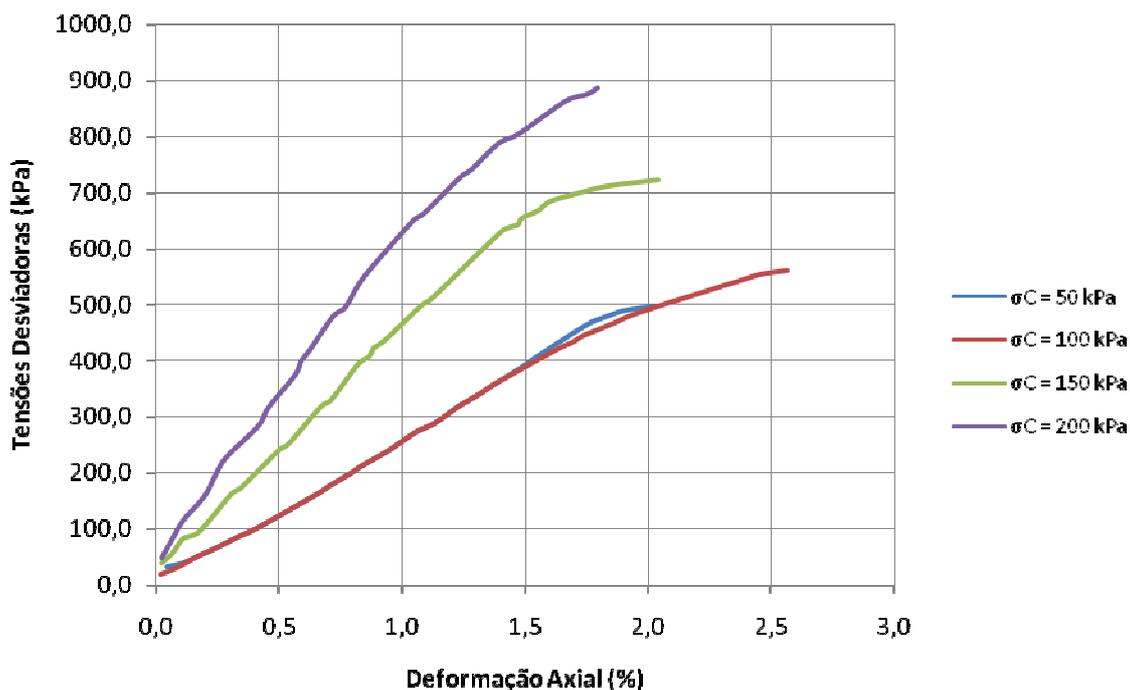


Figura 4.20 - Gráfico de carregamento de ensaio triaxial CIU realizado para amostra 06

No quadro 21 são apresentados os valores de módulo de elasticidade considerados para modelagem da camada intermediária de solo.

QUADRO 21 Valores de módulos de elasticidade iniciais tangentes realizados para o ensaio triaxial CIU na amostra 06

Módulo de elasticidade (kPa)	
$\sigma_C=50$ kPa	25492
$\sigma_C=100$ kPa	22939
$\sigma_C=150$ kPa	38247
$\sigma_C=200$ kPa	48554
<i>E médio</i>	33808

O quadro 22 apresenta os módulos de elasticidade iniciais tangentes utilizados na retro-análise de comportamento.

QUADRO 22: Módulos de elasticidade utilizados nas análises

Amostra	Módulo de elasticidade inicial médio
02	19275 kPa
04	21451 kPa
06	33808 kPa

Os valores obtidos dos módulos de elasticidade iniciais apresentam valores adequados às referências típicas sugeridos pela bibliografia, como apresentado por Bowles (1996) e citado em Silva (2006), conforme tabela 8.

TABELA 8 – Valores típicos de Módulo de Elasticidade (SILVA, 2006)

Tipo de solo	Módulo de Elasticidade
Argila muito mole	2 – 15 MPa
Argila mole	5 – 25 MPa
Argila média	15 – 50 MPa
Argila dura	50 – 100 MPa
Argila arenosa	25 – 250 MPa
Areia siltosa	5 – 20 MPa
Areia fofa	10 – 25 MPa
Areia compacta	50 – 81 MPa
Areia fofa e pedregulhos	50 – 150 MPa
Areia compacta e pedregulhos	100 – 200 MPa
Silte	2 – 20 MPa

Finalmente, para obtenção dos valores referentes ao coeficiente de Poisson (ν), visto que o ensaios não drenados disponíveis não oferecem possibilidade de obtenção devido a inexistência de variação de volume durante o carregamento, foram realizadas diversas análises variando seu valor, a partir das referências obtidas em Silva (2006), sendo apresentadas na tabela 9.

TABELA 9 – Valores típicos de coeficiente de Poisson (SILVA, 2006)

Tipo de solo	ν
Argila saturada	0,40 – 0,50
Argila parcialmente saturada	0,10 – 0,30
Argila arenosa	0,20 – 0,30
Silte	0,30 – 0,45
Areia comum	0,30 – 0,40

Dilásccio (2004) em seu trabalho sobre comportamento numérico de maciços rochosos de filito indicou como 0,25 o valor de coeficiente de Poisson a partir de suas análises. Craig (2004) sugere utilização de valores variando entre 0,20 e 0,50 para argilas muito sobre-adensadas. Partindo

do limite de $\nu=0,25$ e variando os valores até $\nu=0,45$, com incrementos de 0,05; foram realizadas análises para avaliação do comportamento do sistema de contenções estudado.

4.3.3 Modelagem da estrutura de contenções

Assim como realizado para a análise computacional que objetiva a verificação dos condicionantes de estabilidade da encosta, foram desenvolvidas análises no intuito de reproduzir as condições de projeto, sendo modelado inclusive o elemento de reação (retangulão) sinistrado. Para as análises, foi novamente utilizada seção típica transversal ao alinhamento da cortina de retangulões, com eixo da ruptura passando pelo elemento “R23”, assim como ilustrado nas figuras 3.18 e 3.20. Esta seção foi selecionada por apresentar maior espaçamento entre os elementos de reação da região 2. O referido retangulão foi modelado no programa como elemento de viga com as seguintes características:

- Elemento de análise:	“ <i>Structural beam</i> ”
- Cotas:	+16,70m a +28,20m
- Espaçamento:	2,05m
- Módulo de elasticidade:	21.700.000 kPa
- Área da seção transversal:	0,2619 m ² / m
- Momento de inércia:	0,011458 m ⁴ / m

Em relação à representação acima, é necessário salientar que o espaçamento indicado de 2,05m refere-se a influência de esforços a serem absorvidos pela peça estrutural, haja visto que o elemento possui largura de 1,10m e espaçamento entre retangulões vizinhos de 0,95m cada, totalizando o valor sugerido.

Tendo em vista o objetivo de determinar o estado limite último, foi utilizado Módulo de Elasticidade Tangente Inicial do concreto (E_{ci}) para a modelagem da peça, conforme equação 4.17, recomendada pela NBR6118/2007 (ABNT) para análises de comportamento global da estrutura:

$$E_{ci} = 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (4.17)$$

4.3.4 Resultado das análises de tensão x deformação

Após processamento dos diversos cenários descritos acima, foram obtidos os seguintes resultados de análise, que comparados entre si permitem a avaliação da sensibilidade do comportamento da estrutura de contenções reproduzida em relação à variação do coeficiente de Poisson:

4.3.4.1 Deslocamento horizontal:

São apresentados os resultados de deslocamento horizontal da cortina de retângulos, podendo ser observada tendência à menor deslocamento para valores menores de coeficiente de Poisson. Ainda assim, estima-se um deslocamento de topo de pelo menos 4cm em relação à posição originalmente projetada (representada pelo eixo das abscissas com valor igual a 0).

A figura 4.21 apresenta o deslocamento comparado entre as análises numéricas realizadas para os diversos coeficientes de Poisson.

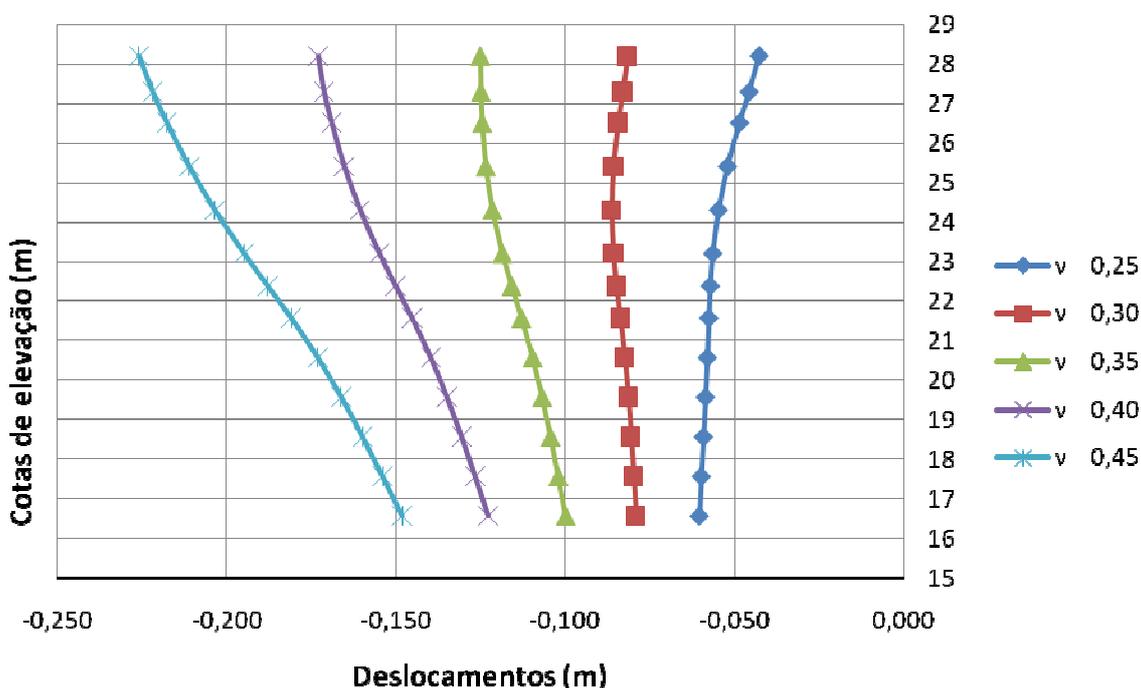


Figura 4.21 - Gráfico de deslocamentos horizontais a partir de análise numérica

Os gráficos de comportamento produzidos pelas análises numéricas apresentam os resultados de cada um dos 13 nós modelados e dispostos ao longo do elemento de reação com relação às cotas de projeto, sendo +28,20m a cota de topo do retângulo, +21,70m a cota de implantação da obra e +16,70m a cota de fundo do retângulo.

Para favorecimento da ilustração e melhor interpretação dos vetores de deformação, foi empregada escala de magnitude 5, ou seja, a malha de deformação apresenta 5 vezes mais deslocamentos que a escala natural.

As figuras 4.22 a 4.26 ilustram a representação gráfica da malha de deformação do perfil de estudo sob a análise numérica executada.

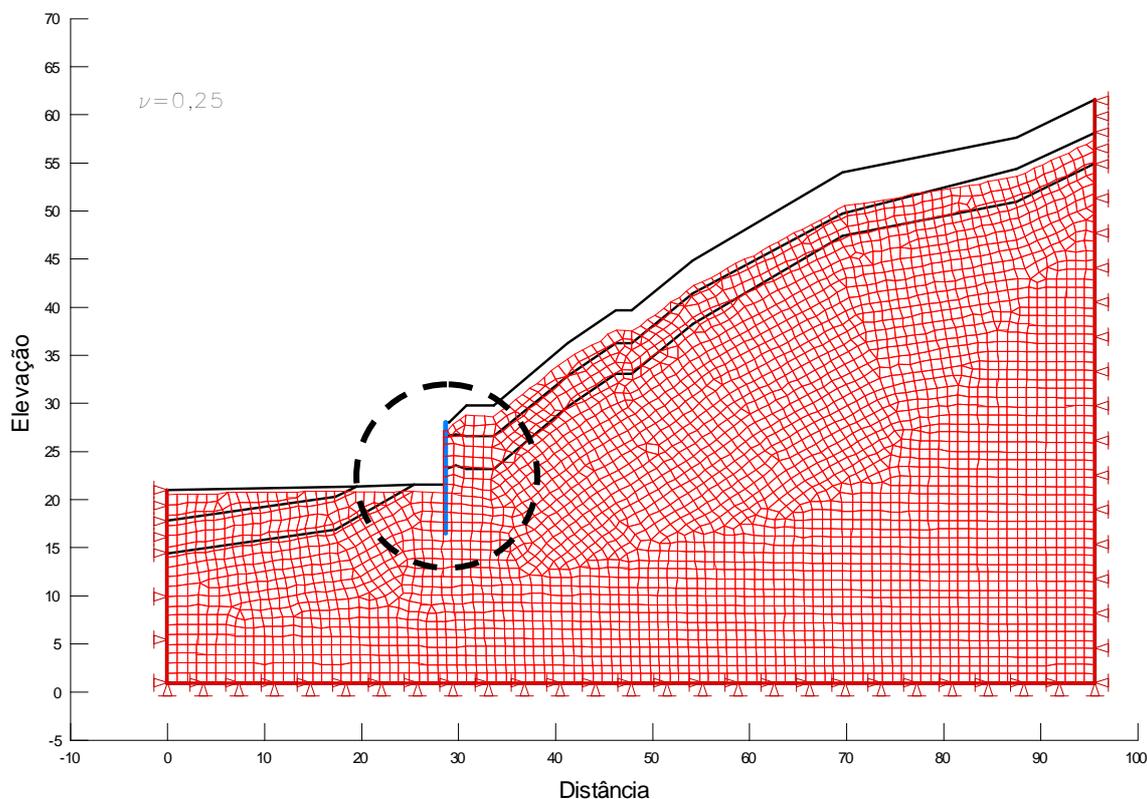


Figura 4.22 - Malha de deformação do perfil de estudo para coeficiente de Poisson equivalente a 0,25

Em destaque nas figuras que contemplam as malhas de deformação do perfil de estudo, encontra-se o deslocamento dos nós que representam a estrutura de contenção.

É importante frisar que o deslocamento dos nós referentes à região modelada representada pelo retângulo apresenta os mesmos valores dos apresentados pelo gráfico contido na figura 4.21, ou seja, as deformações obtidas para o modelo com $\nu = 0,25$; que simularia o maciço mais próximo da condição rochosa; apresenta menores deslocamentos dos nós da cortina em relação à encosta. Salienta-se ainda que, mesmo considerando os menores valores de deslocamento verificados para $\nu = 0,25$; a contenção já apresentaria mobilização de estados plásticos ativos visto que a relação entre o deslocamento de topo e altura da contenção já suplantaria o valor de 0,4% sugerido por Ranzini e Negro Jr. (1998), como comentado no capítulo 2 deste trabalho.

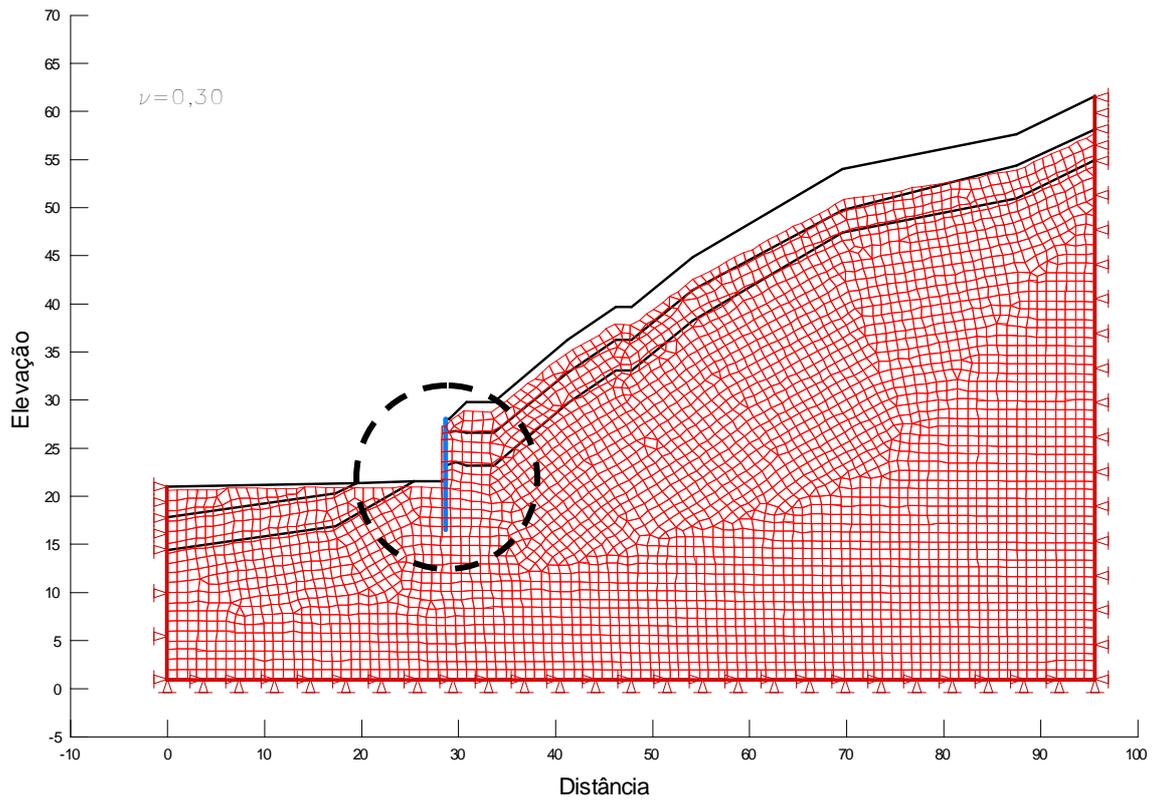


Figura 4.23 - Malha de deformação do perfil de estudo para coeficiente de Poisson equivalente a 0,30

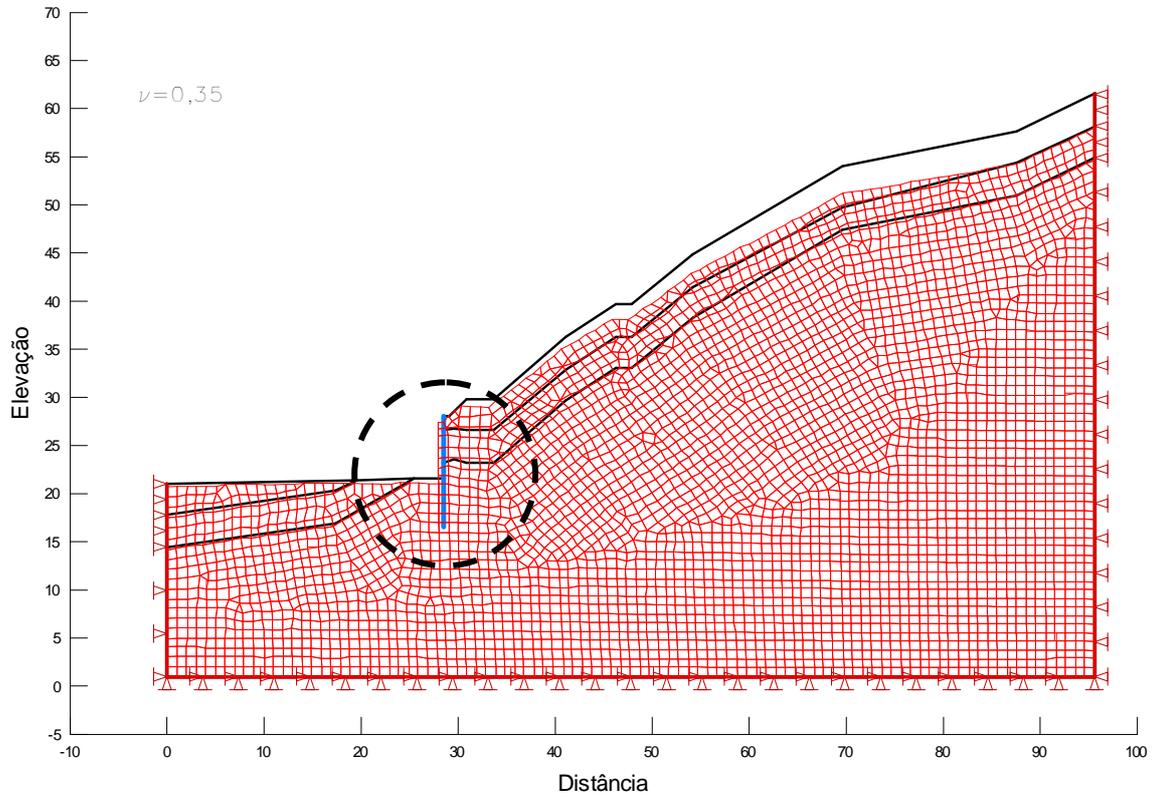


Figura 4.24 - Malha de deformação do perfil de estudo para coeficiente de Poisson equivalente a 0,35

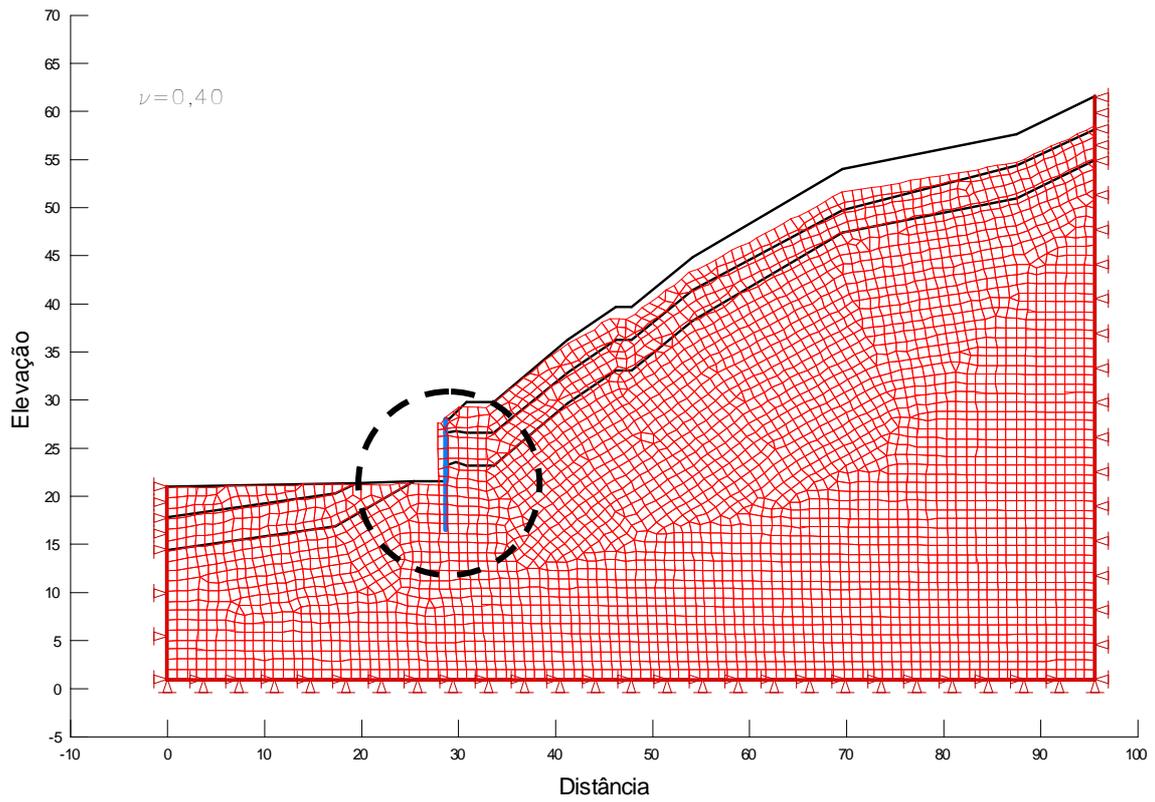


Figura 4.25 - Malha de deformação do perfil de estudo para coeficiente de Poisson equivalente a 0,40

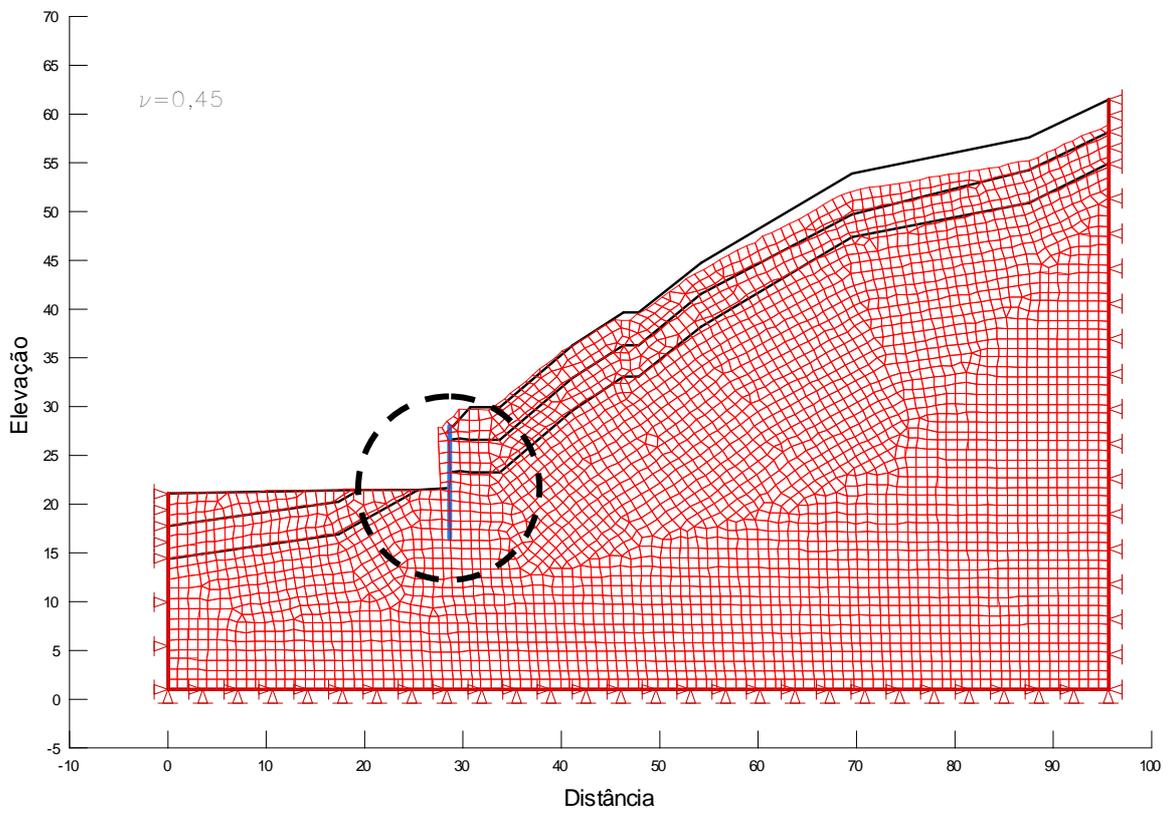


Figura 4.26 - Malha de deformação do perfil de estudo para coeficiente de Poisson equivalente a 0,45

4.3.4.2 Tensões horizontais ativas:

São apresentados na figura 4.27, os resultados comparados entre as análises realizadas para os diagramas de pressões horizontais ativas, sendo mais uma vez, verificada tendência à apresentação de maiores valores para modelos com maiores coeficientes de Poisson.

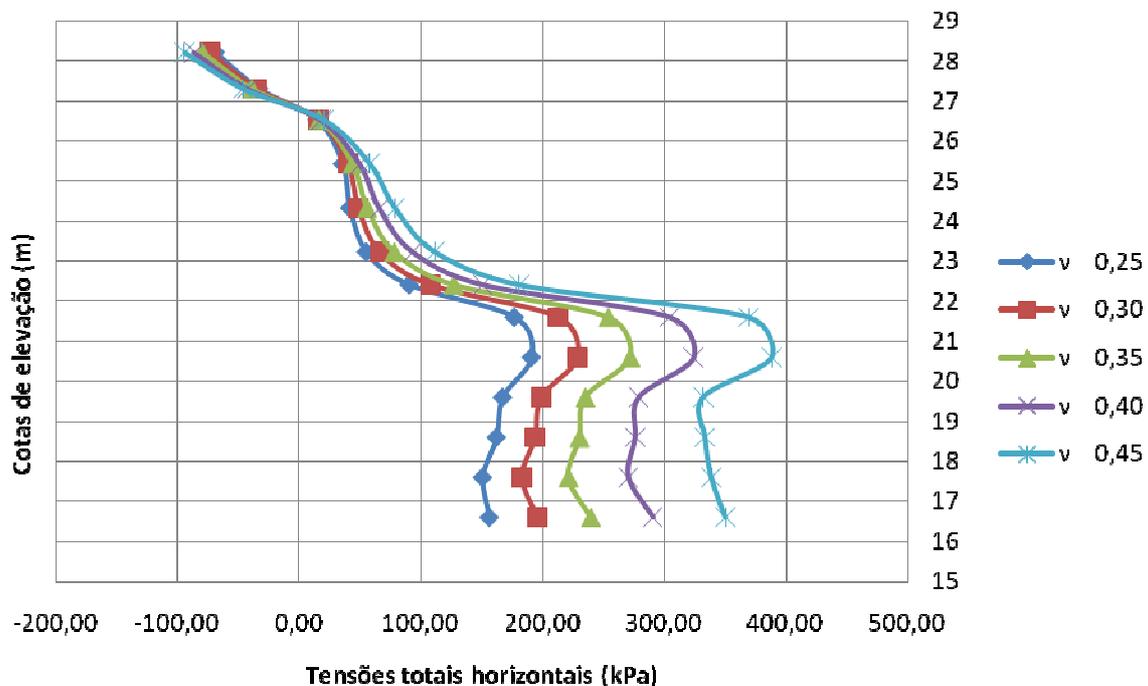


Figura 4.27 - Diagrama de tensões totais horizontais ativas

É interessante ressaltar que todos os valores apresentam tensões negativas decrescentes a partir da cota de topo da contenção, sendo estas nulas (eixo das ordenadas igual a 0), na cota aproximada +26,80m. Tal constatação indica existência de trinca de tração em todos os modelos com profundidade aproximada de 1,40m.

4.3.4.3 Esforços cisalhantes na contenção:

São apresentados na figura 4.28, os resultados obtidos nas análises realizadas em relação à previsão de esforços cisalhantes aplicados na contenção, alcançando carregamentos de magnitude variando de 100kN para modelo com $\nu = 0,25$ até 230 kN para modelo com $\nu = 0,45$.

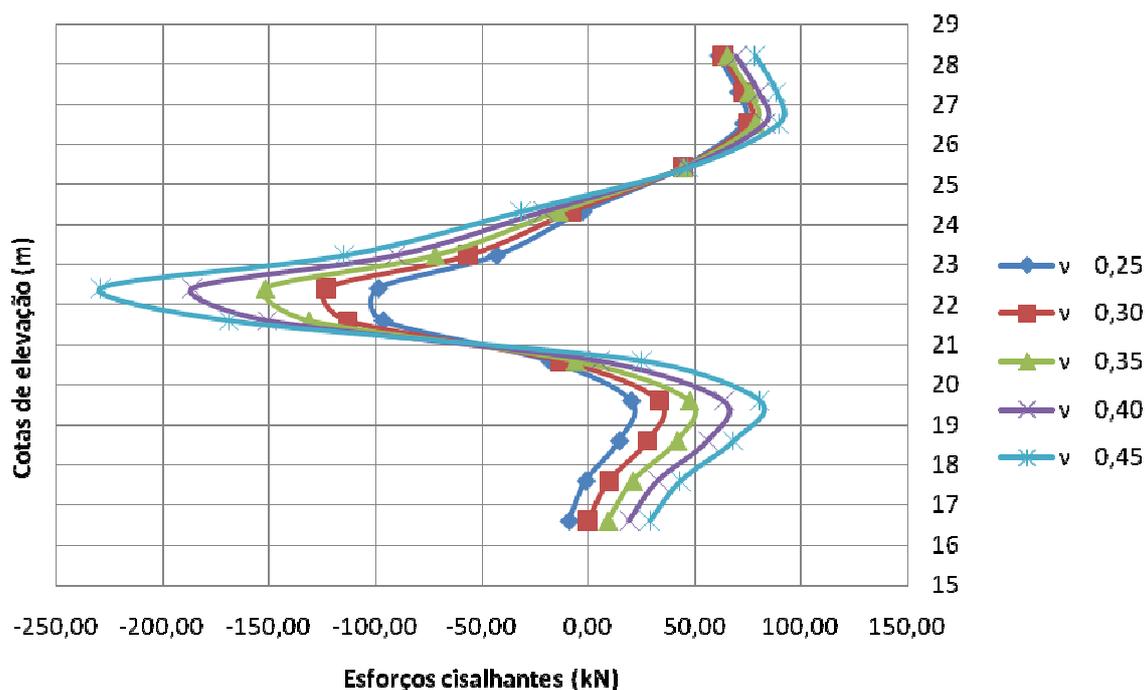


Figura 4.28 - Gráfico de esforços cisalhantes atuantes na contenção

É importante frisar que os maiores esforços, independente dos modelos adotados, tem cota de aplicação próxima à zona de ruptura verificada (cota aproximada à +21,70m), sugerindo a validade da análise realizada. Em relação à magnitude deste, é salientado que as retro-análises estruturais realizadas para a seção resistente do elemento de contenção na zona de ruptura apresentam limite estrutural de 163,56 kN para a peça, quanto à esforços cisalhantes, valor este que é suplantado pela previsão de comportamento governada por valores modelados de $\nu = 0,40$ e $\nu = 0,45$.

4.3.4.4 Momentos fletores atuantes:

Finalmente, são apresentados na figura 4.29, os valores referentes às análises de momentos fletores atuantes no retângulo, a partir dos modelos mencionados. Novamente é observada tendência à proporcionalidade entre magnitude de esforços e valores de coeficientes de Poisson, salientando ainda mais a relação entre este último e os coeficientes de empuxos.

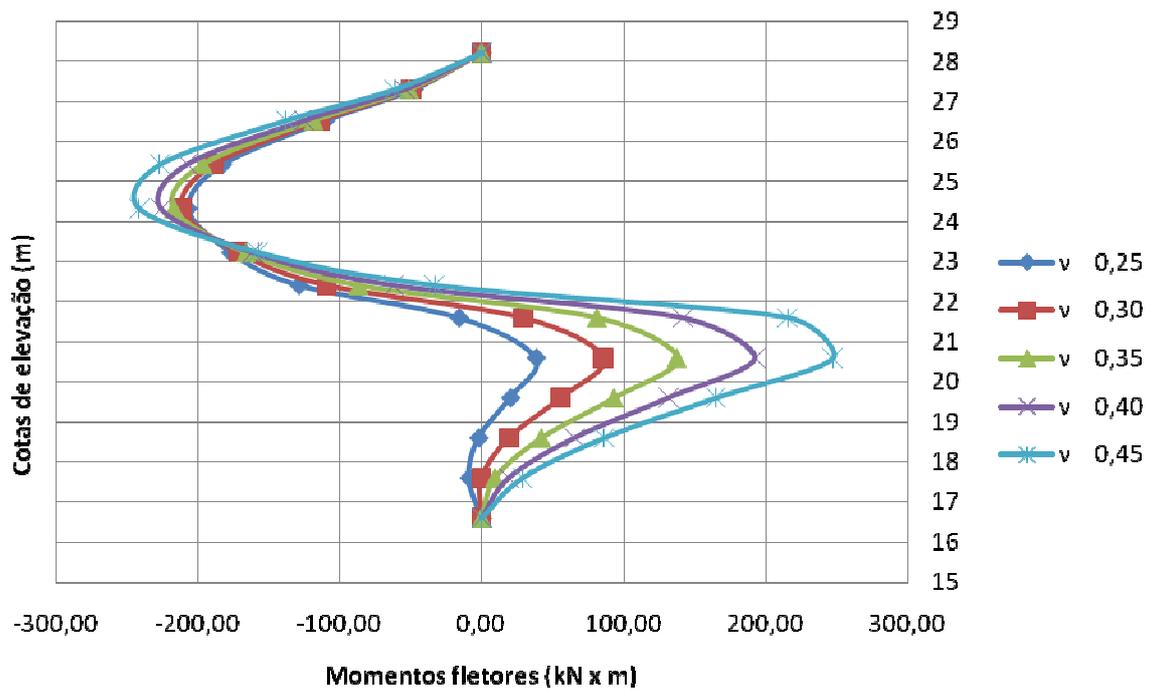


Figura 4.29 - Diagrama de momentos fletores atuantes

É interessante ressaltar que, como verificado anteriormente, valores de coeficientes de Poisson superiores à 0,35 apresentam magnitude de esforços que superam a capacidade última da contenção, a partir da retro-análise estrutural realizada. Nesta verificação, observam-se valores de momentos fletores em magnitude superior aos 173,7 kN x m suportados pela peça para $\nu = 0,40$ e $\nu = 0,45$; se analisado intervalo próximo à zona de ruptura verificada.

5. CONCLUSÕES:

Do exposto acima, é possível que sejam alcançadas as seguintes conclusões a respeito do objetivo primário proposto neste trabalho:

- A partir da interpretação dos resultados de ensaios, salienta-se o peculiar comportamento do solo residual de *filito* presente na encosta estudada, apresentando abrupta queda de resistência em regimes de baixa deformação (1 a 2%). Naturalmente, foi observado em todas as análises, forte decréscimo de fator de segurança para as análises conduzidas a partir de parâmetros derivados de ensaios na condição residual ou para grandes deslocamentos, em comparação aos mesmos parâmetros obtidos na condição de pico de resistência;
- Baseado em registros pluviométricos obtidos para a época do colapso, é possível afirmar a ocorrência de precipitações em regime anômalo à expectativa, mesmo se considerado o período chuvoso, bem marcado na região;
- A partir dos resultados obtidos nas modelagens da estrutura de contenção, empregando-se teorias tradicionais de equilíbrio limite e ilustradas pelas geometrias de cunhas de ruptura apresentadas nos anexos, percebe-se a não verificação de formatos de superfície de ruptura semelhantes à apresentada para o colapso da estrutura. Adiciona-se ainda a não observação, em nenhuma das análises realizadas, de fatores de segurança que indicassem eminência de ruptura, exceto pelos modelos fomentados pelos parâmetros derivados no ensaio de cisalhamento direto revisto na condição residual ($F.S. \geq 0,958$), que devido à orientação de ruptura a partir dos planos de xistosidade, em desconformidade às verificações de campo, foram desprezados;
- Todas as retro-análises de estabilidade conduzidas considerando a especificação da superfície de ruptura, obtida a partir de levantamentos topográficos realizados na ocasião da estrutura, indicaram fatores de segurança impressionantemente elevados ($5,362 \leq F.S. \leq 27,882$), sugerindo a não probabilidade de ocorrência de colapso através da superfície de escorregamento modelada com os mecanismos geradores de instabilidade inseridos ou a indicação de que a cunha poderia ter formatação geométrica distinta em relação ao modelo;
- A partir de registros fotográficos da época, relatórios técnicos e visita do autor ao sítio de ocorrência do sinistro na ocasião do evento, observou-se existência de canaleta de

drenagem de crista à montante, completamente assoreada, que poderia ter contribuído para a instabilização da estrutura de contenção;

- As análises realizadas considerando os parâmetros mais desfavoráveis (ensaios triaxiais CIU revistos na condição residual), a possível existência de sobrecarga à montante da estrutura de contenção, devida ao acúmulo de água derivada da canaleta de drenagem e acumulada na parte anterior do muro divisório existente, forneceram fatores de segurança reduzidos, com valores próximos à iminência da ruptura ($F.S.=1,060$) em geometria da cunha com superfície similar à verificada em campo;
- As retro-análises de estabilidade, conduzidas pelo programa *Xstabl* a partir de parâmetros revistos na condição residual e com a adição da sobrecarga gerada pelo acúmulo de água ou detritos, indicaram previsão de valores de empuxo superiores aos suportados pela estrutura de contenção, através da análise da seção do elemento de reação na zona de ruptura verificada;
- A análise estrutural das seções dos elementos de reação sinistrados indicou aplicação de esforços em cota distinta à previsão do projeto, que devido ao limitado comprimento de ancoragem de algumas posições de armação, tornou a peça estrutural inapta a suportar os carregamentos gerados pelo maciço sobrecarregado pelo acúmulo de água à montante da contenção;
- A hipótese ventilada na época da ruptura pelas perícias realizadas, de que a contenção se mostraria inapta a suportar os carregamentos sob qualquer situação foi descartada pelas retro-análises realizadas e pelos valores fletores suportados pela peça estrutural;
- Todas as modelagens numéricas realizadas a partir de parâmetros de deformabilidade conservadores, derivados dos ensaios triaxiais CIU revistos, indicaram deformações da cortina de retângulos em valores suficientes para ativar o estado plástico ativo, sendo reproduzido o cenário satisfatório à manifestação de estados de resistência residual do maciço;
- A partir da análise dos resultados fornecidos pela modelagem numérica em relação à previsão de esforços cisalhantes e momentos fletores na contenção, observam-se magnitude destes que suplantam a resistência da peça estrutural no estado limite último, considerando à seção de ruptura, para modelos que utilizam coeficientes de Poisson superiores à 0,40;
- A provável motivação da ruptura da estrutura de contenção deveu-se ao efeito combinado da sobrecarga gerada pelo acúmulo de água (e provavelmente detritos) à

montante da estrutura e do comportamento anômalo do maciço em regimes de baixa deformação, proporcionado pela flexibilidade da solução de contenções, que permitiu a ativação do estado de equilíbrio plástico ativo da encosta arrimada.

Em relação aos objetivos secundários desta pesquisa pode-se afirmar que:

- A técnica de execução de contenções em retângulos é digna de consideração em projetos de contenção, assim como outras disponíveis no elenco de soluções adotadas na região metropolitana de Belo Horizonte/MG. A filosofia de execução de retângulos torna-se ainda mais interessante em locais de difícil acesso, se comparada à outras alternativas que necessitam de mobilização de equipamentos mecanizados. Como fator impeditivo, podem ser mencionados perfis geotécnicos saturados, que devido à modalidade de escavação à céu aberto, tornam-se de difícil execução com implicações à segurança do operário de escavação;
- A utilização de ferramentas computacionais, que permitam a análise de tensão e deformações em estruturas de contenção, se mostra com inúmeras potencialidades na previsão de comportamento destas, sobretudo em obras de engenharia de grau elevado de responsabilidade. Faz-se necessário mencionar que, apesar de apresentar modelos constitutivos que podem representar o comportamento de estruturas de contenção, o fomento de informações, como parâmetros de deformabilidade, torna sua utilização sujeita a ressalvas quando analisado o universo de ensaios geralmente disponíveis, quase que limitado à sondagens à percussão e poços de inspeção.

5.1 Sugestões para pesquisas futuras

No espaço reservado para abordagem das limitações encontradas no decorrer do desenvolvimento deste, são apresentadas potencialidades para trabalhos futuros. Estas limitações tornaram o trabalho menos completo, podendo haver mais sucesso em análises posteriores de comportamento de contenções, que contemplem adicionalmente:

- Realização de ensaios de caracterização do maciço com intuito de permitir correlações com parâmetros de resistência não-saturados de maneira a possibilitar a verificação da variação de fatores de segurança ao longo das estações climáticas da região;
- Conhecimento dos métodos de remoção e moldagem de amostras indeformadas, não registradas nos documentos disponíveis, assim como os critérios estabelecidos para utilização das tensões de confinamento, que possivelmente tiveram influência negativa na indicação dos parâmetros reais de resistência e de deformabilidade;

- Realização de ensaios de laboratório com carregamento drenado de forma a possibilitar a indicação clara dos coeficientes de Poisson dos materiais estudados, melhorando a performance das modelagens numéricas, além de permitir o emprego de modelos constitutivos elasto-plásticos;
- Instalação de sensores no tardo da contenção para medição direta das pressões ativas e passivas atuantes, possibilitando a calibração do modelo de análise de comportamento destas estruturas quanto à predição de tensões aplicadas;
- Realização de leituras inclinométricas e posicionais visando a verificação dos deslocamentos do elemento de contenção, possibilitando a calibração do modelo de análise de comportamento destas estruturas quanto à previsão de deformações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

1. ALBIEIRO, José Henrique; CINTRA, José Carlos C. Tubulões e caixões. In: HACHICH, Waldemar; *et al.* (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, ABMS / ABEF, 1998. (Reimp. 2003). cap. 8, p.302-322.
2. ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 2. ed. São Paulo: Editora Blucher, 2010. 203p.
3. ALONSO, Urbano Rodriguez. **Dimensionamento de fundações profundas**. 1. ed. São Paulo: Editora Blucher, 1989. 169p.
4. ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e controle das fundações**. 1. ed. São Paulo: Editora Blucher, 1991. 142p.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 231p.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010. 91p.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001. 17p.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2004. 18p.
9. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, **NBR 11682**: Estabilidade de Taludes. Rio de Janeiro, 2009. 33p.
10. AUGUSTO FILHO, Oswaldo. **Escorregamentos em encosta naturais e ocupadas: análise e controle**. In: BITAR, O. Y. (Org.) CURSO DE GEOLOGIA APLICADA AO MEIO AMBIENTE. São Paulo: ABGE/IPT, 1995. (Série Meio Ambiente)
11. AZEVEDO, Izabel Christina Duarte. **Análise de tensões e deformações em solos**. Viçosa: Editora UFV, 2007. 323p.
12. BELL, A. L. **The Lateral Pressure and Resistance of Clay, and the Supporting Power of Clay Foundations** in a Century of Soil Mechanics, ICE, London, 1915 apud BOWLES, Joseph E. **Foundation analysis and design**. 5. ed. Singapore: McGraw-Hill International Editions, 1996. 1175p.

13. BOWLES, Joseph E. **Foundation analisys and design**. 5. ed. Singapore: McGraw-Hill International Editions, 1996. 1175p.
14. BOWLES, Joseph E. Sheet-Pile Walls – Cantilevered and Anchored. In: **Foundation analisys and design**. 3. Ed. Tokio, Japão: McGraw-Hill International Editions, 1982 apud VELLOSO FILHO, Sérgio M. Pimenta. **Metodologia para execução de obras de contenções e fundações com foco no uso de retângulos**. 2009. Tese (Mestrado em Construção Civil da Faculdade de Engenharia e Arquitetura) - Universidade FUMEC, Belo Horizonte, MG, 2009.
15. BUENO, Benedito de Souza; VILAR, Orencio Monje. **Mecânica dos Solos – Volume II**. São Carlos: Universidade de São Paulo, USP. 2007. 219p. Apostila.
16. CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações – Volume 2**. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1987 (Reimp. 1994). 498p.
17. CARVALHO, Edézio Teixeira de. **Geologia urbana para todos: uma visão de Belo Horizonte**. 2. ed. Belo Horizonte: Edézio Teixeira de Carvalho, 1999. 176p.
18. CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas – projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2010. 96p.
19. COULOMB, C. A. **Essai sur une application des règles de maximis et minimis a quelques problèmes de statique, relatifs a l'architecture**, Mémoires de Marhématique de l'Académie Royale des Sciences, Paris, 7, 343 – 82, 1776, apud VELLOSO FILHO, Sérgio M. Pimenta. **Metodologia para execução de obras de contenções e fundações com foco no uso de retângulos**. 2009. Tese (Mestrado em Construção Civil da Faculdade de Engenharia e Arquitetura) - Universidade FUMEC, Belo Horizonte, MG, 2009.
20. CRAIG, Robert F. **Craig's soil mechanics**. 7.ed. Londres: Taylor & Francis Group. 2004. 447p.
21. DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 6. ed. Tradução de All tasks. Revisão técnica de Pérsio Leister de Almeida Barros. São Paulo: Thomson, 2007. 561p.
22. DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 1. ed. Revisão técnica de Pérsio Leister de Almeida Barros. São Paulo: Cengage Learnig, 2011. 562p.
23. DILÁSCIO, Marcus Vinícius. **Estudo computacional do mecanismo de tombamento flexural em filitos**. 2004. 128f. Tese (Mestrado Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2004.
24. DUNCAN, James Michael; WRIGHT, Stephen Gailord. **Soil strenght and slope stability**. Hoboken: John Wiley & Sons, 2005. 293p.
25. FREDLUND. D. G., MORGENSTERN, N. R. & WIDGER, R. A. (1978). **The Shear Strength of Unsaturated Soils**. *Can. Geotech. J.*, 15(3): 447-466 apud MAGALHÃES,

- Edimarques Pereira. **Comportamento experimental de uma cortina de estaca prancha assente em solo poroso do DF**: Implicações para o projeto e metodologia de cálculo. 2003. 149f. Tese (Mestrado em Ciências do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2003.
26. GEO-SLOPE INTERNATIONAL: Sigma/W 2007. Versão 7.10, Canadá, 2007.
27. GEO-SLOPE INTERNATIONAL: Slope/W 2007. Versão 7.10, Canadá, 2007.
28. GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de taludes**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 166p.
29. GODOY, N. S. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático**. Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983 apud CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas – projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2010. 96p.
30. GUIDICINI, G. NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo: Edgard Blucher, 1983.
31. HACHICH, Waldemar. Segurança das fundações e escavações. In: HACHICH, Waldemar; *et al.* (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, ABMS / ABEF, 1998. (Reimp. 2003). cap. 5, p.197-210.
32. HUTCHINSON, J. N. Mass movement. In: **Encyclopedia of Geomorphology**. Nova York: Fairbridge Reinhold Book, 1968 apud GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de taludes**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 166p.
33. INTERACTIVE SOFTWARE DESIGNS: **XStabl**. Versão 5.2, Estados Unidos, 1996.
34. JAKY, J. **The Coefficient of Earth Pressure at Rest**. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, v. 7, 355-358, 1944 apud DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 1. ed. Revisão técnica de Pérsio Leister de Almeida Barros. São Paulo: Cengage Learnig, 2011. 562p.
35. JUMIKIS, A. R. **Foundation engineering**. Scranton: Intext Educational Publishers. 1971. 828p.
36. KINDER, H. und HILGEMANN, W. **Atlas Zur Weltgeschichte**, Vol. 1, Deustscher Taschenbuch Verlag, Munchen, 1964 apud RANZINI, Stelvio, M. T.; NEGRO JR., Arsênio. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH, Waldemar; *et al.* (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, ABMS / ABEF, 1998. (Reimp. 2003). cap. 13, p.417-515.
37. LAMBE, T. Willian; WHITMAN, Robert V. **Soil Mechanics**. United States of America: 1969. 553p.

38. LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K. & POWELL, J.J.M. **Cone Penetration Testing**. Londres. Blackie Academic & Professional, 1997 apud SCHNAID, Fernando. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189p.
39. MAGALHÃES, Edimarques Pereira. **Comportamento experimental de uma cortina de estaca prancha assente em solo poroso do DF**: Implicações para o projeto e metodologia de cálculo. 2003. 149f. Tese (Mestrado em Ciências do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2003.
40. MARZIONNA, Jaime Domingos; MAFFEI, Carlos Eduardo Moreira; *et al.* Análise, projeto e execução de escavações e contenções. In: HACHICH, Waldemar; *et al.* (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, ABMS / ABEF, 1998. (Reimp. 2003). cap. 15, p.537-578.
41. MARZIONNA, Jaime Domingos. Obras de contenção: condicionantes e fluxograma para auxiliar a sua escolha. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3, 1996, São Paulo. **Anais**. São Paulo: ABEF, ABMS, 1996. 1.v. p. 111-121.
42. MASSAD, Façal. **Obras de terra – curso básico de geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 216p.
43. MAYNE, P. W. & KULHAWY, F. H. **Ko – OCR relationships in soil**. Journal Geot. Eng. Div., ASCE, vol. 108, p. 851-872 apud RANZINI, Stelvio, M. T.; NEGRO JR., Arsênio. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH, Waldemar; *et al.* (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, ABMS / ABEF, 1998. (Reimp. 2003). cap. 13, p.417-515.
44. MENDES, Fernando Borges. **O uso da ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada**. 2010. Tese (Mestrado em Geotecnia da Universidade Federal de Ouro Preto) - UFOP, Ouro Preto, MG, 2010.
45. MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. **Patologias das Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008. 207p.
46. MILITITSKY, Jarbas. Grandes escavações em perímetro urbano. In: SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, 6., 2008, Florianópolis. **Anais**. ABMS, 2008. p.15.
47. MOREIRA, J. L. B. **Estudo da Distribuição Espacial das Chuvas em Belo Horizonte e em seu Entorno**. Instituto de Geociências, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Dissertação de Mestrado, 2002 apud PARIZZI, Maria Giovana; SOBREIRA, Frederico Garcia; GALVÃO, Terezinha Cássia de Brito; ELMIRO, Marcos Antônio Timbó. **Chuvas e**

- escorregamentos de taludes em Belo Horizonte, MG.** In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE DESASTRES NATURAIS, 1.,2004, Florianópolis. Anais. Florianópolis: GEDN/UFSC, 2004. p. 29-43.
48. ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos.** Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1993. 385p.
49. PARIZZI, Maria Giovana; SOBREIRA, Frederico Garcia; GALVÃO, Terezinha Cássia de Brito; ELMIRO, Marcos Antônio Timbó. **Chuvas e escorregamentos de taludes em Belo Horizonte, MG.** In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE DESASTRES NATURAIS, 1.,2004, Florianópolis. Anais. Florianópolis: GEDN/UFSC, 2004. p. 29-43.
50. PARIZZI, Maria Giovana; SOBREIRA, Frederico Garcia; GALVÃO, Terezinha Cássia de Brito; ELMIRO, Marcos Antônio Timbó; BEIRIGO, Elder Antônio. **Mecanismos de ruptura de taludes rochosos de Belo Horizonte, MG.** In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 5., 2007, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS, 2007. P. 169-177.
51. PINTO, Carlos de Sousa. Propriedades dos solos. In: HACHICH, Waldemar; *et al.* (Ed.). **Fundações: teoria e prática.** 2. ed. São Paulo: Editora Pini, ABMS / ABEF, 1998. (Reimp. 2003). cap. 2, p.51-118.
52. PREFEITURA DE BELO HORIZONTE (Minas Gerais). **Estatística e Indicadores – Síntese de Indicadores de Belo Horizonte.** Disponível em: <[HTTP://portalpbh.pbh.gov.br/ecp/comunidade.do?app=estatisticaseindicadores](http://portalpbh.pbh.gov.br/ecp/comunidade.do?app=estatisticaseindicadores)>. Acessado em 27 de janeiro de 2013.
53. PREFEITURA DE BELO HORIZONTE (Minas Gerais). **Plano Municipal de Riscos de Belo Horizonte – Volume I.** Relatório Final, 2006.
54. PRUDENTE, Cristiane Nobre; REIS, Ruibran Januário dos. **Banco de dados de desastres naturais em Belo Horizonte – 1979 a 2008.** Disponível em <[HTTP://portalpbh.pbh.gov.br/pbh/ecp/comunidade.do?evento=portlet&app=urbel&tax=7490&pg=5580&taxp=0&idConteudo=17486&chPlc=17486](http://portalpbh.pbh.gov.br/pbh/ecp/comunidade.do?evento=portlet&app=urbel&tax=7490&pg=5580&taxp=0&idConteudo=17486&chPlc=17486)>
55. PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas.** 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367p.
56. RABELO, Antônio Carlos Nogueira; RODRIGUES, Josiane Andrade; LACERDA JÚNIOR, Luiz de; SILVA, Márcio Dario da; SANTOS SILVA, Marcelo dos; VIANA, Maria de Lourdes Silva. **Concreto Armado – Flexão Simples.** Belo Horizonte. Universidade FUMEC. 2010. 13p.

57. RANZINI, Stelvio, M. T.; NEGRO JR., Arsênio. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH, Waldemar; *et al.* (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, ABMS / ABEF, 1998. (Reimp. 2003). cap. 13, p.417-515.
58. REIS, Alexandre; OLIVEIRA, Gabriel Campos de; SILVA JÚNIOR, Laércio Eustáquio da. **Manual Técnico de Contensões – Volume I**. 176p. Programa de Iniciação Científica da Universidade FUMEC, Belo Horizonte, 2006.
59. SAES, José Luiz; STUCCHI, Fernando Rebouças; MILITITSKY, Jarbas. Concepção de obras de contenção. In: HACHICH, Waldemar; *et al.* (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, ABMS / ABEF, 1998. (Reimp. 2003). cap. 14, p.517-536.
60. SCHNAID, Fernando. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189p.
61. SILVA, A. S.; CARVALHO, E. T.; FANTINEL, L. M.; ROMANO, A. W.; VIANA, C. S. **Estudos Geológicos, Hidrogeológicos, Geotécnicos e Geoambientais Integrados no Município de Belo Horizonte**. Convênio: PMBH, SMP, FUNDEP/UFMG, 1995 apud PARIZZI, Maria Giovana; SOBREIRA, Frederico Garcia; GALVÃO, Terezinha Cássia de Brito; ELMIRO, Marcos Antônio Timbó. **Chuvvas e escorregamentos de taludes em Belo Horizonte, MG**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE DESASTRES NATURAIS, 1.,2004, Florianópolis. Anais. Florianópolis: GEDN/UFSC, 2004. p. 29-43.
62. SILVA, Nelson Urias Pinto da. **Análise de tensões verticais em edifícios de alvenaria estrutural considerando a interação solo-estrutura**. 2006. 123f. Tese (Mestrado em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG.
63. SÜSSEKIND, José Carlos. **Curso de concreto – Volume I – Concreto Armado**. Porto Alegre: Editora Globo, 1983. 376p
64. TACITANO, Marcelo. **Análise de paredes de contenção através de método unidimensional evolutivo**. 2006. 268f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil na área de concentração de estruturas da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP.
65. TEIXEIRA, Alberto Henriques. Projeto e execução de fundações. In: **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**, 3., 1996, São Paulo. Anais... São Paulo, 1996 apud CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas – projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2010. 96p.

66. TEIXEIRA, Alberto Henriques; GODOY, Nelson Silveira. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, Waldemar; *et al.* (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, ABMS / ABEF, 1998. (Reimp. 2003). cap. 7, p.227-264.
67. TENG, C. Wayne. Retainning walls. **Foundation design**. 10. Ed. New Delhi: Prentice-Hall of India Private Limited, 1984. Cap.11, p. 311-345 apud VELLOSO FILHO, Sérgio M. Pimenta. **Metodologia para execução de obras de contenções e fundações com foco no uso de retangulões**. 2009. Tese (Mestrado em Construção Civil da Faculdade de Engenharia e Arquitetura) - Universidade FUMEC, Belo Horizonte, MG, 2009.
68. TERZAGHI, K. & PECK, R.B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**, John Wiley, New York, 1967 apud CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações – Volume 2**. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1987 (Reimp. 1994). 498p.
69. VARGAS, Milton. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil, Ed. Universidade de São Paulo, 1977.
70. VARNES, D. J. Landslides types and processes. In: EKEL, E. B. (Org.) **Landslides and engineering practice**. Washington: National Academy of Sciences, 1958 apud GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de taludes**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 166p.
71. VARNES, D. J. **Landslides, analysis and control**. Special Report 176, National Academy of Sciences, cap.II, 1978 apud GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de taludes**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 166p.
72. VELLOSO FILHO, Sérgio M. Pimenta. **Metodologia para execução de obras de contenções e fundações com foco no uso de retangulões**. 2009. Tese (Mestrado em Construção Civil da Faculdade de Engenharia e Arquitetura) - Universidade FUMEC, Belo Horizonte, MG, 2009.
73. WHITE, Edward E. *Underpinning*. In: G. A. Leonards (Ed.). **Foundation engineering**. United States of America: McGraw-Hill Book Company: 1962. cap. 9, p.826-964.
74. WHITE, Robert E. *Caisson and cofferdams*. In: G. A. Leonards (Ed.). **Foundation engineering**. Tokyo: McGraw Hill Book Company – Kogakusha Company: 1962. cap. 10, p.894-964.
75. WU, T. H. **Retaining Walls**. In: **Foundation Engineering Handbook**, Ed. By Winterkorn and Fang, van Nostrand Reinhold Co., 1975 apud RANZINI, Stelvio, M. T.; NEGRO JR., Arsênio. **Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas**. In: HACHICH, Waldemar; *et al.* (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, ABMS / ABEF, 1998. (Reimp. 2003). cap. 13, p.417-515.

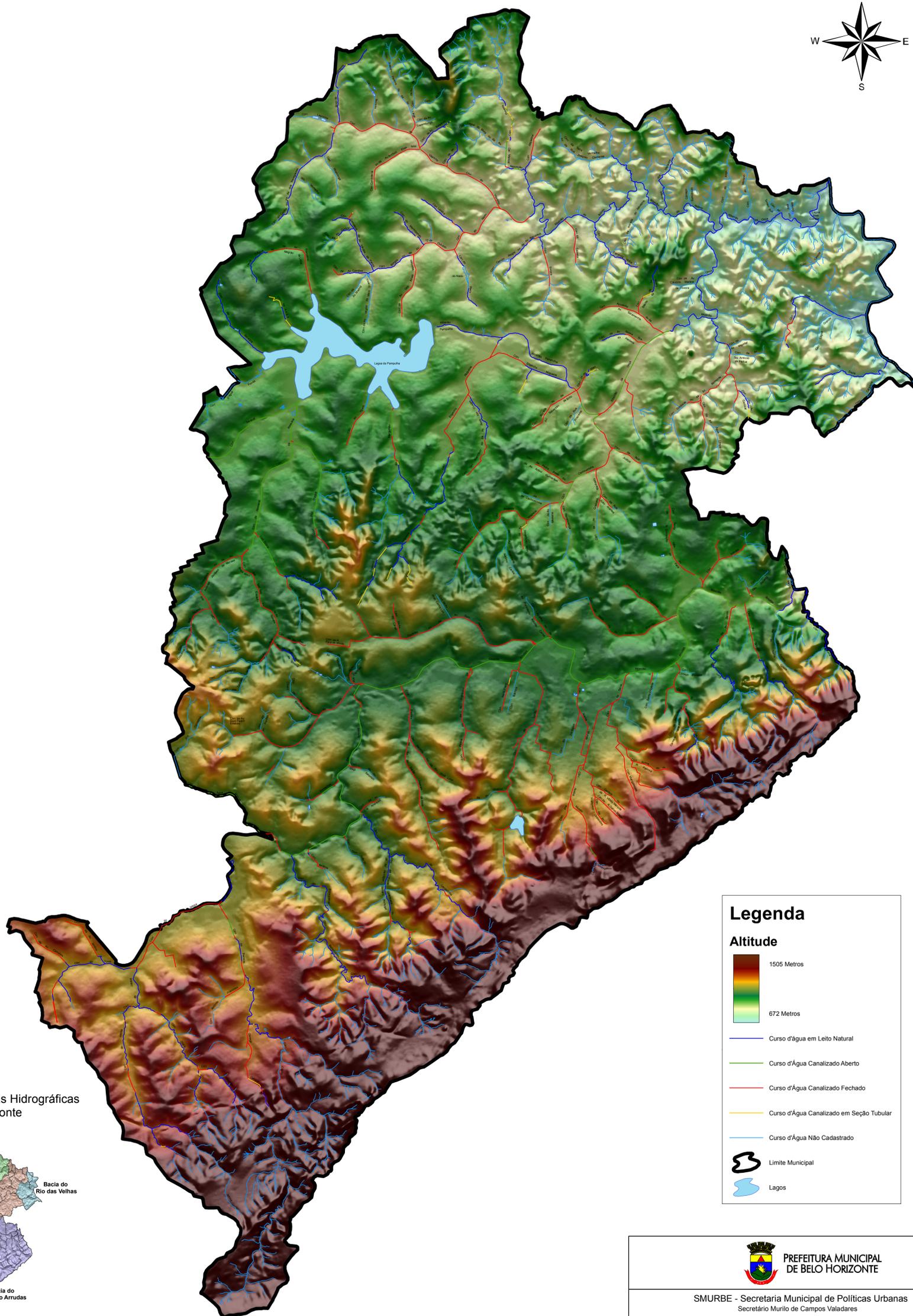
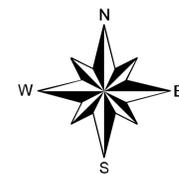
APÊNDICE A

A.1 Disposição hidro-geológica de Belo Horizonte/MG

Plano Municipal de Saneamento de Belo Horizonte

PMS 2008 - 2011

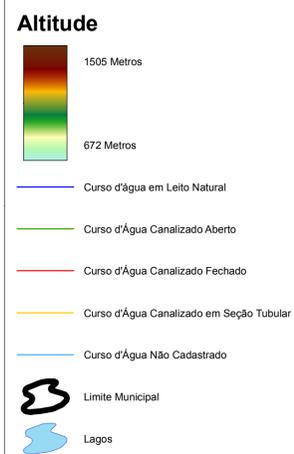
HIDROGRAFIA E RELEVO



Mapa das Grandes Bacias Hidrográficas de Belo Horizonte



Legenda



Escala 1:50.000
1cm = 500 m



Fonte de Dados
NEPE-SAN / SUDECAP A compatibilização, articulação e geoprocessamento das informações para a produção dos indicadores
NEPE-PDD / SUDECAP Dados da hidrografia do PDDBH / Modelagem Matemática, Hidrológica e Hidráulica do Sistema de Macrodrenagem
NASA das Bacias Hidrográficas dos Ribeirões Arrudas e Onca - 2008
Shuttle Radar Topography Mission - Base de Elevação Digital do Terreno

 PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE		
SMURBE - Secretaria Municipal de Políticas Urbanas Secretário Murilo de Campos Valadares		
Título PLANO MUNICIPAL DE SANEAMENTO - 2008/2011		
HIDROGRAFIA E RELEVO		
Coordenação Técnica e Produção de Mapas NEPE-SAN - Núcleo de Execução de Projetos Especiais de Saneamento		
Data	Escala	Nº do Desenho
2008	Indicada	PMS 01/01
Produção de Mapas	Coordenação do NEPE - SAN	Sup. SUDECAP
NEPE-SAN	Ricardo de Miranda Azeiteira / CREAMG 29.630	Paulo Roberto Takahashi / CREAMG 30.039

APÊNDICE B

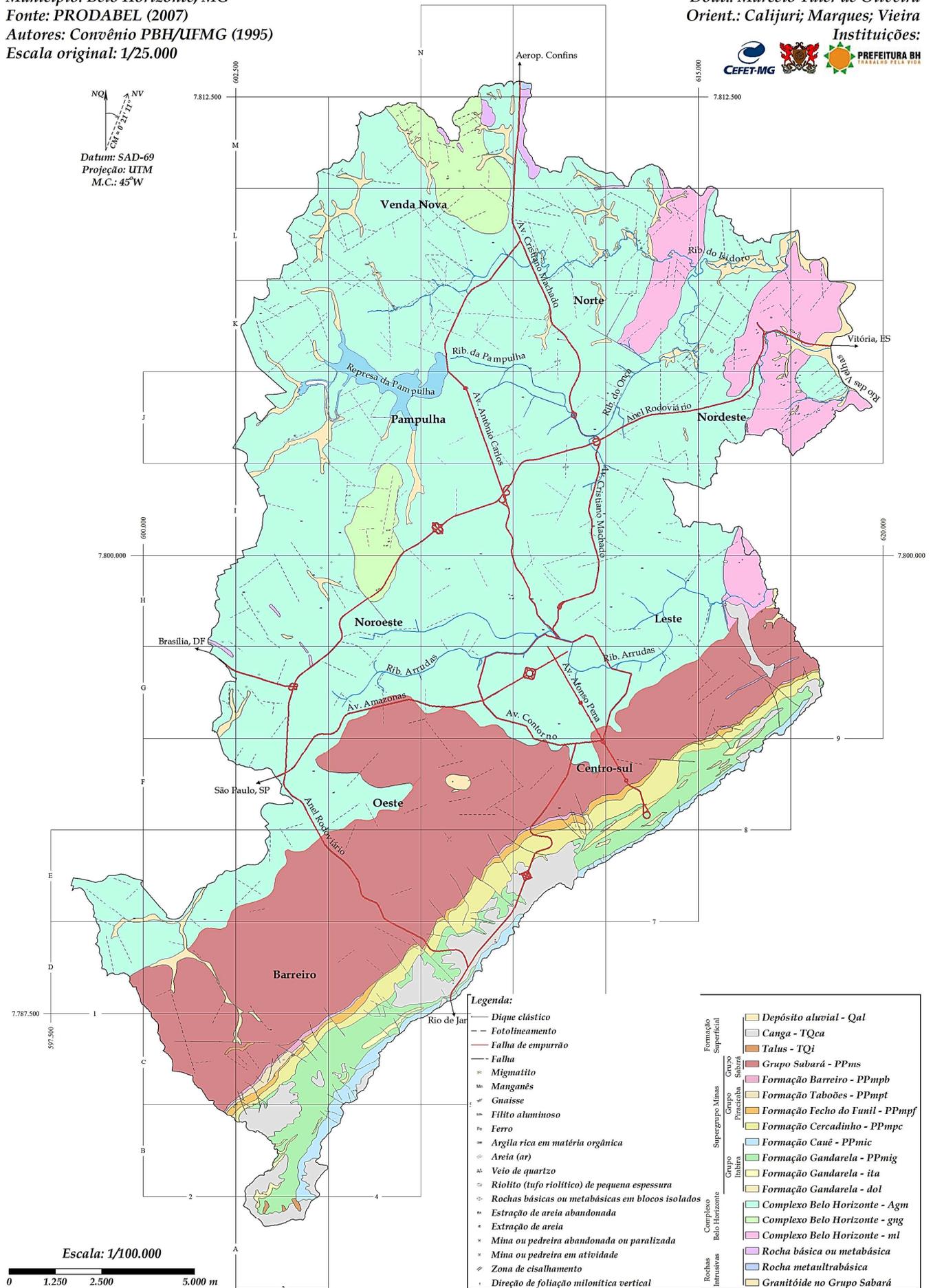
B.1 Mapas geológicos e geotécnicos de Belo Horizonte/MG

Objeto: Mapa Geológico
Município: Belo Horizonte, MG
Fonte: PRODABEL (2007)
Autores: Convênio PBH/UFMG (1995)
Escala original: 1/25.000

Metodologia: SILVA et al (1995)
Dout.: Marcelo Tuler de Oliveira
Orient.: Calijuri; Marques; Vieira
Instituições:



NO
 NV
 CH = 211°12'30"
 Datum: SAD-69
 Projeção: UTM
 M.C.: 45°W



Legenda:

- Dique clástico
- Fotolineamento
- Falha de empurrão
- Falha
- Migmatito
- Manganês
- Gnátsse
- Filito aluminoso
- Ferro
- Argila rica em matéria orgânica
- Areia (ar)
- Veio de quartzo
- Riolito (tufo riolítico) de pequena espessura
- Rochas básicas ou metabásicas em blocos isolados
- Extração de areia abandonada
- Extração de areia
- Mina ou pedreira abandonada ou paralizada
- Mina ou pedreira em atividade
- Zona de cisalhamento
- Direção de foliação milonítica vertical

Formação Superficial	Grupo Sabará	Grupo Piracicaba	Grupo Itabira	Complexo Belo Horizonte	Rochas Intrusivas
Depósito aluvial - Qal	Grupo Sabará - PPms	Formação Barreiro - PPmpb	Formação Taboões - PPmpt	Formação Cauê - PPmic	Rocha básica ou metabásica
Canga - TQca	Formação Fechado do Funil - PPmpf	Formação Cercadinho - PPmpc	Formação Gandarela - ita	Complexo Belo Horizonte - Agn	Rocha metalutrabásica
Talus - TQi	Formação Gandarela - dol	Formação Gandarela - gng	Formação Gandarela - ml	Complexo Belo Horizonte - ml	Granitóide no Grupo Sabará

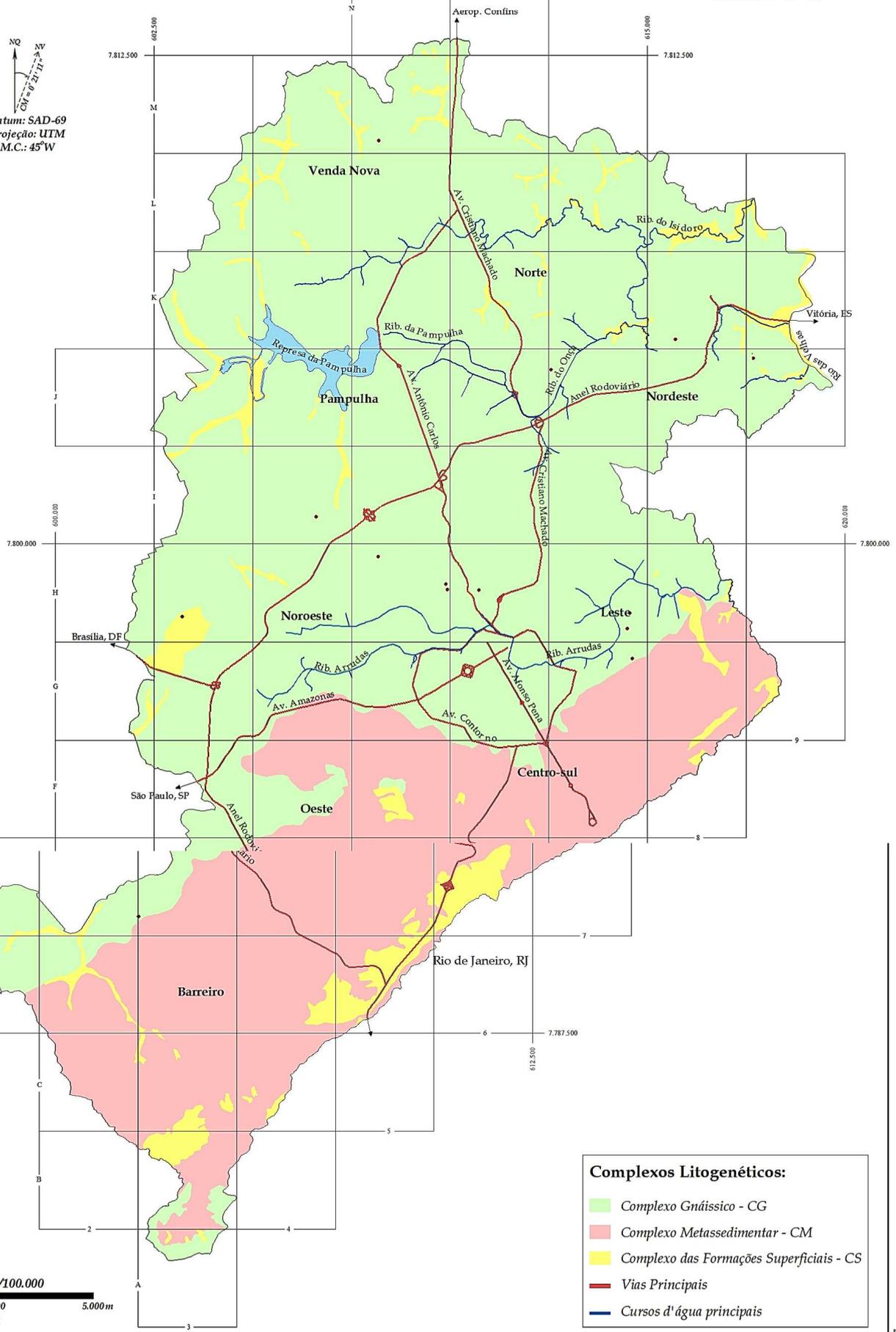
Mapa Geotécnico: Critério Litogenético

Município: Belo Horizonte, MG
 Data: Agosto de 2007

Fontes: SILVA et al. (1995) e PRODABEL (2007)
 Metodologia: SILVA et al. (1995)
 Elaboração: Convênio CEFET-UFV/PBH



Datum: SAD-69
 Projeção: UTM
 M.C.: 45°W



Complexos Litogenéticos:

- Complexo Gnáissico - CG
- Complexo Metassedimentar - CM
- Complexo das Formações Superficiais - CS
- Vias Principais
- Cursos d'água principais

Escala: 1/100.000
 0 1.250 2.500 5.000m
 Escala original: 1/25.000

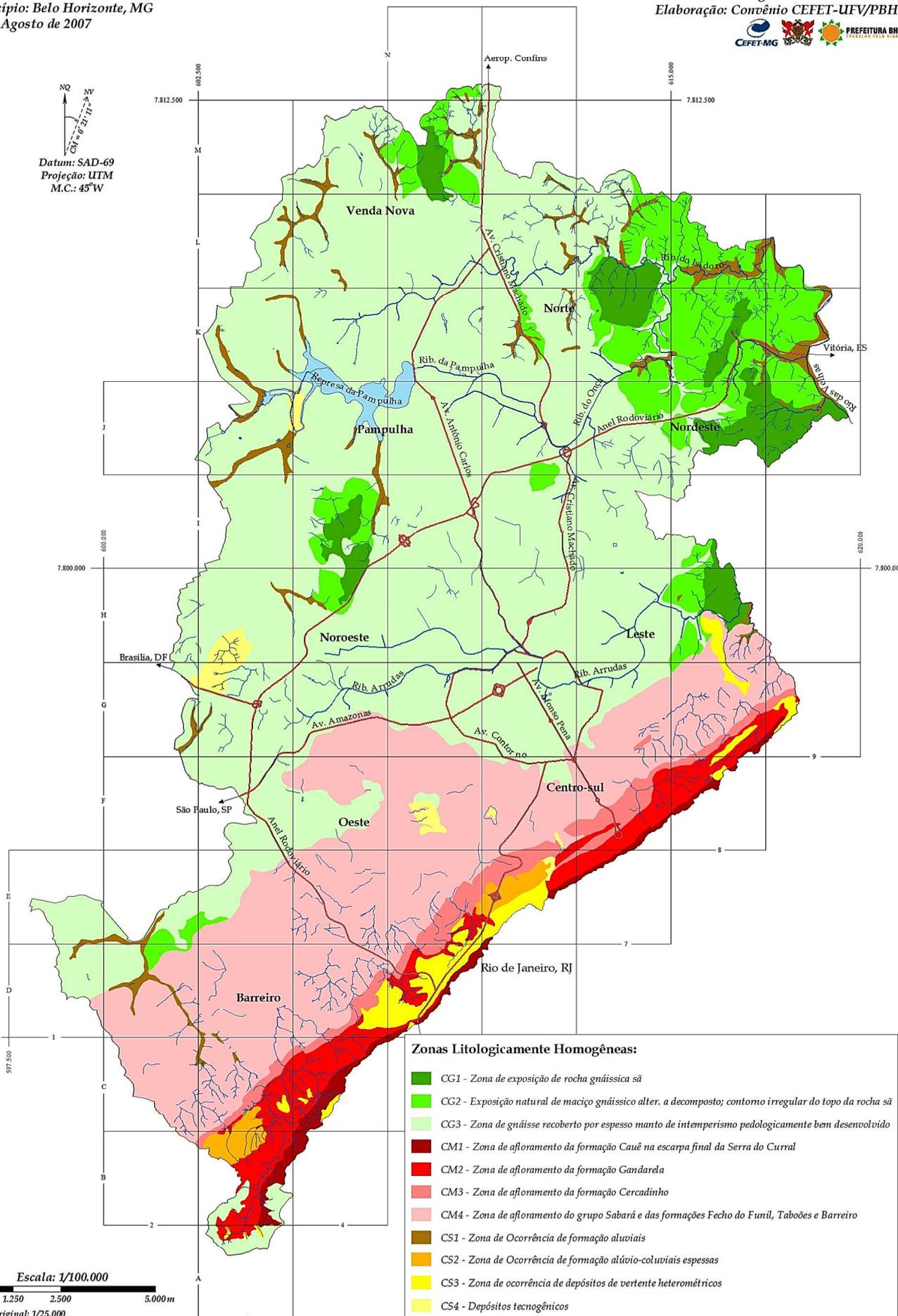
Mapa Geotécnico: Zonas Litologicamente Homogêneas

Município: Belo Horizonte, MG
Data: Agosto de 2007

Fontes: SILVA et al. (1995) e PRODABEL (2007)
Metodologia: SILVA et al. (1995)
Elaboração: Convênio CEFET-UFV/PBH



Datum: SAD-69
Projeção: UTM
M.C.: 45°W



- Zonas Litologicamente Homogêneas:**
- CG1 - Zona de exposição de rocha gnáissica sã
 - CG2 - Exposição natural de maciço gnáissico alter. a decomposto; contomo irregular do topo da rocha sã
 - CG3 - Zona de gnáisse recoberto por espesso manto de intemperismo pedologicamente bem desenvolvido
 - CM1 - Zona de afloramento da formação Cauê na escarpa final da Serra do Curral
 - CM2 - Zona de afloramento da formação Gandarela
 - CM3 - Zona de afloramento da formação Cercadinho
 - CM4 - Zona de afloramento do grupo Sabará e das formações Fecho do Funil, Taboões e Barreiro
 - CS1 - Zona de Ocorrência de formação aluviais
 - CS2 - Zona de Ocorrência de formação alúvio-colúviais espessas
 - CS3 - Zona de ocorrência de depósitos de vertente heterométricos
 - CS4 - Depósitos tecnogênicos

Escala: 1/100.000
0 1.250 2.500 5.000m
Escala original: 1/25.000

APÊNDICE C

C.1 Ensaio de laboratório originais e de campo realizados

STANDARD PENETRATION TEST

PERFIL INDIVIDUAL

INDICE		COTA EM RELAÇÃO AO RN	PROCESSO DE PERFURAÇÃO	REVESTIMENTO	AMOSTRAS	PROFUNDIDADE DA CAMADA (M)	FURO: SP-01	Nº RELAT:	Nº DE GOLPES / 30 cm							
30 cm INICIAIS	30 cm FINAIS								--- 30 cm INICIAIS — 30 cm FINAIS							
							COTA:		DATA: 15/03/2002		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		10	20	30	40
4	4		TC		1	0,80	Argila arenosa, com detritos vegetais, mole, cor marrom escuro.									
40	56		TE		2		Silte com areia fina, micáceo, muito compacto, cor variada (rosa escuro).									
75	38/15				3	2,30	LIMITE DO FURO									
		105														
		100														
		95														
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA							ENSAIO DE PENETRAÇÃO				LAVAGEM POR TEMPO					
Inicial = LAVADO em 27/02/2002							Revestimento Ø 2 1/2"				a partir de metros					
Final = NFE em 01/03/2002							Amostrador Ø interno 1 3/8"				duração (min)		penetração (cm)			
							Ø externo 2"									
							Peso 65 kg - Altura de Queda 75 cm									
CLIENTE:							PROCESSO DE PERFURAÇÃO				DES.:		CONF.:			
OBRA							TC - Trado Cavadeira				ENGº RESP.:		FOLHA:			
							TE - Trado Espiral									
							CA - Circulação de Água									

STANDARD PENETRATION TEST

PERFIL INDIVIDUAL

INDICE		COTA EM RELAÇÃO AO PH	POSICÃO DO NH	PROFUNDIDADE DE PENETRAÇÃO	CORRESPONDENTE REVESTIMENTO	AMOSTRAS	PROFUNDIDADE DA CADAQ(M)	FURO: SP-01A	Nº RELAT:	Nº DE GOLPES / 30 cm					
30 cm INICIAIS	30 cm FINAIS							COTA:	DATA: 15/03/2002	----- 30 cm INICIAIS ----- 30 cm FINAIS					
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL								10	20	30	40				
17	19				TC	1	0,20	Argila arenosa, com detritos vegetais, rija, cor marrom escuro.							
35	37				TE	2		Silte com areia fina, micáceo, de compacto a muito compacto, cor variada (rosa escuro).							
41	45/25					3									
43	48/25				CA	4	3,50	Silte com areia fina, micáceo, muito compacto, cor variada (amarelo escuro).							
45	51/25	105				5									
48	58/20					6	5,35	LIMITE DO FURO							
		100													
		95													
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA Inicial = LAVADO em 11/03/2002 Final = NFE em 12/03/2002								ENSAIO DE PENETRAÇÃO Revestimento Ø 2 1/2" Amostrador Ø interno 1 3/8" Ø externo 2" Paso 65 kg - Altura de Queda 75 cm				LAVAGEM POR TEMPO a partir de metros			
CLIENTE: OBRA								PROCESSO DE PERFURAÇÃO TC - Trado Cavadeira TE - Trado Espiral CA - Circulação de Água				duração (min)		penetração (cm)	
								DES.:		CONF.:					
								ENGº RESP.:		FOLHA:					

STANDARD PENETRATION TEST

PERFIL INDIVIDUAL

INDICE		COTA EM RELACAO AO RH	PROCESSO DE PERFURACAO	COMPARTECIMENTO REVESTIMENTO	AMOSTRAS	PROFUNDIDADE DA CADA 30 CM	FURO: SP-02	Nº RELAT.:	Nº DE GOLPES / 30 cm					
30 cm INICIAIS	30 cm FINAIS						COTA:	DATA: 15/03/2002	----- 30 cm INICIAIS ----- 30 cm FINAIS					
8	19	110	TC	[Hatched Box]	1	0,20	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL				10	20	30	40
26	35					2,45	Argila arenosa, com detritos vegetais, rija, cor marrom escuro.							
58	85						CA					Siltite com areia fina, micáceo, de compacto a muito compacto, cor variada (amarelo escuro).		
		105												
		100												
		95												
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA Inicial = LAVADO em 28/02/2002 Final = NFE em 01/03/2002						ENSAIO DE PENETRAÇÃO Revestimento Ø 2 1/2" Amostrador Ø interno 1 3/8" Ø externo 2" Peso 65 kg - Altura de Queda 75 cm				LAVAGEM POR TEMPO a partir de : metros duração (min) : penetração (cm)				
CLIENTE: OBRA						PROCESSO DE PERFURAÇÃO TC - Trado Cavadeira TE - Trado Espiral CA - Circulação de Água				DES.:		CONF.:		
										ENGº RESP.				

STANDARD PENETRATION TEST

PERFIL INDIVIDUAL

INDICE		COTA EM RELAÇÃO AO NÍM	PROFUNDIDADE DE PERFURAÇÃO	CONCRETO REVESTIMENTO	AMOSTRAS	PROFUNDIDADE DA CAVIDADE (M)	FURO: SP-02A	Nº RELAT: _____	Nº DE GOLPES / 30 cm				
30 cm INICIAIS	30 cm FINAIS						COTA:	DATA: 15/03/2002	- - - - - 30 cm INICIAIS _____ 30 cm FINAIS				
							CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		10	20	30	40	
13	18	110	TC	[REVESTIMENTO]	1	0,25	Argila arenosa, com detritos vegetais, rija, cor marrom escuro.						
31	34				2	0,60							Silte com areia fina, micáceo, medianamente compacto, cor variada (rosa escuro).
36	41/25				3								
39	45/25				4								
48	54/18				5	3,55							
		105				4,33	Silte com areia fina, micáceo, de compacto a muito compacto, cor variada (amarelo escuro).						
								Silte com areia fina, micáceo, muito compacto, cor variada (rosa amarelado).					
		100						LIMITE DO FURO					
		95											
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA							ENSAIO DE PENETRAÇÃO			LAVAGEM POR TEMPO			
Inicial = LAVADO em 12/03/2002 Final = NFE em 13/03/2002							Revestimento Ø 2 1/2" Amostrador Ø interno 1 3/8" Ø externo 2" Peso 65 kg - Altura de Queda 75 cm			a partir de metros			
CLIENTE: OBRA							PROCESSO DE PERFURAÇÃO TC - Trado Cavadeira TE - Trado Espiral CA - Circulação de Água			duração (min)		penetração (cm)	
									DES.:		CONF.:		
									ENGº RESP.		FOLHA:		

STANDARD PENETRATION TEST

PERFIL INDIVIDUAL

INDICE		COTA EM RELACÃO AO RH	POSICÃO DO NA	PROCESSO DE PERFURAÇÃO	COMPLEMENTO REVESTIMENTO	AMOSTRAS	PROFUNDIDADE DA CAMPANHA (m)	FURO: SP-03	II-RELAT:	Nº DE GOLPES / 30 cm					
30 cm INICIAIS	30 cm FINAIS							COTA:	DATA: 15/03/2002	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL					
								10 20 30 40							
4	5				TC	1	0,50	Argila arenosa, com detritos vegetais, mole, cor marrom escuro.							
43	68	110			TE	2		Silte com areia fina, micáceo, muito compacto, cor variada (rosa escuro).							
46	70				CA	3									
72/25	42/10					4	3,25	LIMITE DO FURO							
		105													
		100													
		95													
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA Inicial = LAVADO em 01/03/2002 Final = NFE em 04/03/2002								ENSAIO DE PENETRAÇÃO Revestimento Ø 2 1/2" Amostrador Ø interno 1 3/8" Ø externo 2" Peso 65 kg - Altura de Queda 75 cm				LAVAGEM POR TEMPO a partir de metros duração (min) penetração (cm)			
CLIENTE: OBRA								PROCESSO DE PERFURAÇÃO TC - Trado Cavadeira TE - Trado Espiral CA - Circulação de Água				DES.:		CONF.:	
								ENGº RESP.:		FOLHA:					

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Rápido (inundado)

CLIENTE

OBRA

REGISTRO

285

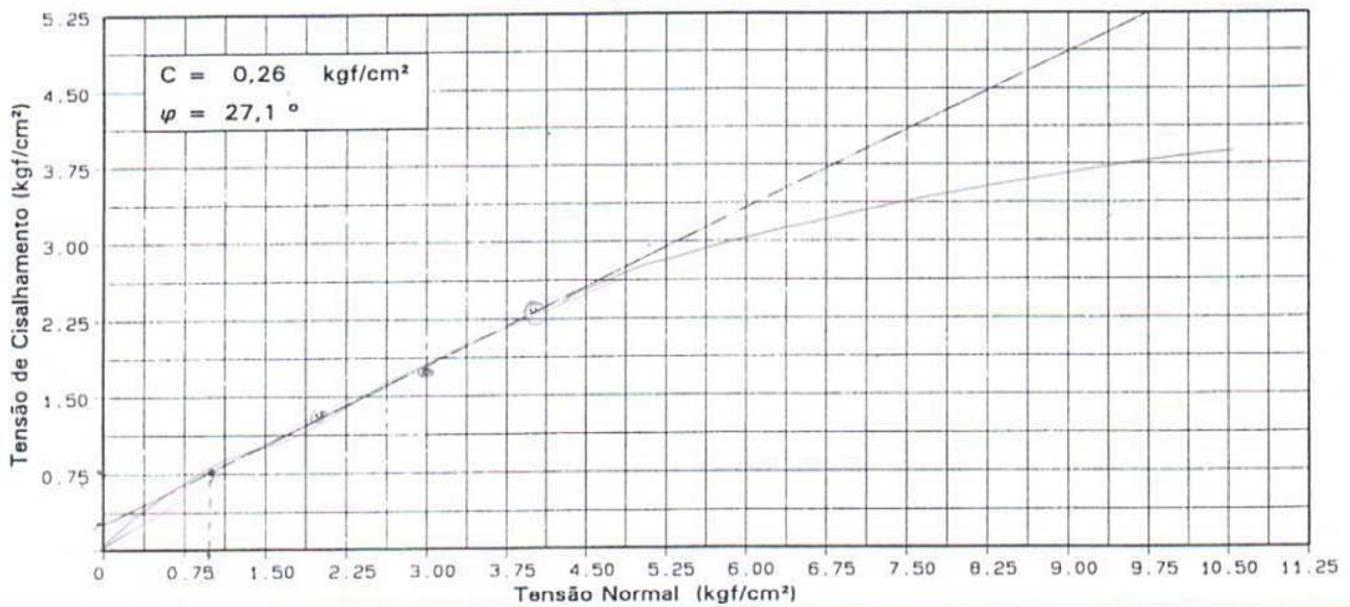
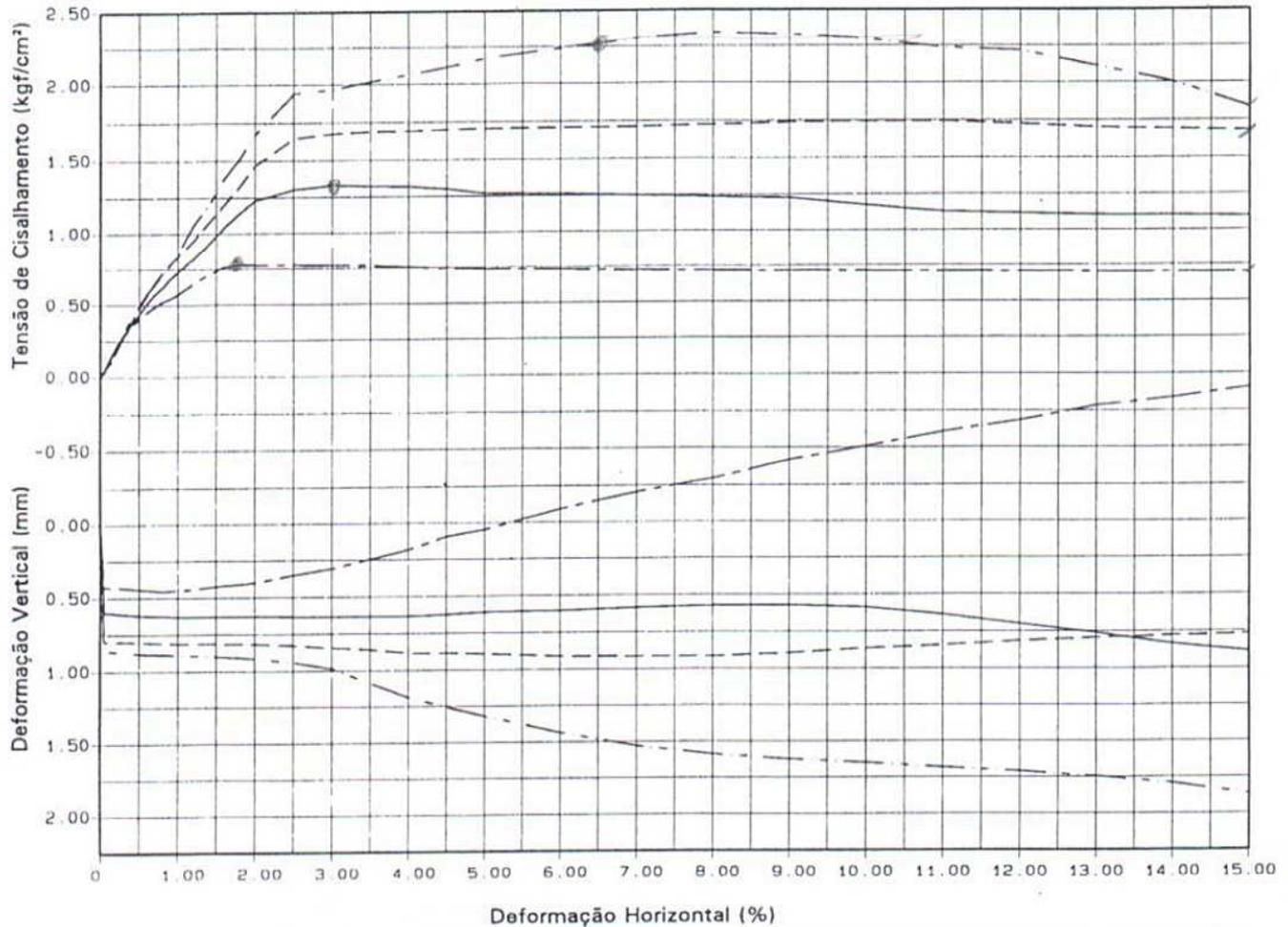
AMOSTRA 01

FURO

PI-01

PROFUNDIDADE 1,00- 1,30

DATA 28/04/03



CP NR	σ_v (kgf/cm ²)	n_v (%)	n_r (%)	γ_{sat} (g/cm ³)	e_s	S_r (%)	Legenda
05	1,00	20,6	26,0	1,723	0,59	96,0	-----
09	2,00	19,5	26,6	1,732	0,58	92,1	-----
07	3,00	19,2	26,0	1,721	0,59	88,9	-----
08	4,00	19,3	26,1	1,743	0,57	92,9	-----

OBSERVAÇÕES

Amostra indeformada (BLOCO)

$\delta = 2,736 \text{ g/cm}^3$

Paralelo ao Plano de Xistosidade

OPERADOR

CALCULISTA

APROVADO

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Rápido (inundado)

CLIENTE

OBRA

REGISTRO

288

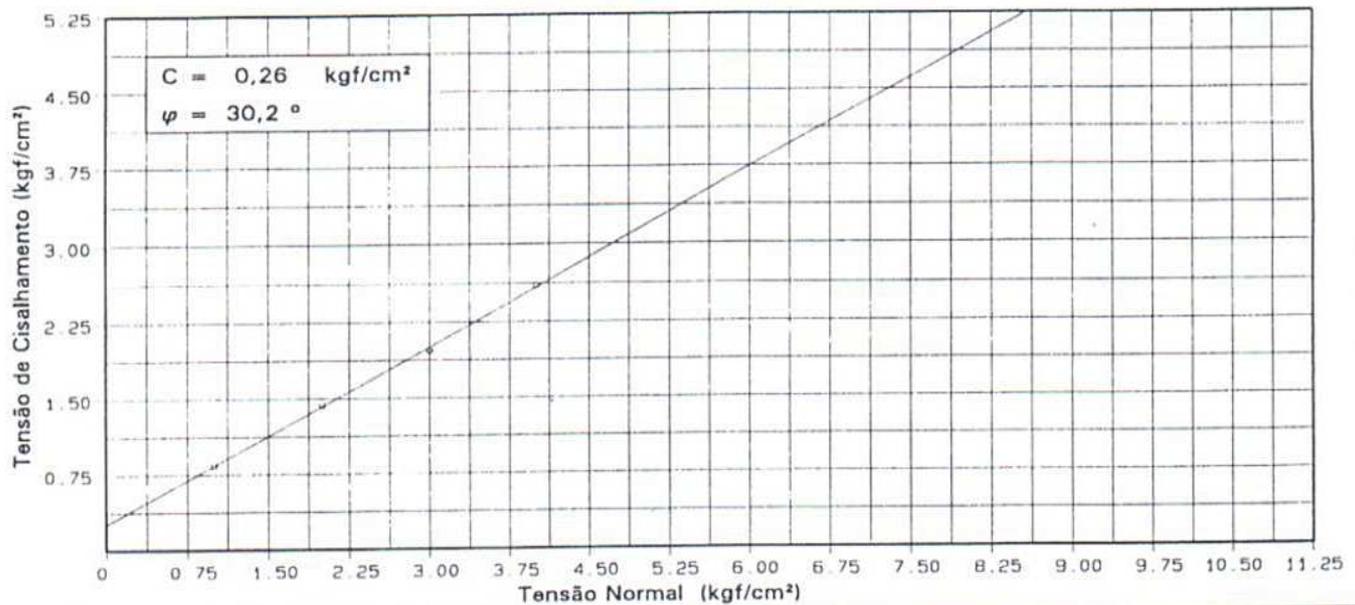
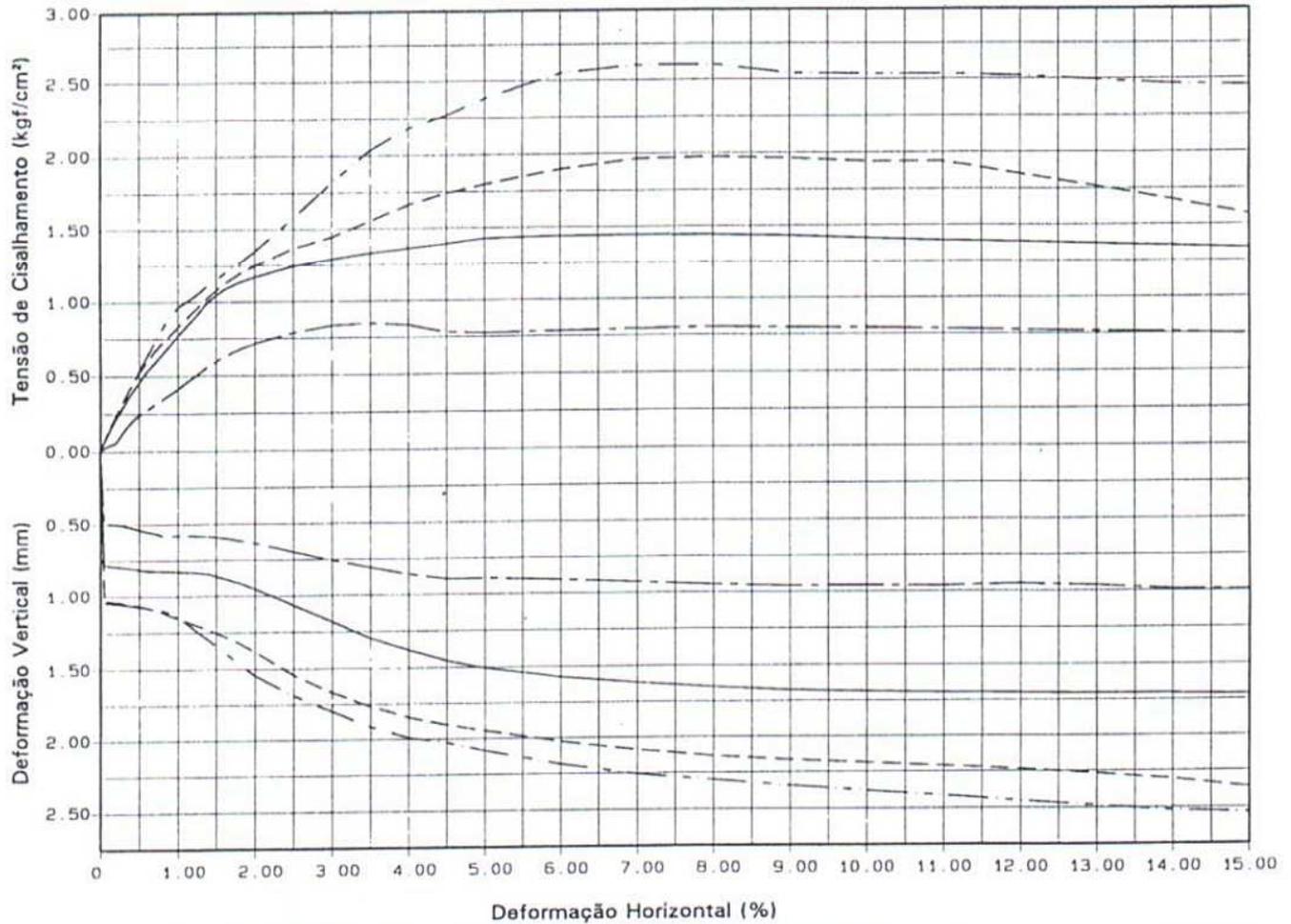
AMOSTRA 03

FURO

PI-01

PROFUNDIDADE 3,00-3,30

DATA 02/05/03



CP Nº	σ_v (kgf/cm ²)	h_v (%)	h_r (%)	γ_{sat} (g/cm ³)	e_v	S_r (%)	Legenda
01	1,00	19,3	25,9	1,690	0,63	84,2	-----
02	2,00	19,7	25,5	1,703	0,62	87,7	-----
03	3,00	19,8	24,4	1,686	0,64	85,7	-----
04	4,00	22,4	25,9	1,655	0,67	92,8	-----

OBSERVAÇÕES

Amostra Indeformada (BLOCO)

$\delta = 2,758 \text{ g/cm}^3$

Paralelo ao Plano de Xistosidade

OPERADOR

CALCULISTA

APROVADO

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Rápido (inundado)

CLIENTE

OBRA

REGISTRO

290

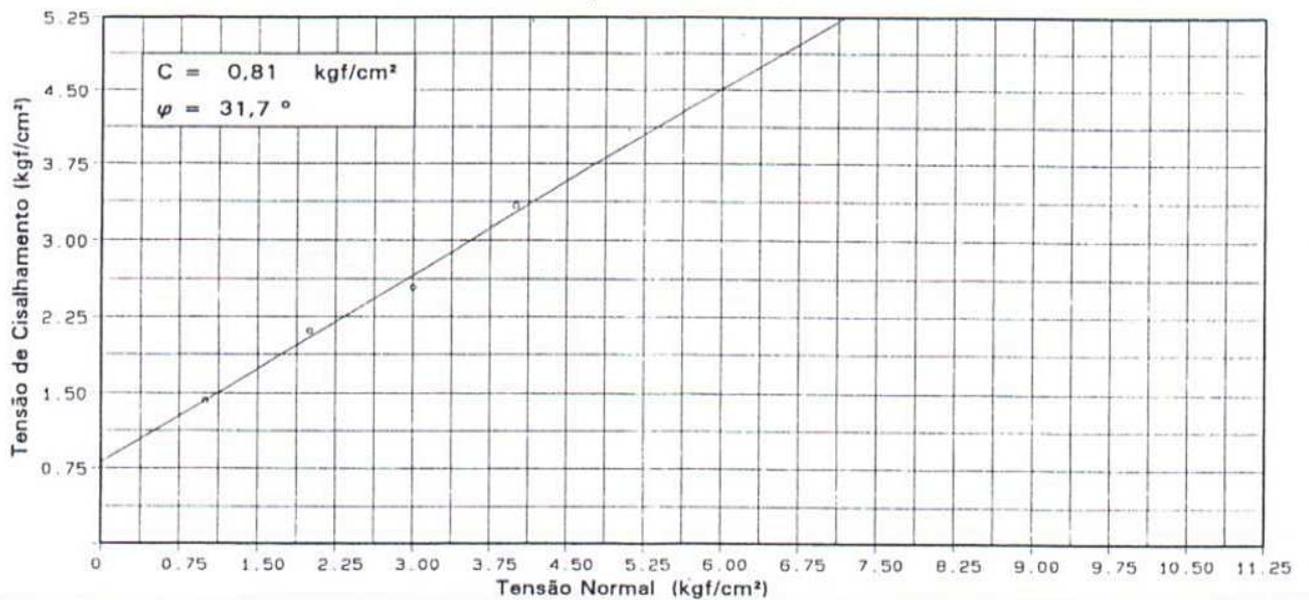
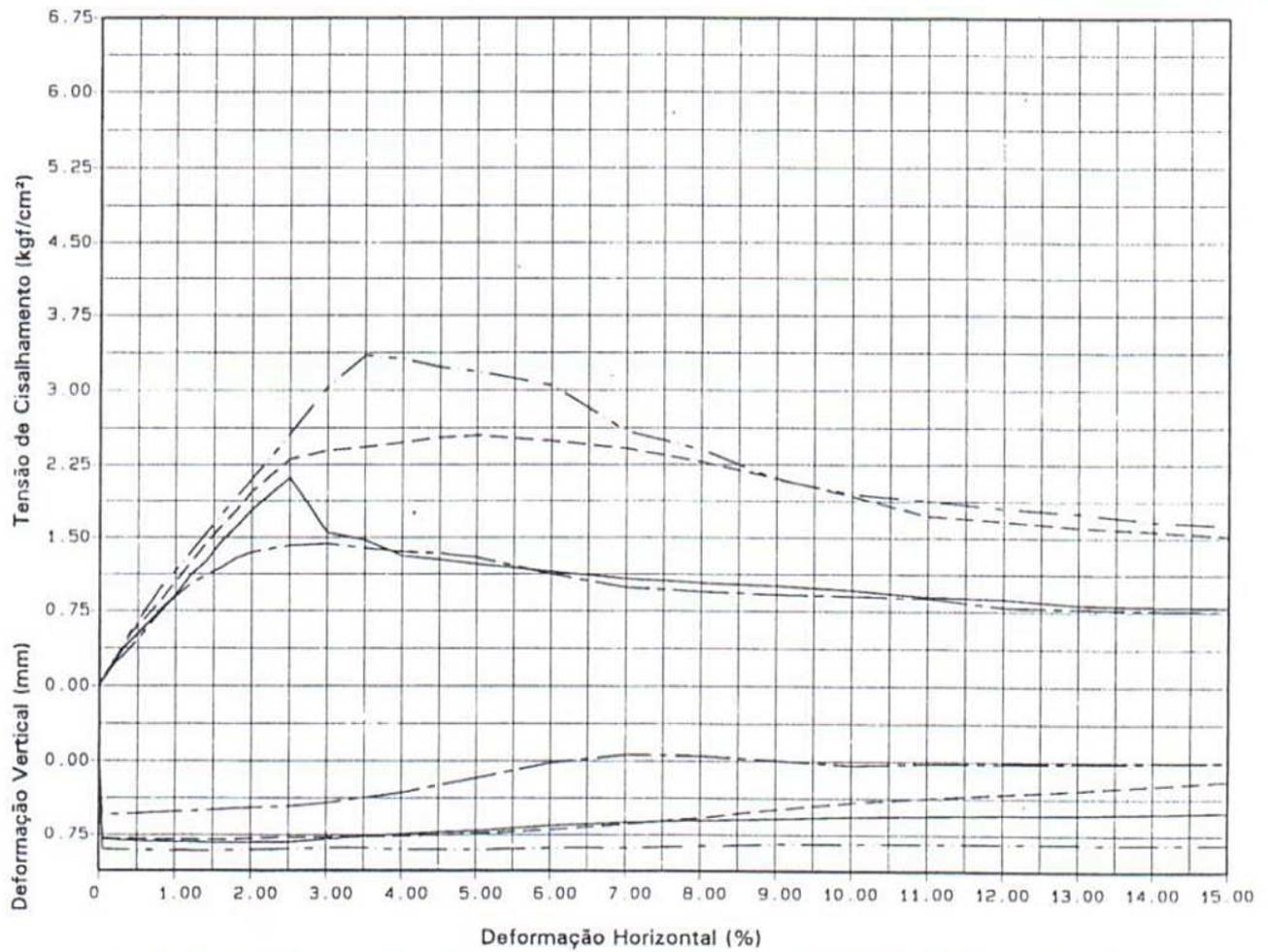
AMOSTRA 05

FURO

PI-01

PROFUNDIDADE 5,50-6,00

DATA 21/05/03



CP Nº	σ_v (kgf/cm ²)	h_v (%)	h_r (%)	γ_w (g/cm ³)	e_s	S_v (%)	Legenda
14	1,00	17,5	25,1	1,780	0,58	85,4	-----
08	2,00	16,0	23,4	1,819	0,54	83,0	-----
15	3,00	18,1	26,3	1,797	0,56	90,4	-----
10	4,00	19,6	24,7	1,792	0,57	97,1	-----

OBSERVAÇÕES

Amostra indeformada (BLOCO)

$\rho = 2,804 \text{ g/cm}^3$

Paralelo ao Plano de Xistoidade

OPERADOR

CALCULISTA,

APROVADO

ENSAIO TRIAXIAL

$$U \times \epsilon ; \Delta\sigma_1 \times \epsilon$$

CLIENTE

OBRA

REGISTRO

286

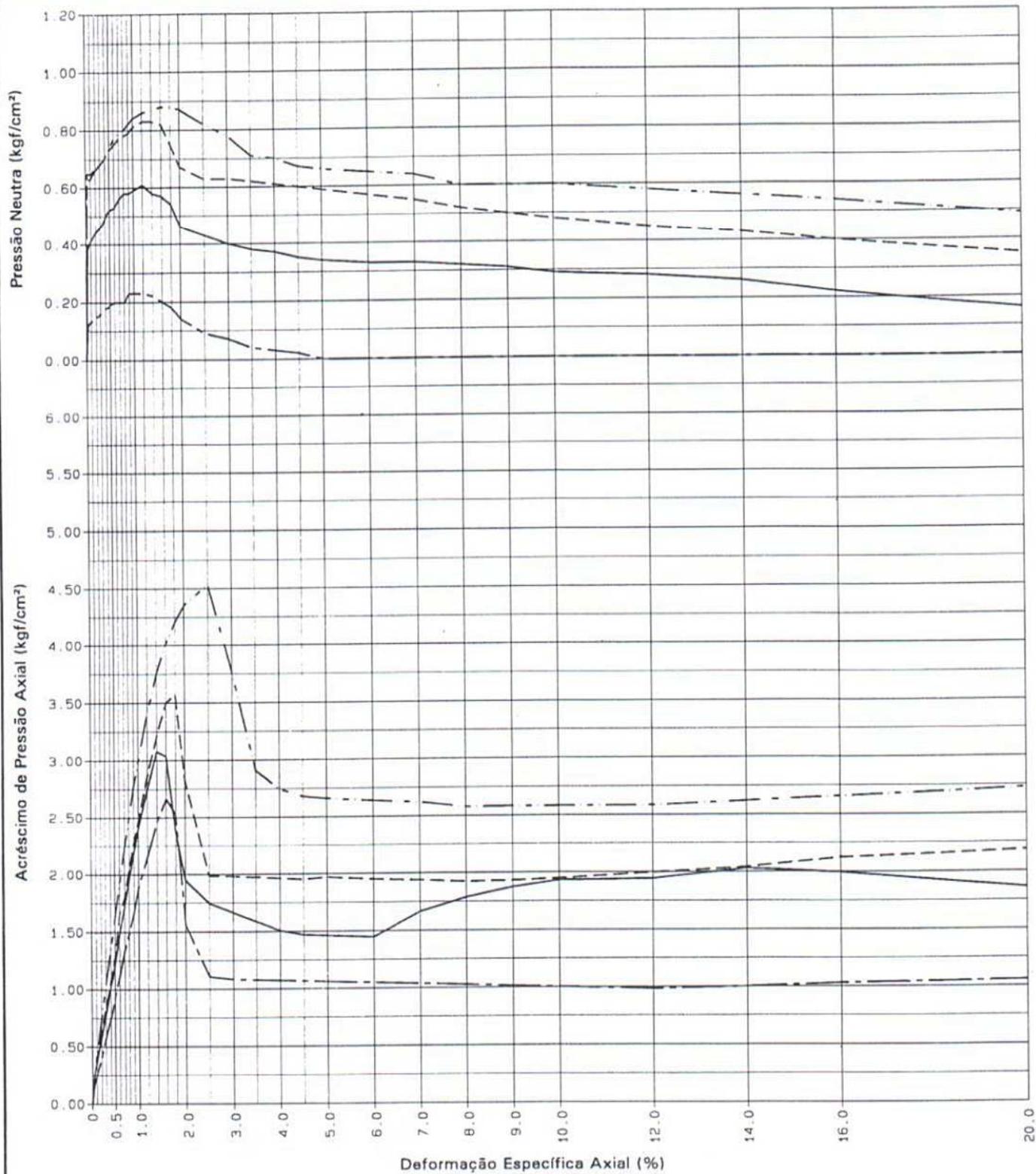
AMOSTRA 02

FURO

PI-01

PROFUNDIDADE 1,00-1,30

DATA 27/05/03



CP Nº	σ_3 (kgf/cm ²)	n_1 (%)	n_r (%)	γ_u (g/cm ³)	e_1	S_1 (%)	Legenda
06	0,50	20,8	23,0	1,702	0,61	93,1	-----
07	1,00	20,1	22,5	1,697	0,62	89,4	-----
08	1,50	20,0	22,7	1,712	0,60	90,9	-----
20	2,00	19,8	22,6	1,716	0,60	90,5	-----

OBSERVAÇÕES

Amostra Indeformada (BLOCO)

$$\delta = 2,747 \text{ g/cm}^3$$

OPERADOR

CALCULISTA

APROVADO

ESCALA

h: 1:125 v: 1:20

v: 1:50

ENSAIO TRIAXIAL

$q \times \bar{p}$: TENSÃO EFETIVA E TENSÃO TOTAL

CLIENTE

OBRA

REGISTRO

286

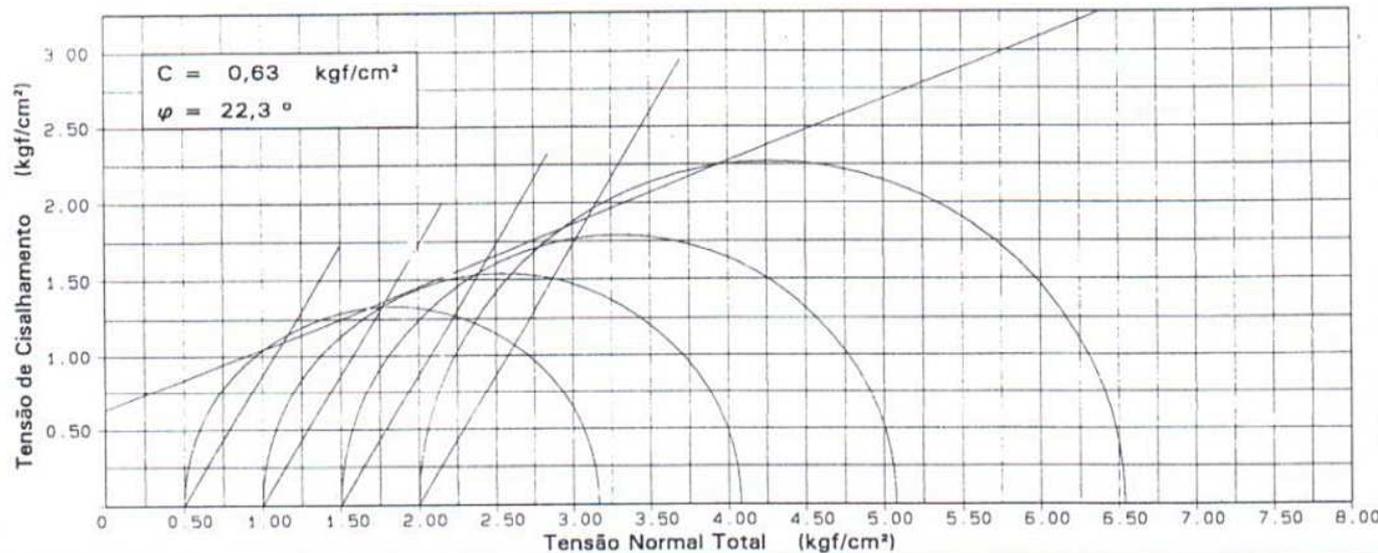
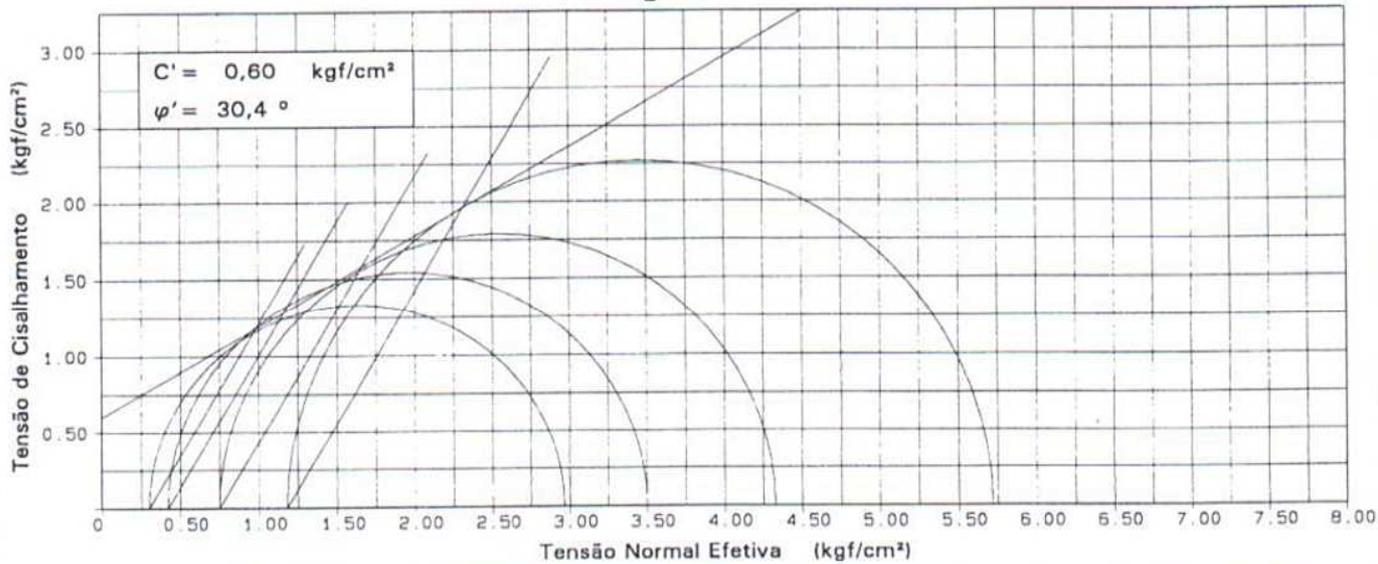
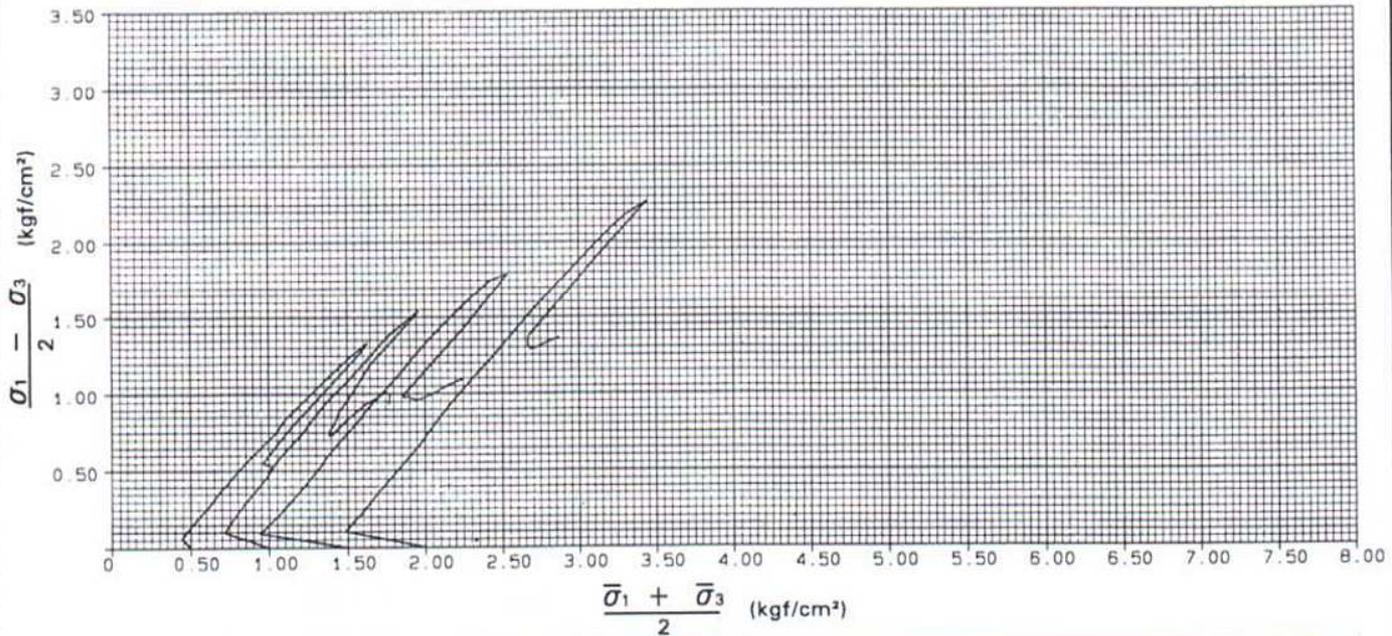
AMOSTRA 02

FURO

PI-01

PROFUNDIDADE 1,00-1,30

DATA 27/05/03



OPERADOR

CALCULISTA

APROVADO

ESCALA

1:50

ENSAIO TRIAXIAL

$$U \times \epsilon ; \Delta\sigma_1 \times \epsilon$$

CLIENTE

OBRA

REGISTRO

289

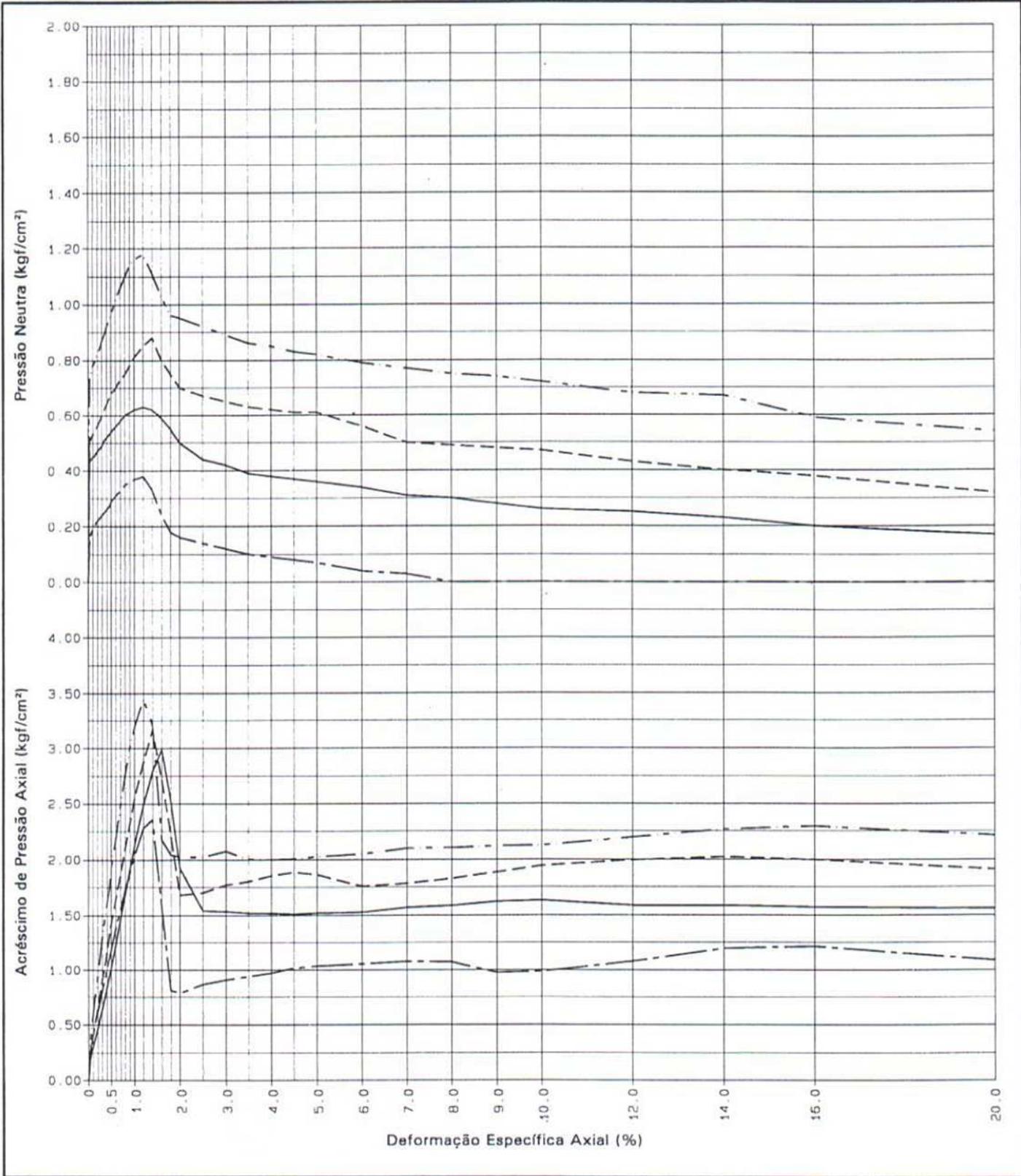
AMOSTRA 04

FURO

PI-01

PROFUNDIDADE 3,00-3,30

DATA 03/06/03



CP Nº	σ_3 (kgf/cm ²)	h_1 (%)	h_2 (%)	γ_0 (g/cm ³)	e_1 (%)	S_1 (%)	Legenda
03	0,50	21,2	24,2	1,685	0,67	89,5	-----
04	1,00	19,9	22,9	1,695	0,66	85,0	-----
11	1,50	19,8	23,6	1,713	0,64	87,1	-----
08	2,00	21,8	23,4	1,696	0,65	93,6	-----

OBSERVAÇÕES

Amostra Indeformada (BLOCO)

$$\delta = 2,805 \text{ g/cm}^3$$

OPERADOR

CALCULISTA

APROVADO

ESCALA

h: 1:125 v: 1:20
v: 1:50

ENSAIO TRIAXIAL

q x \bar{p} ; TENSÃO EFETIVA E TENSÃO TOTAL

CLIENTE

OBRA

REGISTRO

289

AMOSTRA 04

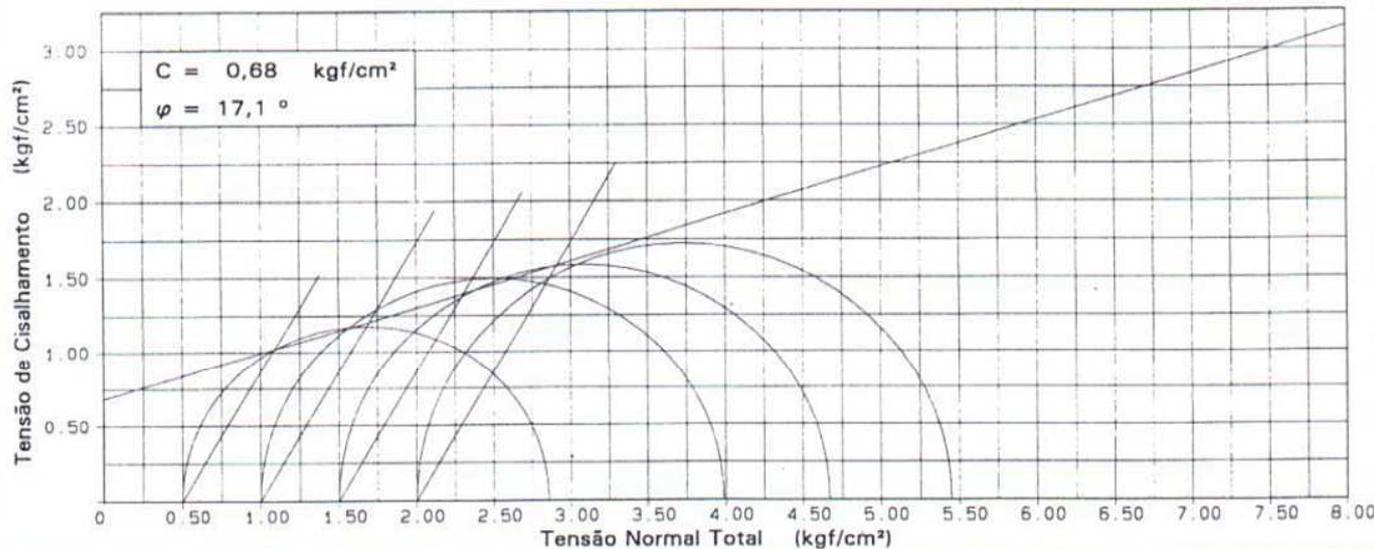
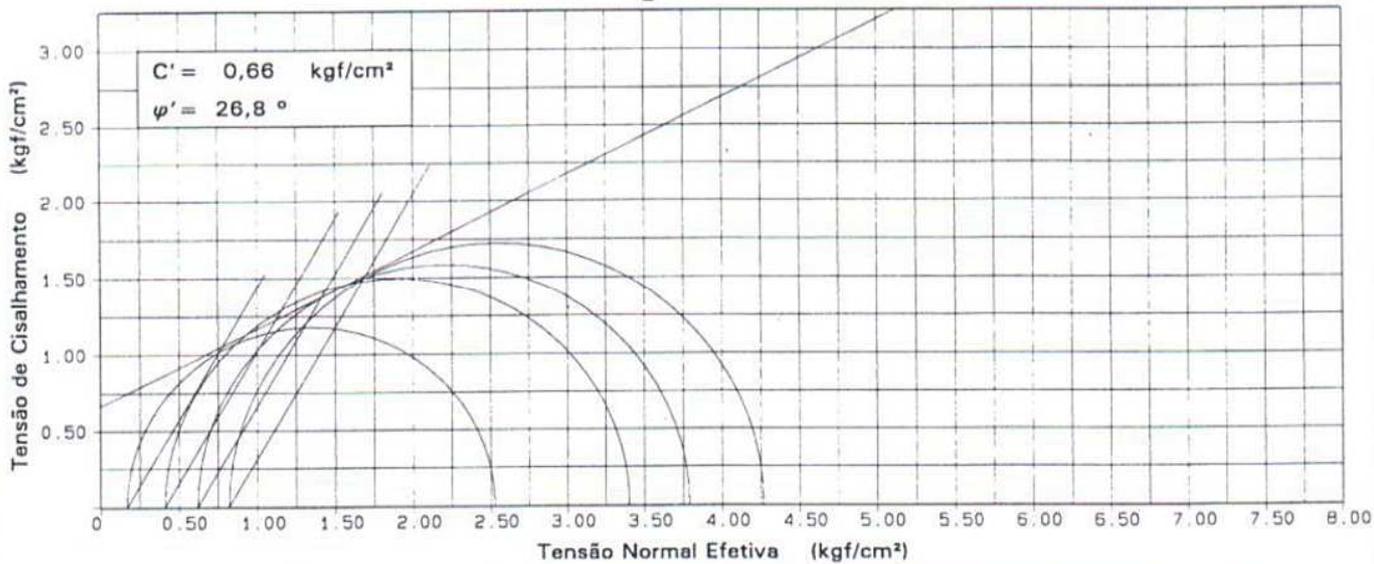
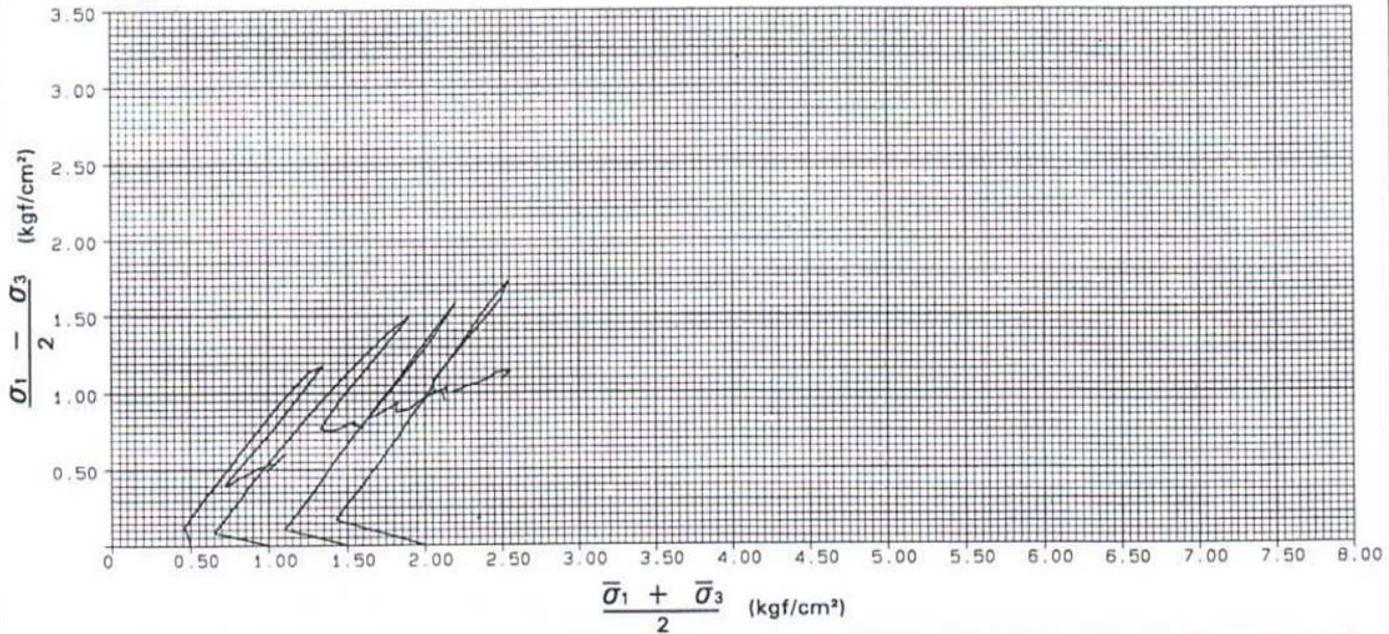
FURO

PI-01

PROFUNDIDADE

3,00-3,30

DATA 03/06/03



OPERADOR

CALCULISTA

APROVADO

ESCALA

1:50

ENSAIO TRIAXIAL

$U \times \epsilon ; \Delta\sigma_1 \times \epsilon$

CLIENTE

OBRA

REGISTRO

291

AMOSTRA

06

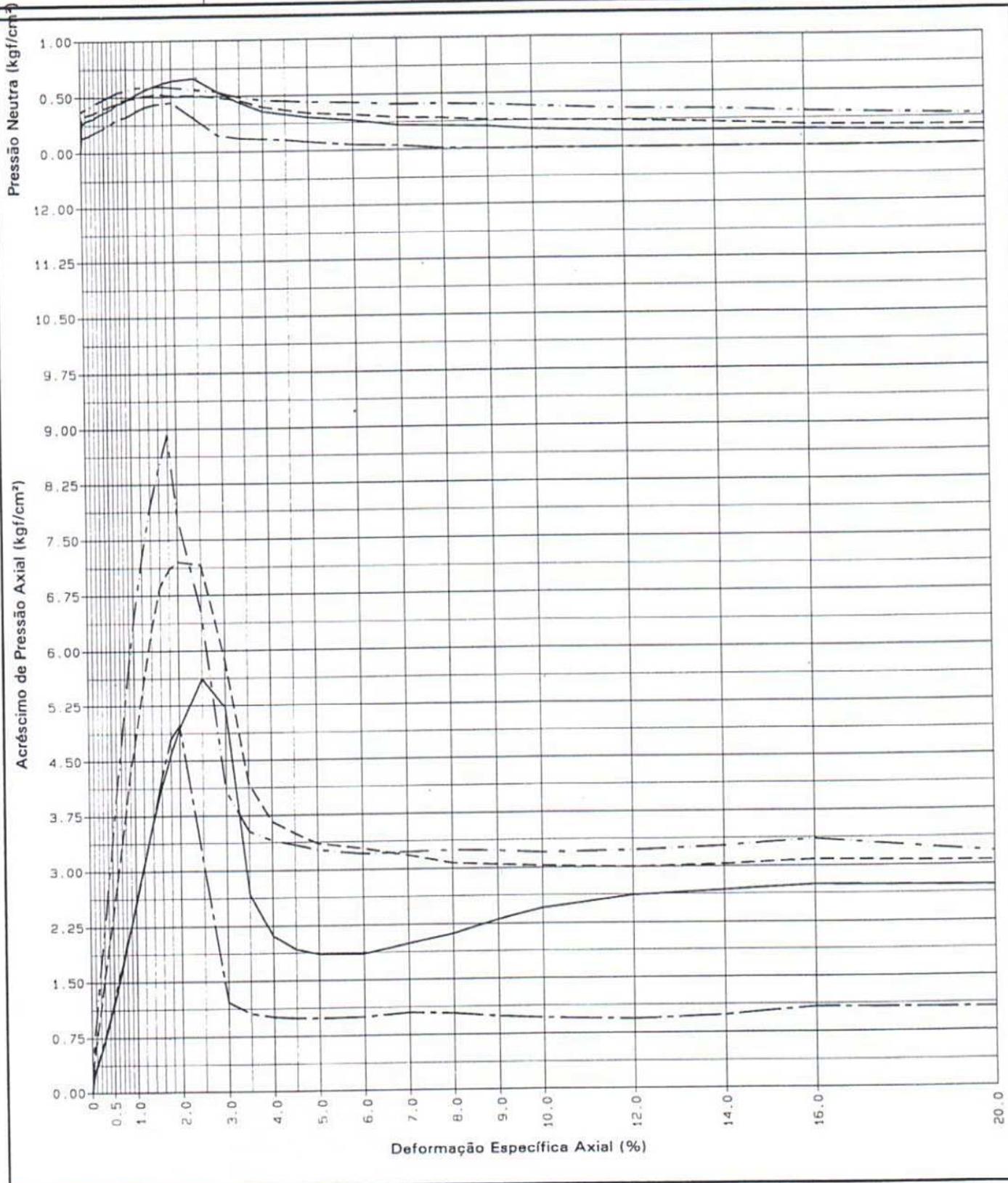
FURO

PI-01

PROFUNDIDADE

5,50-6,00

DATA 07/06/03



CP Nº	σ_a (kgf/cm ²)	h_i (%)	h_r (%)	γ_n (g/cm ³)	e_i	S_i (%)	Legenda
15	0,50	18,1	21,9	1,771	0,59	86,2	-----
13	1,00	18,2	23,0	1,708	0,65	78,9	_____
12	1,50	18,4	22,9	1,698	0,66	78,4	-----
07	2,00	18,2	23,4	1,679	0,68	75,5	-----

OBSERVAÇÕES

Amostra Indeformada (BLOCO)

$\delta = 2,819 \text{ g/cm}^3$

OPERADOR

CALCULISTA

APROVADO

ESCALA

h: 1:125 v: 1:50

v: 1:75

ENSAIO TRIAXIAL

$q \times \bar{p}$; TENSÃO EFETIVA E TENSÃO TOTAL

CLIENTE

OBRA

REGISTRO

291

AMOSTRA 06

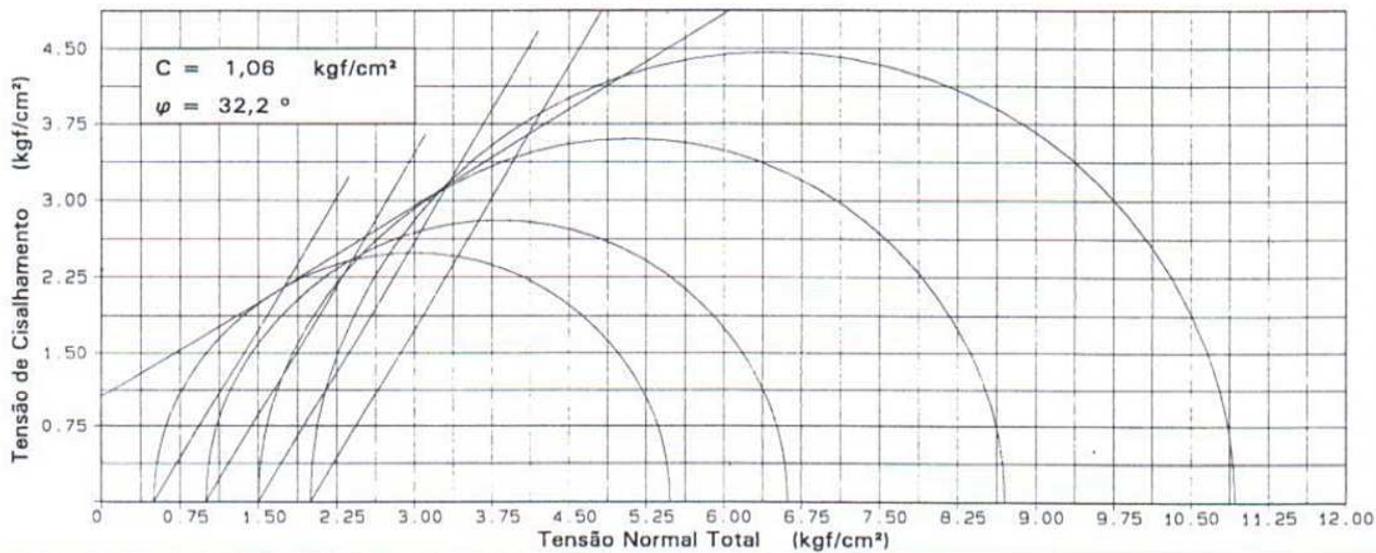
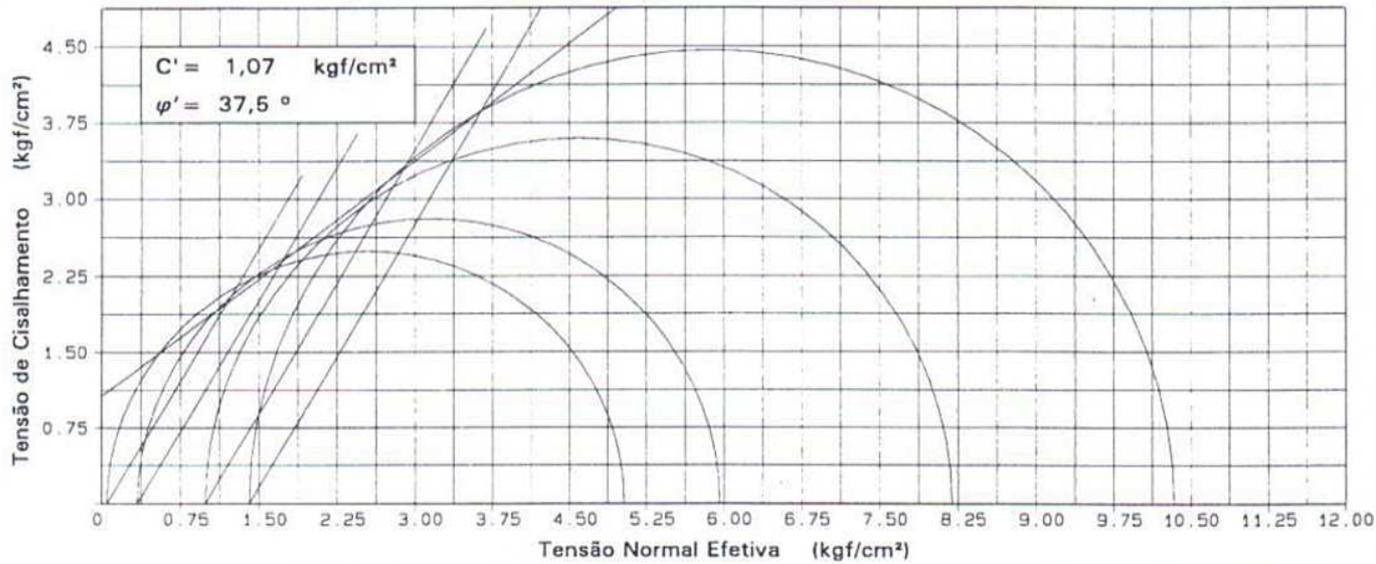
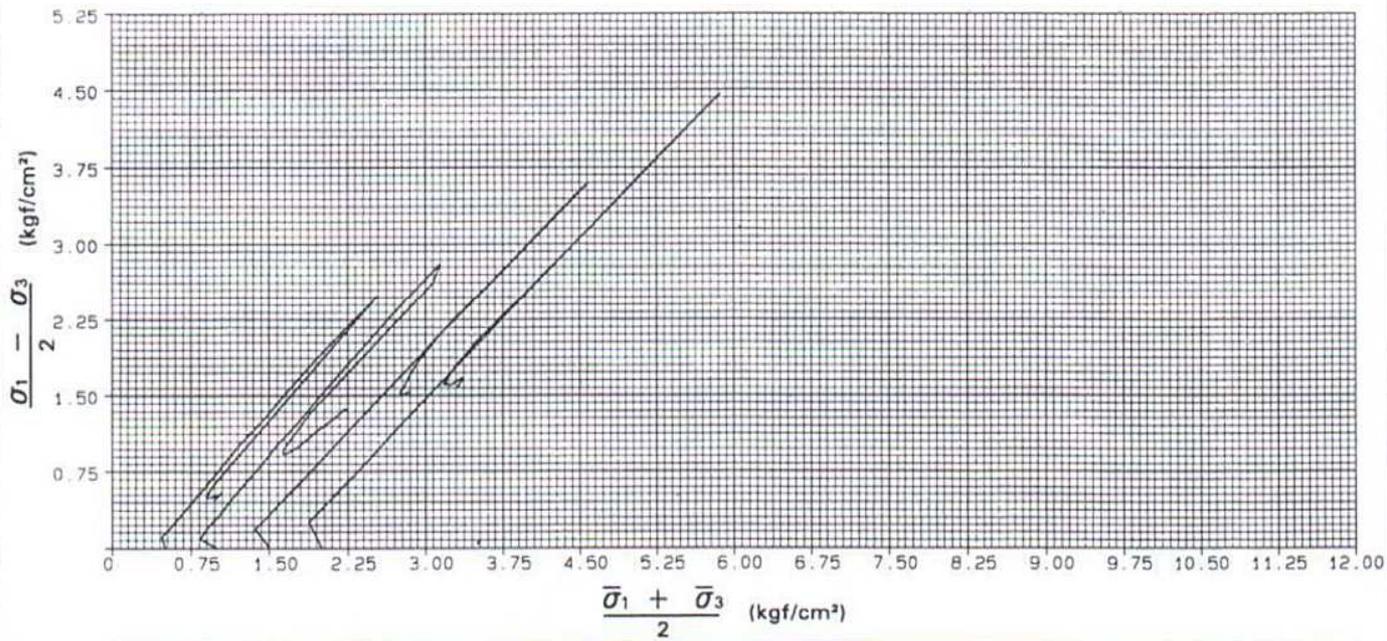
FURO

PI-01

PROFUNDIDADE

5,50-6,00

DATA 07/06/03



OPERADOR

CALCULISTA

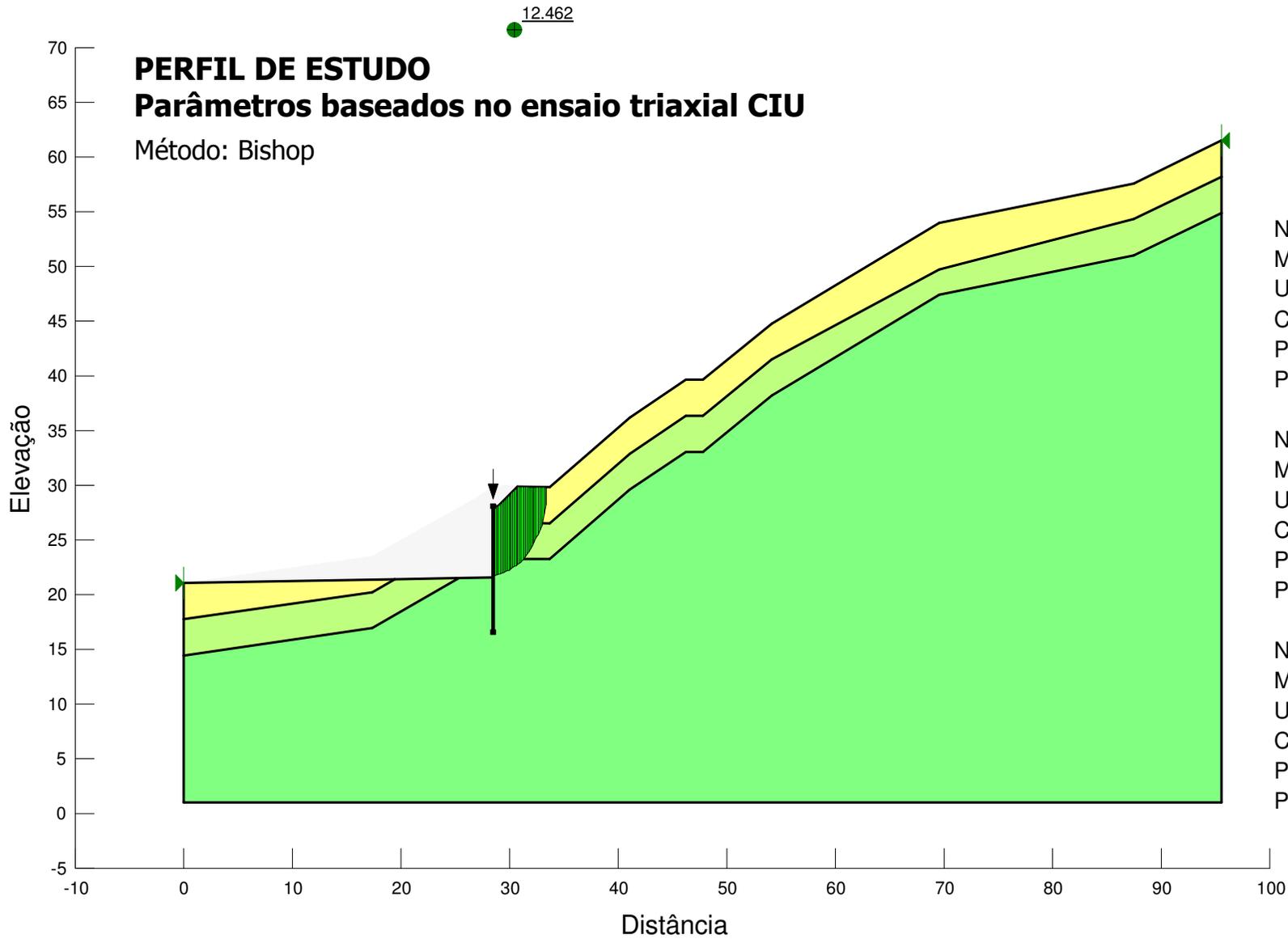
APROVADO

ESCALA

1:75

ANEXO D

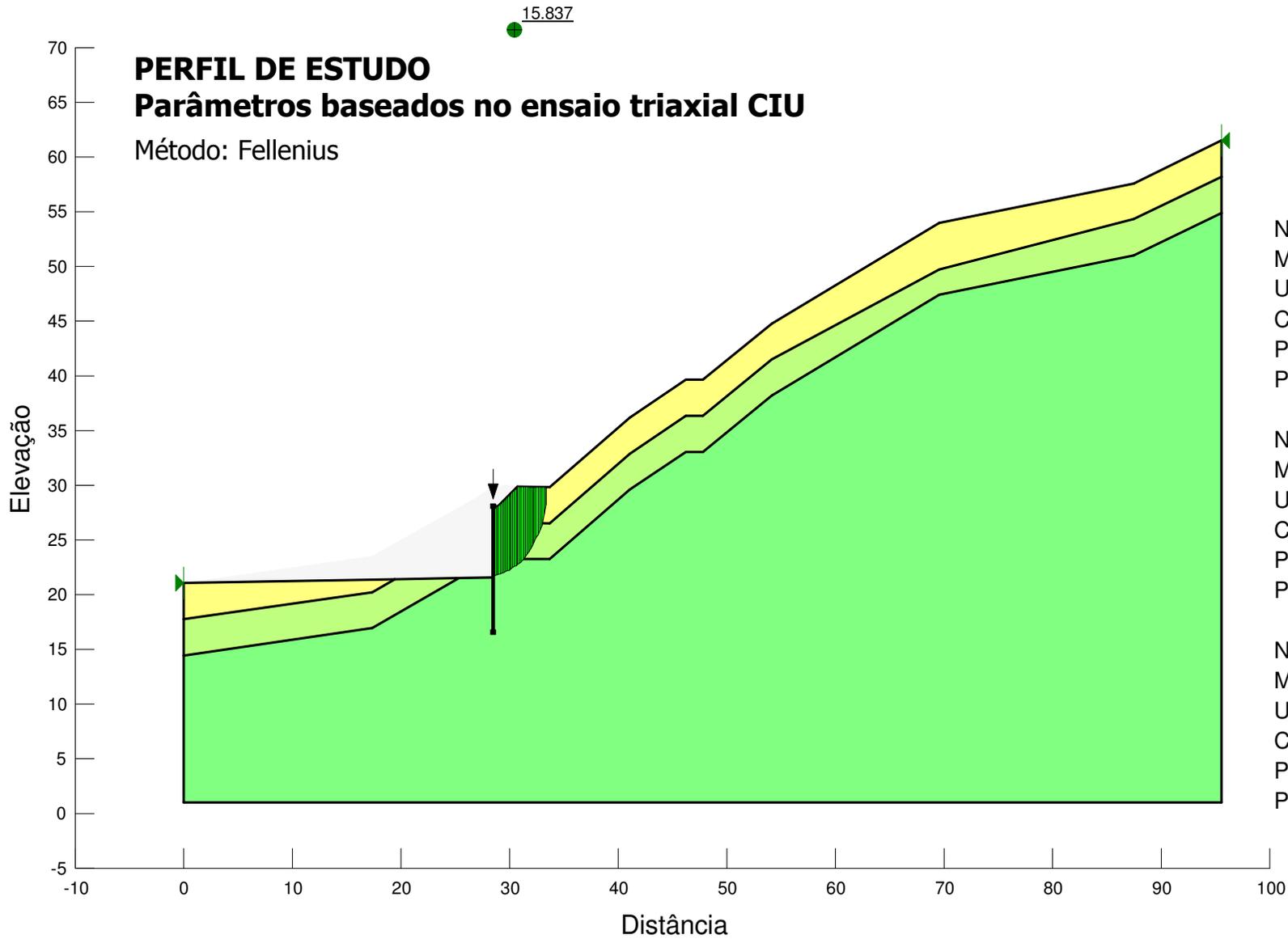
D.1 Apresentação gráfica das superfícies de ruptura pesquisadas



Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 63 kPa
 Phi: 22.3 °
 Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 68 kPa
 Phi: 17.1 °
 Phi-B: 0 °

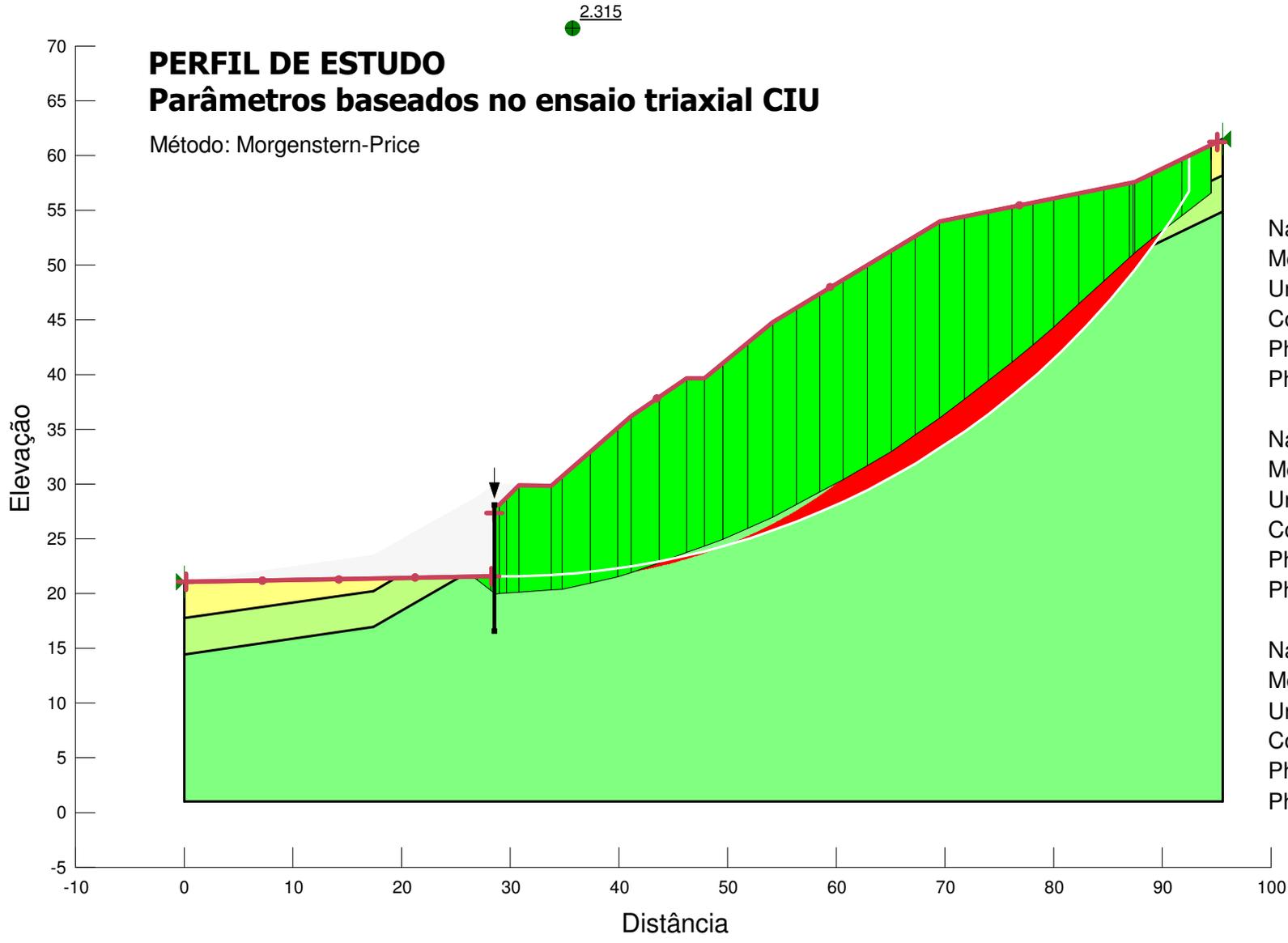
Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 106 kPa
 Phi: 32.2 °
 Phi-B: 0 °



Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 63 kPa
 Phi: 22.3 °
 Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 68 kPa
 Phi: 17.1 °
 Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 106 kPa
 Phi: 32.2 °
 Phi-B: 0 °



PERFIL DE ESTUDO
Parâmetros baseados no ensaio triaxial CIU

Método: Morgenstern-Price

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 63 kPa
 Phi: 22.3 °
 Phi-B: 0 °

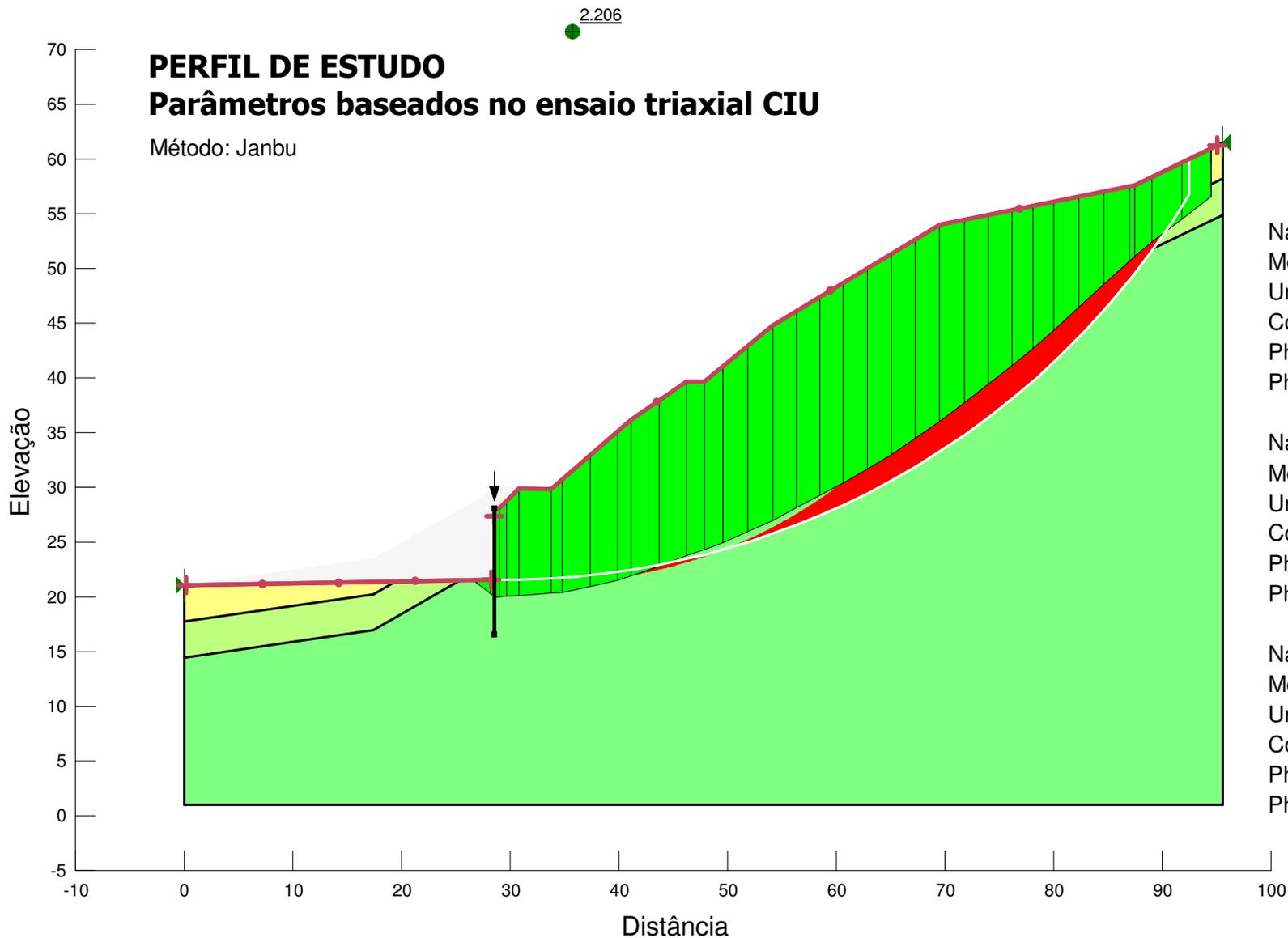
Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 68 kPa
 Phi: 17.1 °
 Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 106 kPa
 Phi: 32.2 °
 Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros baseados no ensaio triaxial CIU

Método: Janbu



Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 63 kPa
Phi: 22.3 °
Phi-B: 0 °

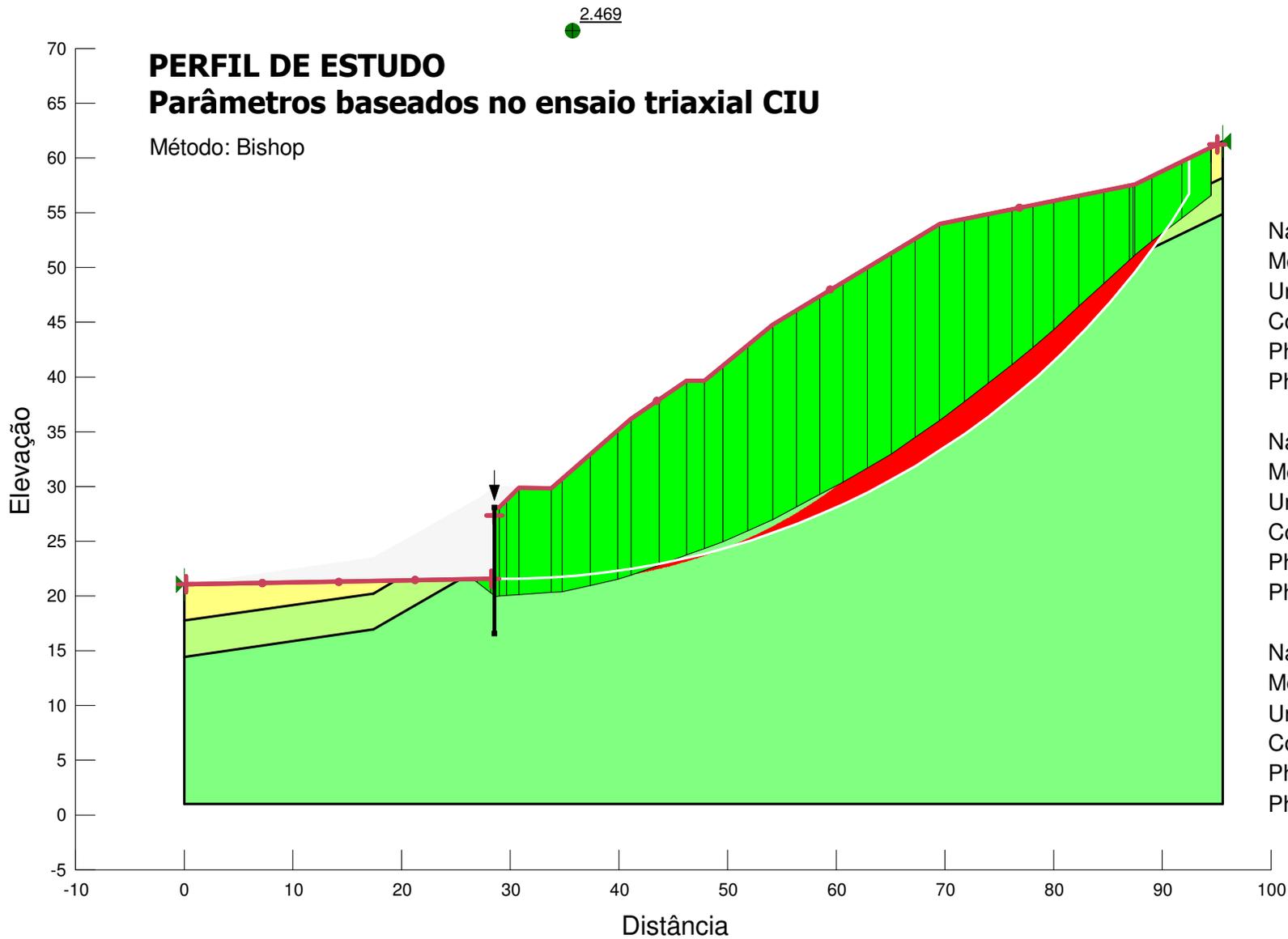
Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 68 kPa
Phi: 17.1 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 106 kPa
Phi: 32.2 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros baseados no ensaio triaxial CIU

Método: Bishop



Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 63 kPa
Phi: 22.3 °
Phi-B: 0 °

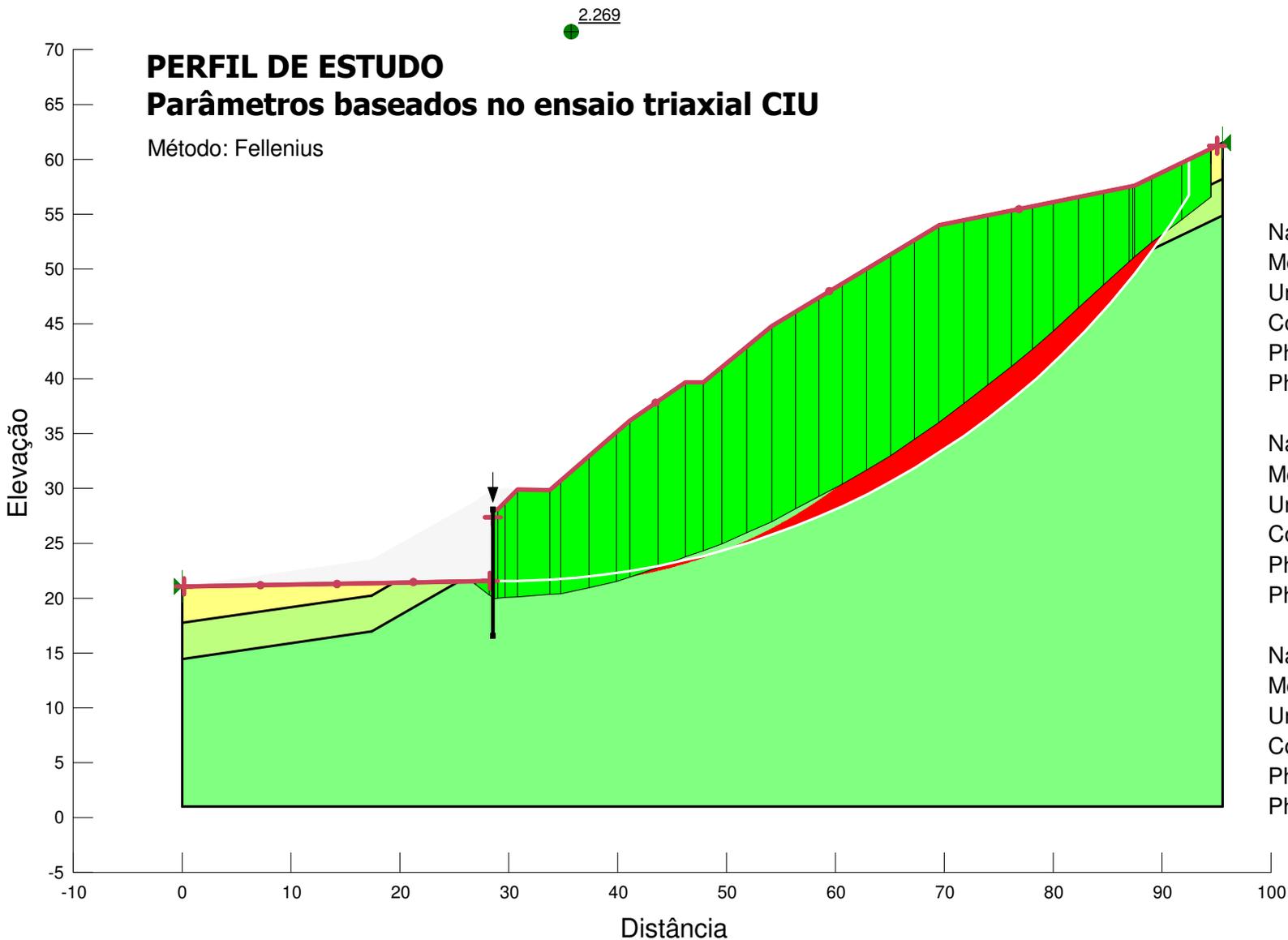
Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 68 kPa
Phi: 17.1 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 106 kPa
Phi: 32.2 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros baseados no ensaio triaxial CIU

Método: Fellenius



Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 63 kPa
Phi: 22.3 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 68 kPa
Phi: 17.1 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 106 kPa
Phi: 32.2 °
Phi-B: 0 °

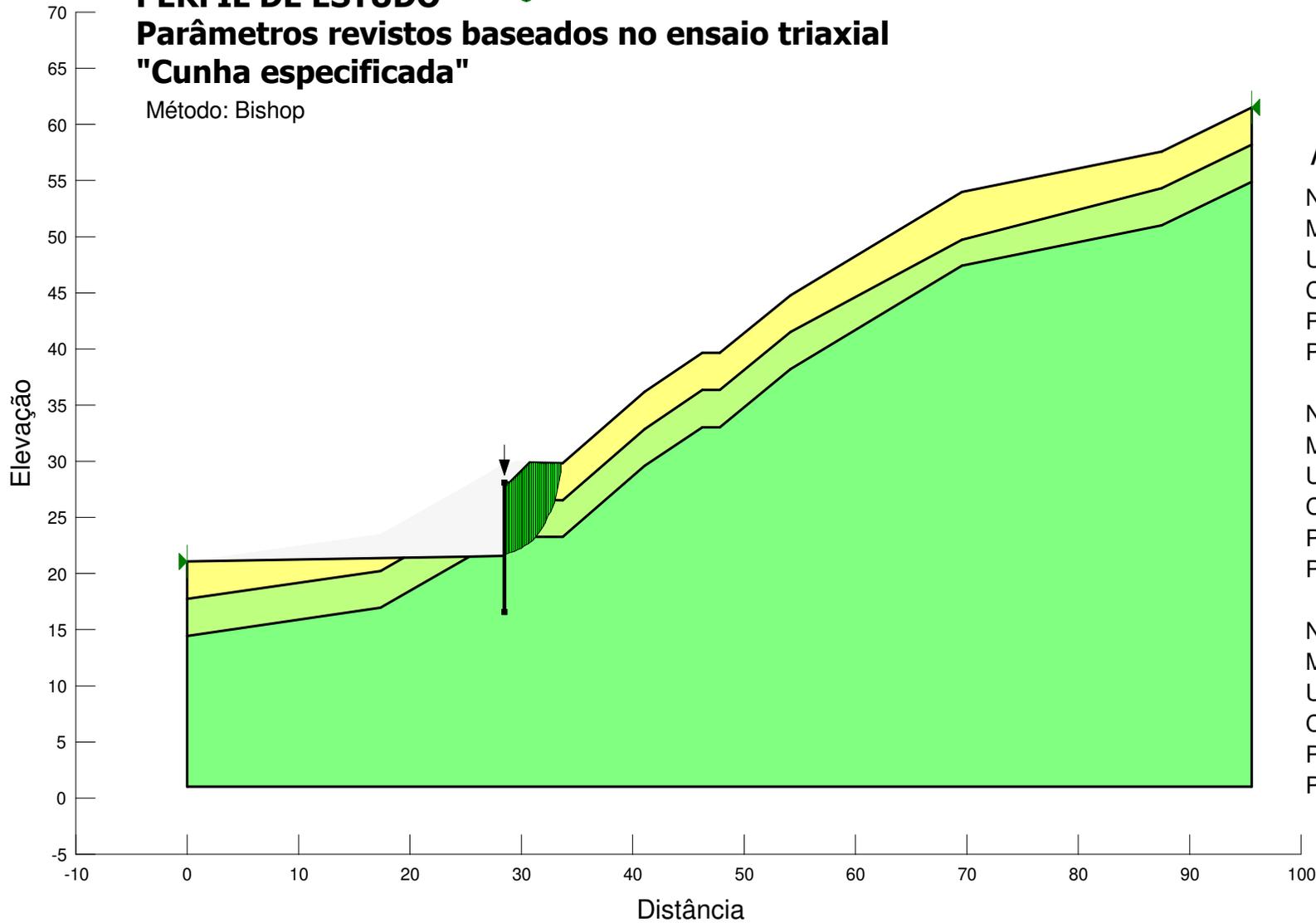
PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio triaxial

"Cunha especificada"

Método: Bishop

12.271



Parâmetros de pico:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 61.2 kPa
Phi: 23.8 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 79.9 kPa
Phi: 15.5 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 93.4 kPa
Phi: 40.5 °
Phi-B: 0 °

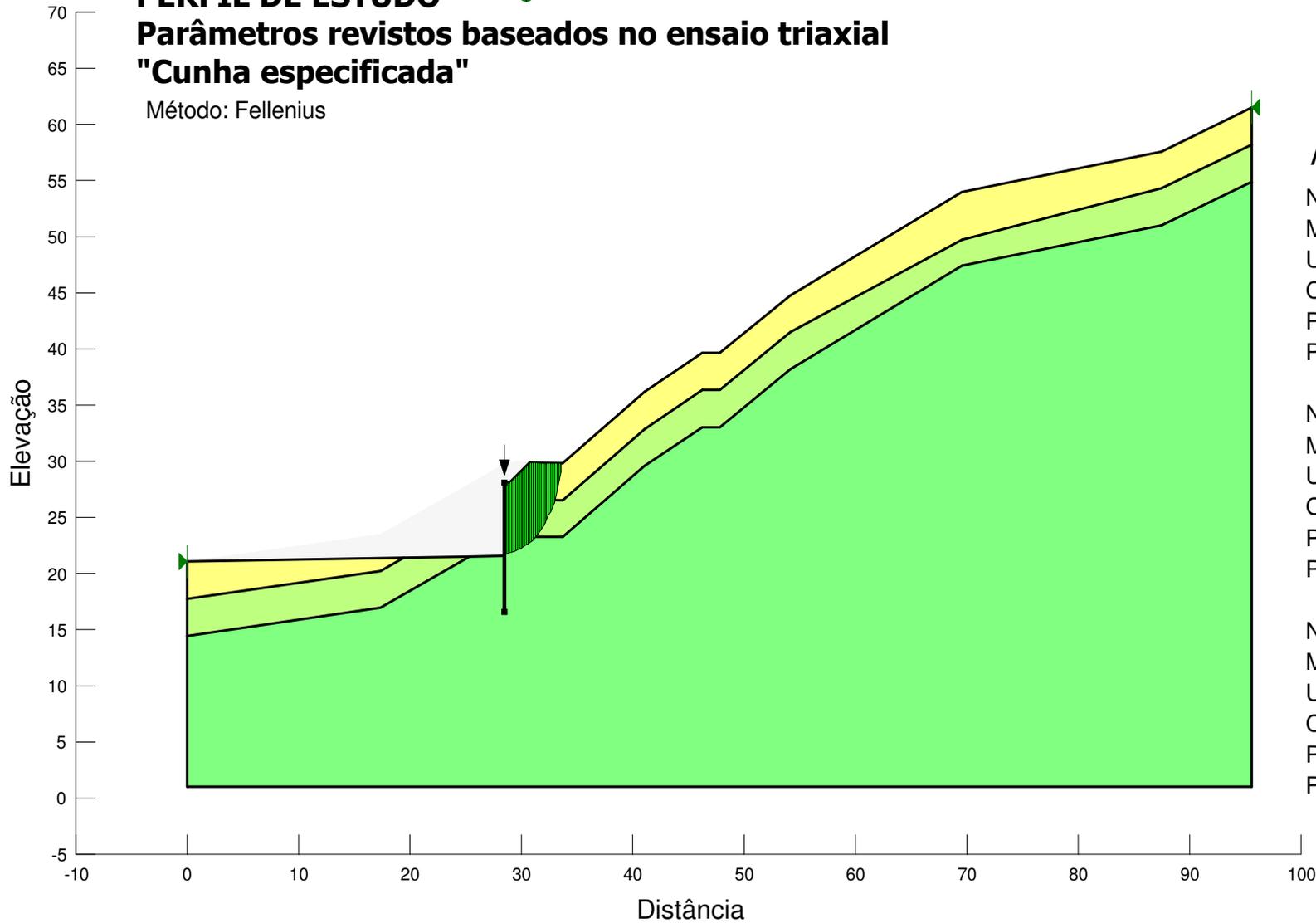
PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio triaxial

"Cunha especificada"

Método: Fellenius

16.225



Parâmetros de pico:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 61.2 kPa
Phi: 23.8 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 79.9 kPa
Phi: 15.5 °
Phi-B: 0 °

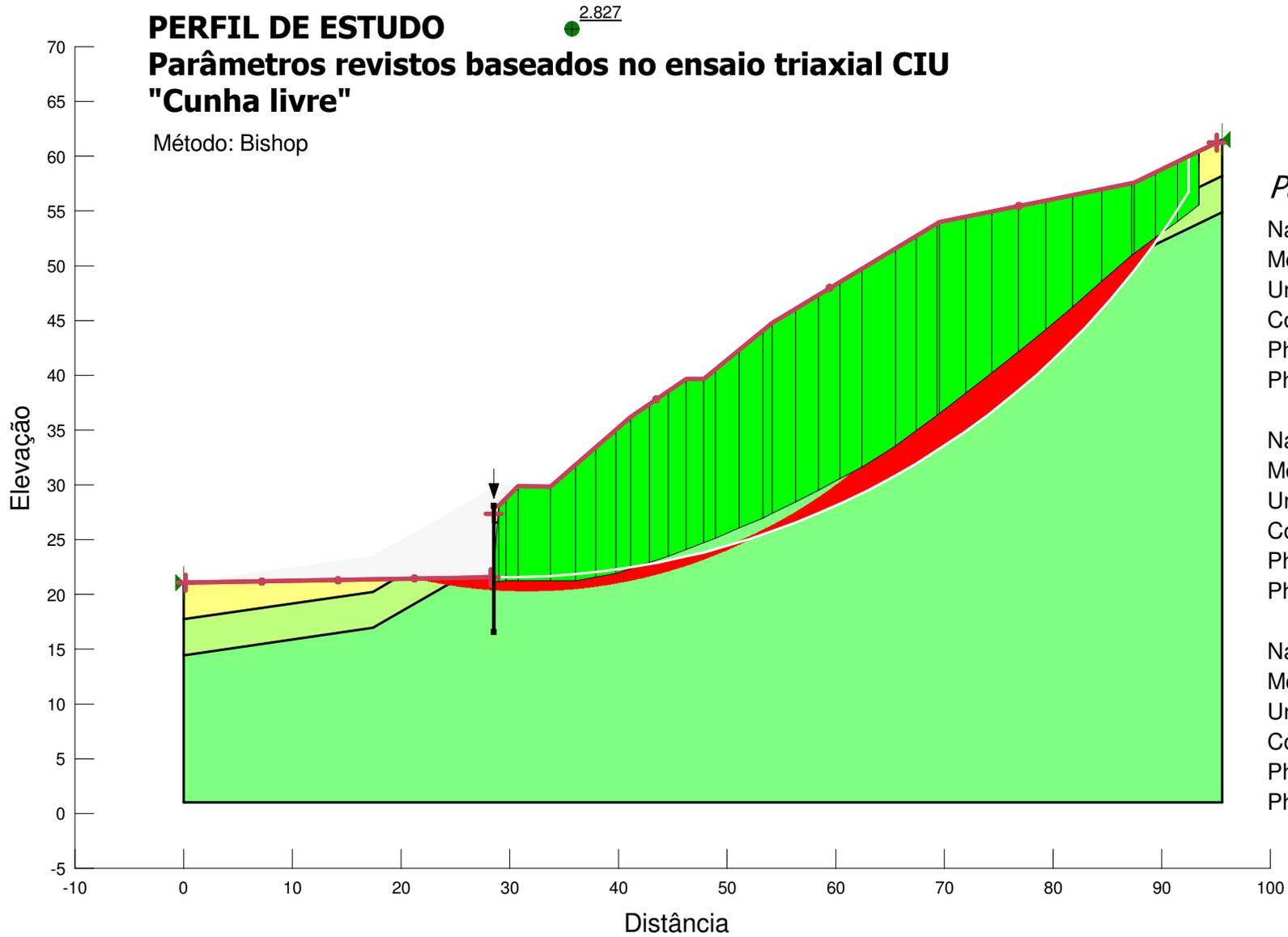
Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 93.4 kPa
Phi: 40.5 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio triaxial CIU

"Cunha livre"

Método: Bishop



Parâmetros de pico:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 61.2 kPa
Phi: 23.8 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 79.9 kPa
Phi: 15.5 °
Phi-B: 0 °

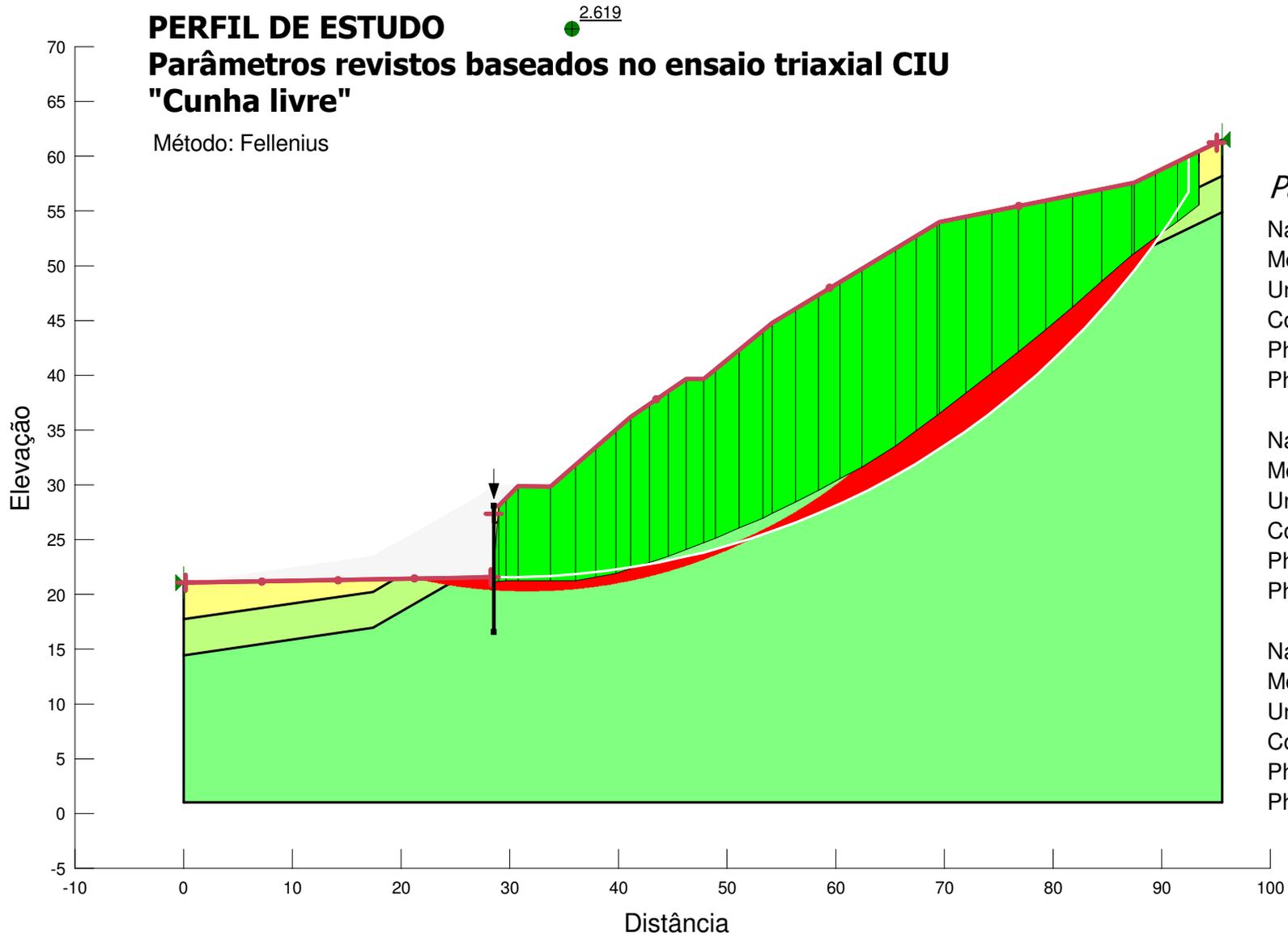
Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21.7 kN/m³
Cohesion: 93.4 kPa
Phi: 40.5 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio triaxial CIU

"Cunha livre"

Método: Fellenius



Parâmetros de pico:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 61.2 kPa
 Phi: 23.8 °
 Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 79.9 kPa
 Phi: 15.5 °
 Phi-B: 0 °

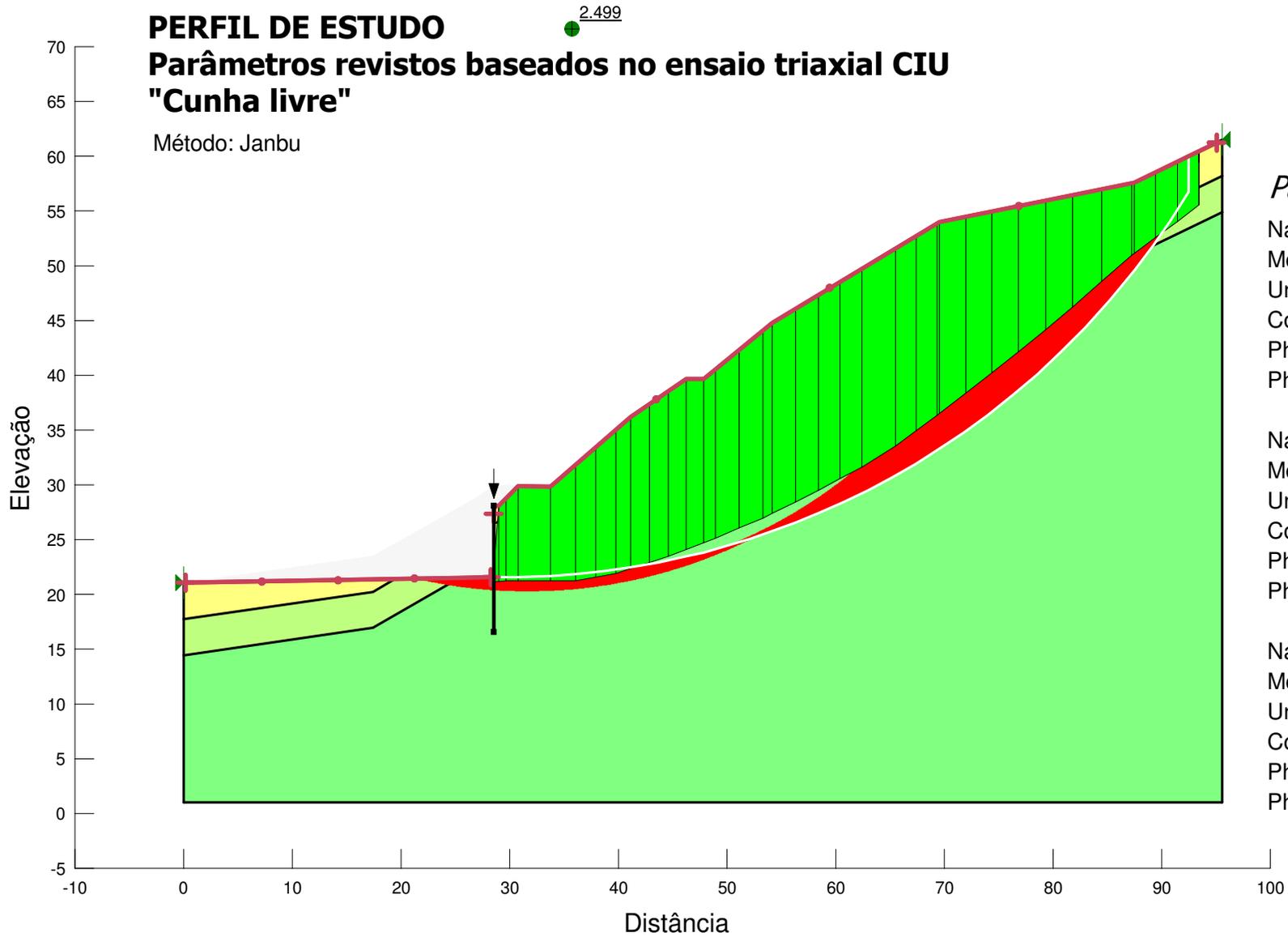
Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 21.7 kN/m³
 Cohesion: 93.4 kPa
 Phi: 40.5 °
 Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio triaxial CIU

"Cunha livre"

Método: Janbu



Parâmetros de pico:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 61.2 kPa
Phi: 23.8 °
Phi-B: 0 °

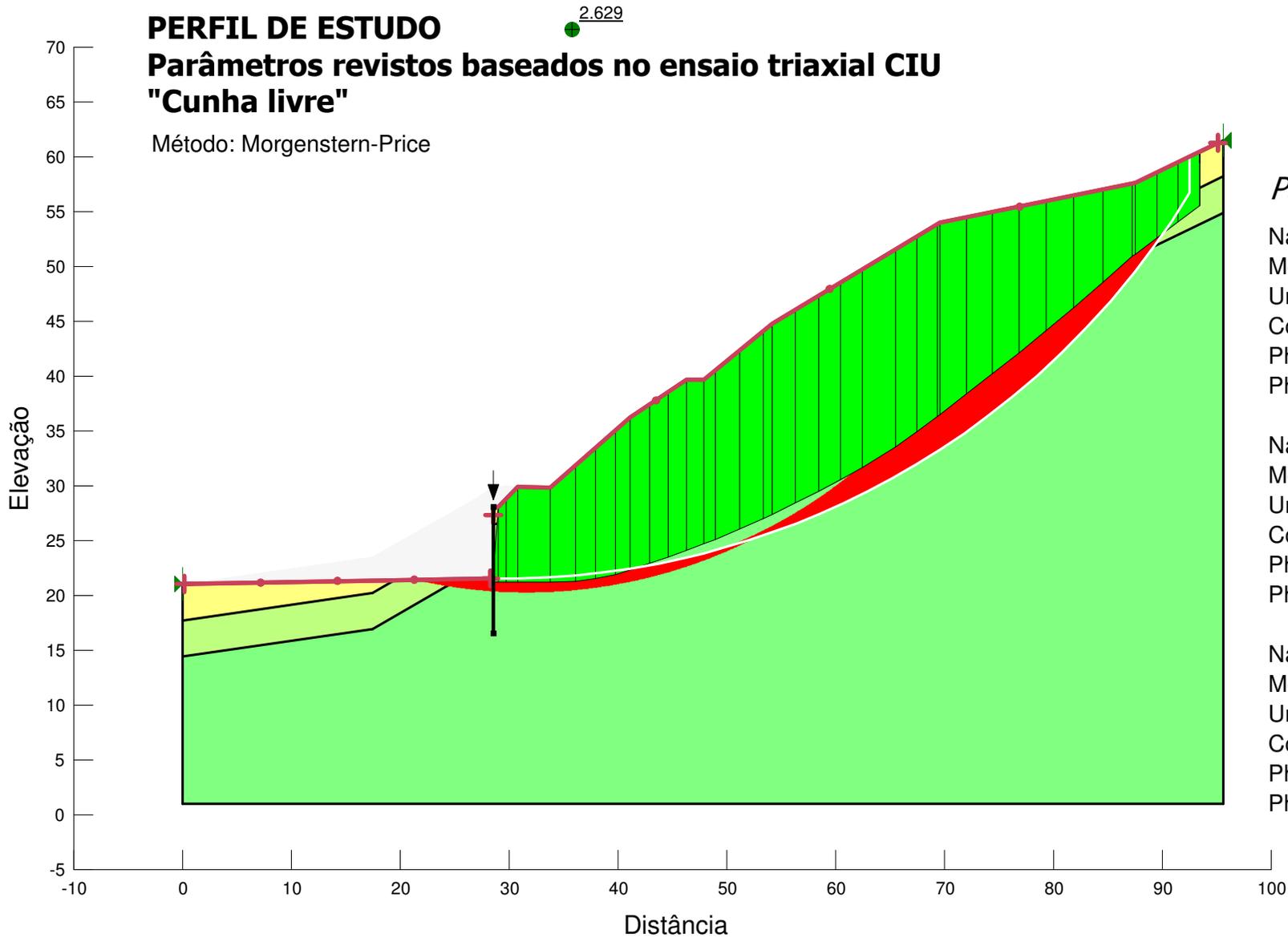
Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 79.9 kPa
Phi: 15.5 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21.7 kN/m³
Cohesion: 93.4 kPa
Phi: 40.5 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio triaxial CIU "Cunha livre"

Método: Morgenstern-Price



Parâmetros de pico:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 61.2 kPa

Phi: 23.8 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 79.9 kPa

Phi: 15.5 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 21.7 kN/m³

Cohesion: 93.4 kPa

Phi: 40.5 °

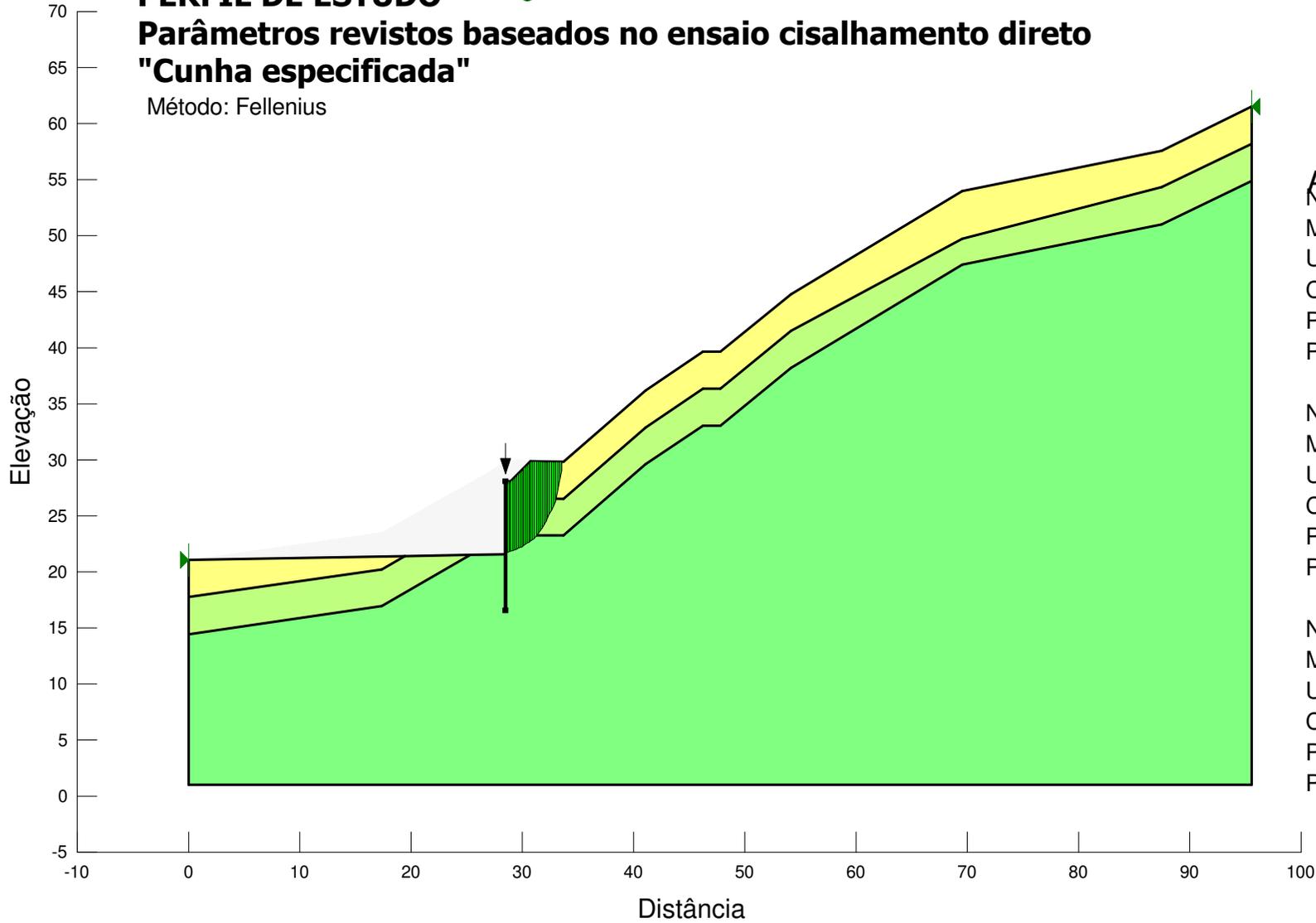
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio cisalhamento direto "Cunha especificada"

Método: Fellenius

6.451



Parâmetros residuais:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 25 kPa

Phi: 26 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 21 kPa

Phi: 31 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 21.7 kN/m³

Cohesion: 37 kPa

Phi: 19 °

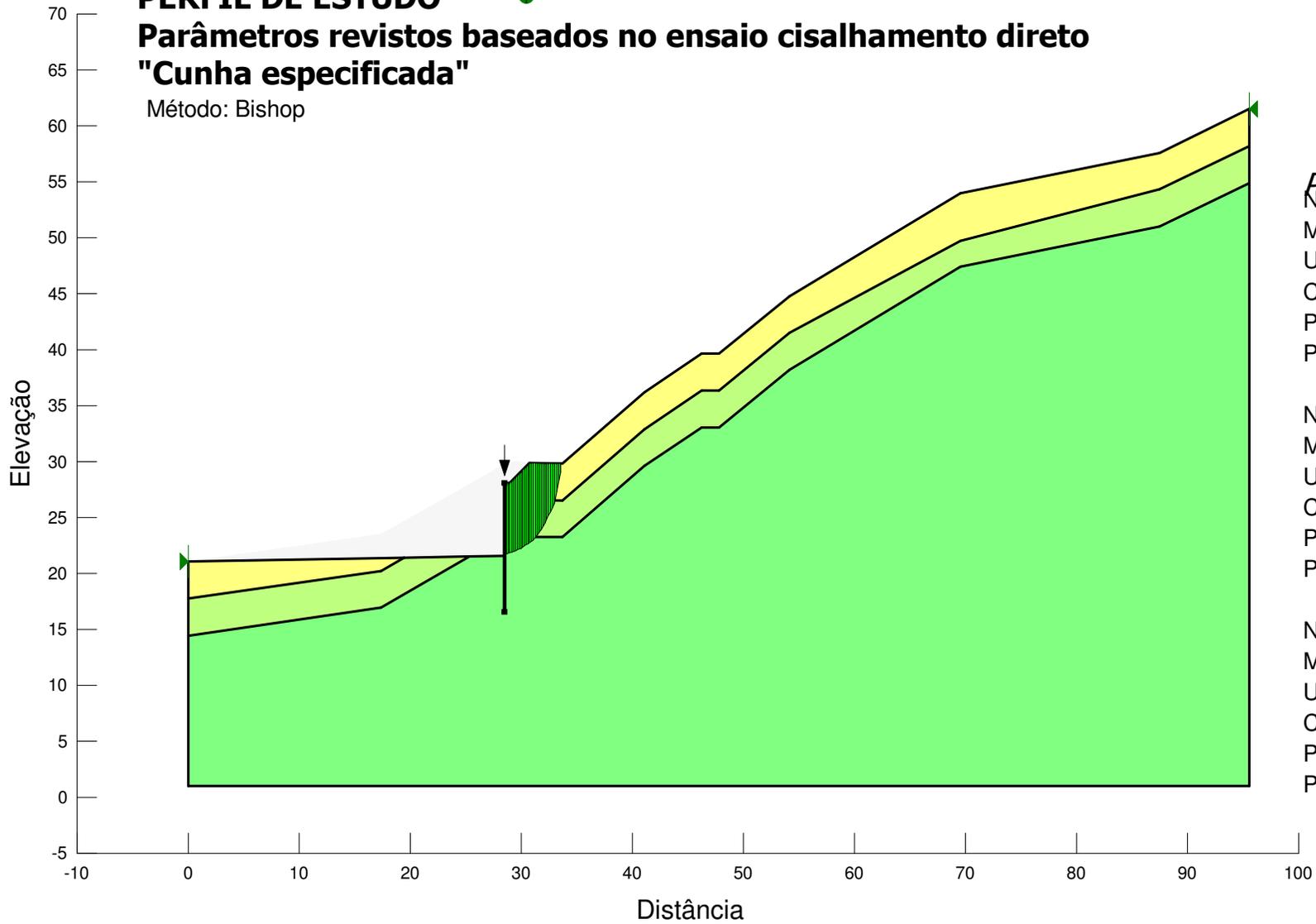
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio cisalhamento direto "Cunha especificada"

Método: Bishop

6.253



Parâmetros residuais:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 25 kPa

Phi: 26 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 21 kPa

Phi: 31 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 21.7 kN/m³

Cohesion: 37 kPa

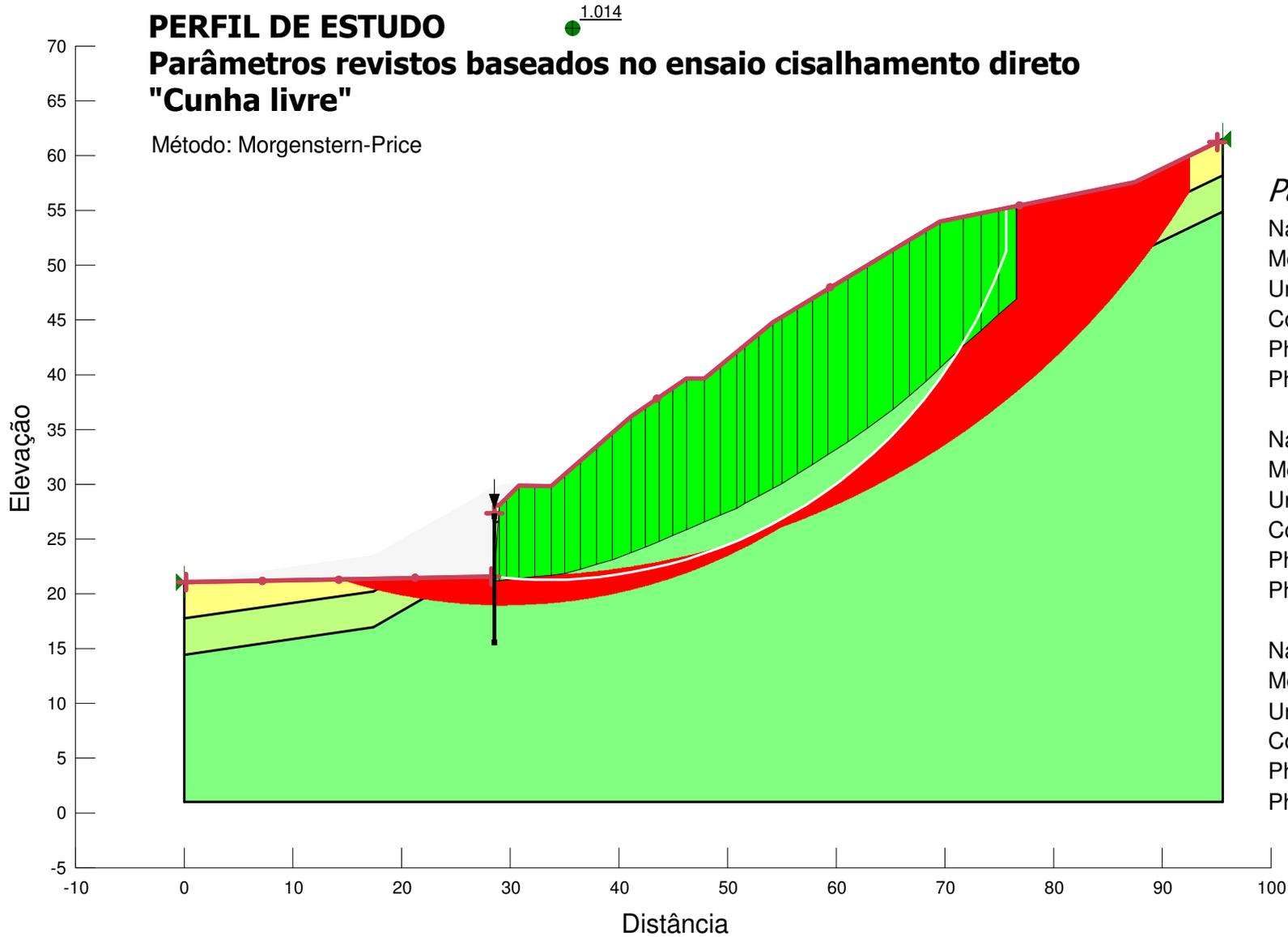
Phi: 19 °

Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio cisalhamento direto "Cunha livre"

Método: Morgenstern-Price



Parâmetros residuais:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 25 kPa

Phi: 26 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 21 kPa

Phi: 31 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 21.7 kN/m³

Cohesion: 37 kPa

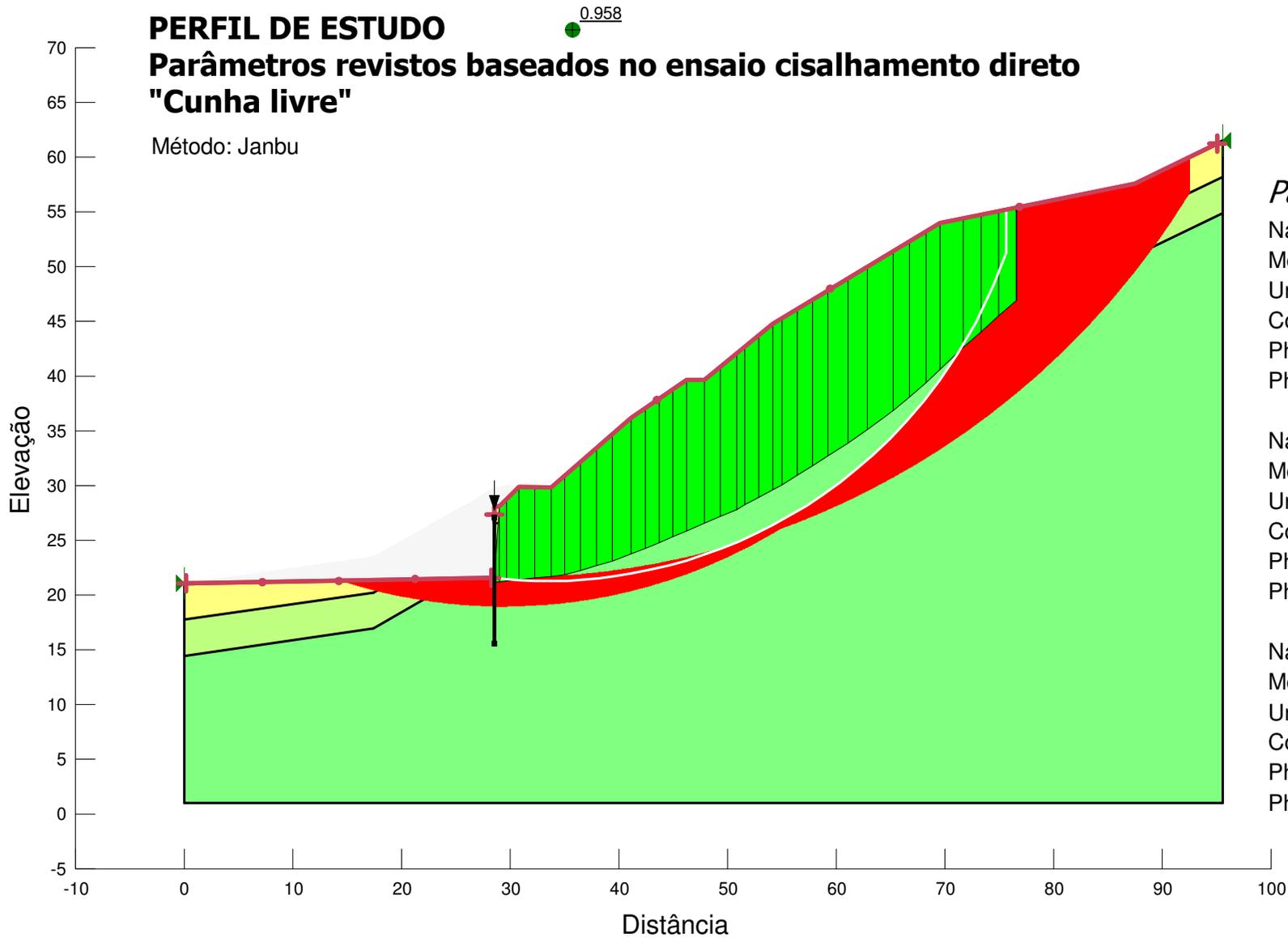
Phi: 19 °

Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio cisalhamento direto "Cunha livre"

Método: Janbu



Parâmetros residuais:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 25 kPa
Phi: 26 °
Phi-B: 0 °

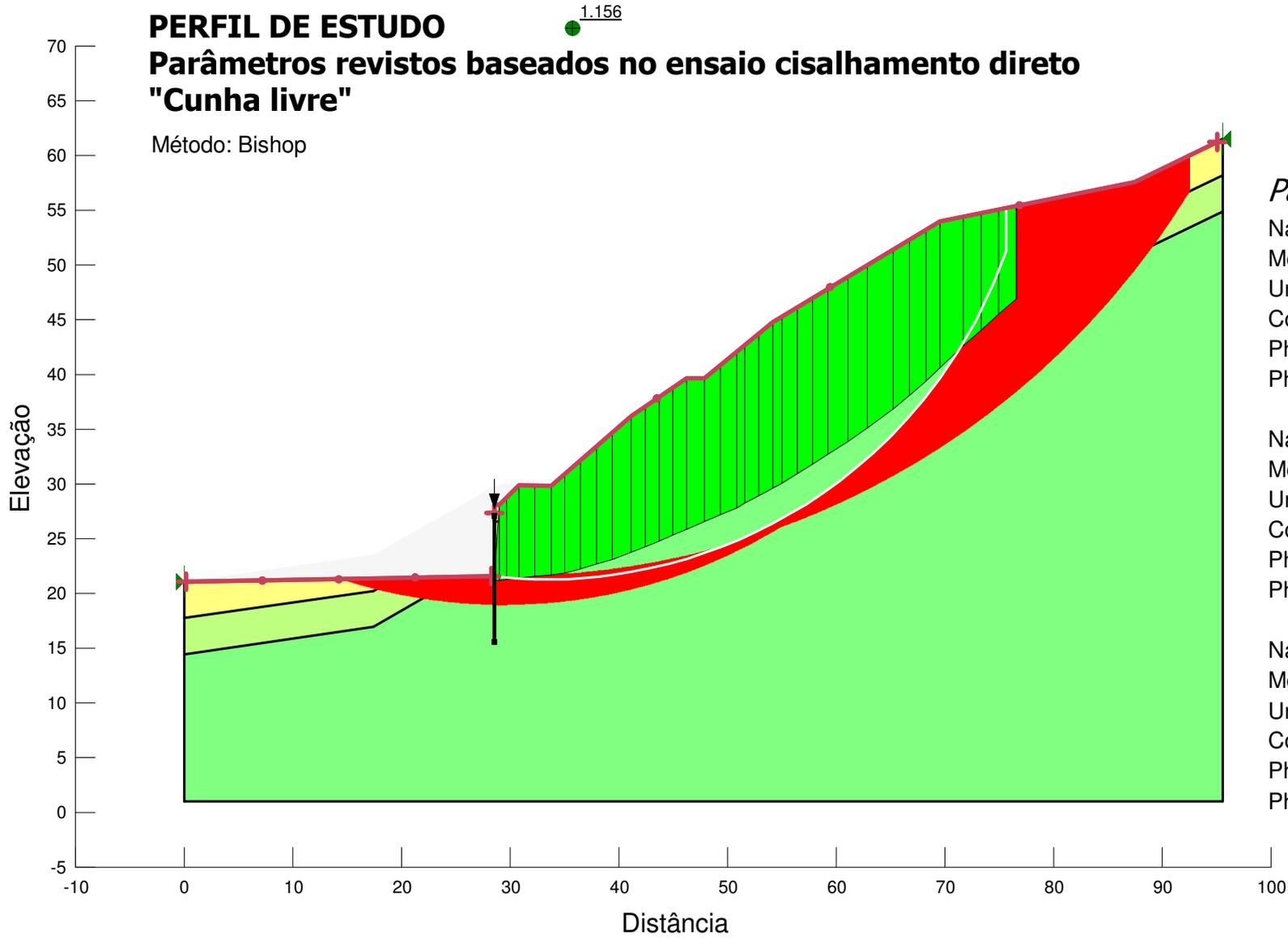
Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 21 kPa
Phi: 31 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21.7 kN/m³
Cohesion: 37 kPa
Phi: 19 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio cisalhamento direto "Cunha livre"

Método: Bishop



Parâmetros residuais:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 25 kPa

Phi: 26 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 21 kPa

Phi: 31 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 21.7 kN/m³

Cohesion: 37 kPa

Phi: 19 °

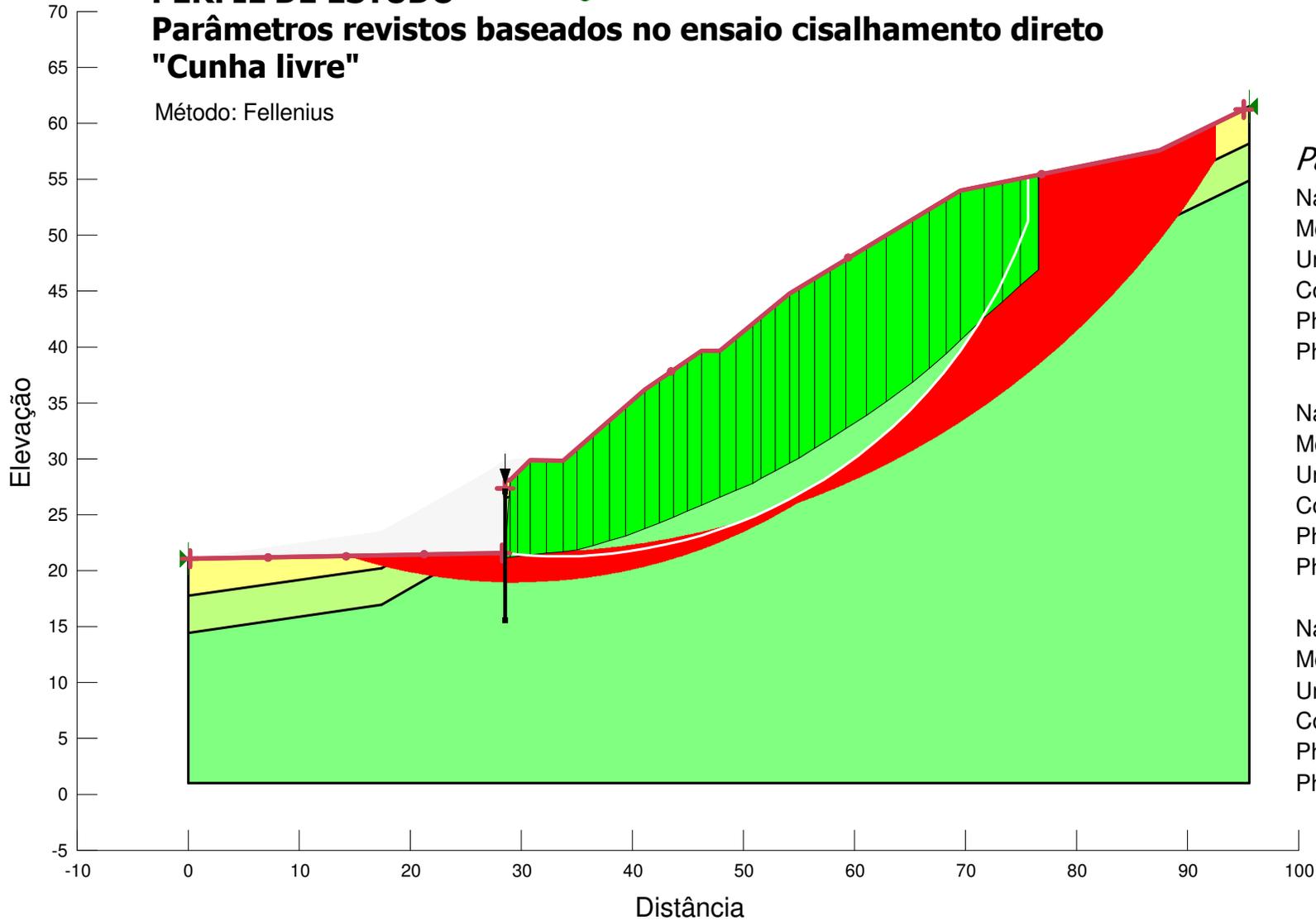
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio cisalhamento direto "Cunha livre"

Método: Fellenius

1.032



Parâmetros residuais:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 25 kPa

Phi: 26 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 21 kPa

Phi: 31 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 21.7 kN/m³

Cohesion: 37 kPa

Phi: 19 °

Phi-B: 0 °

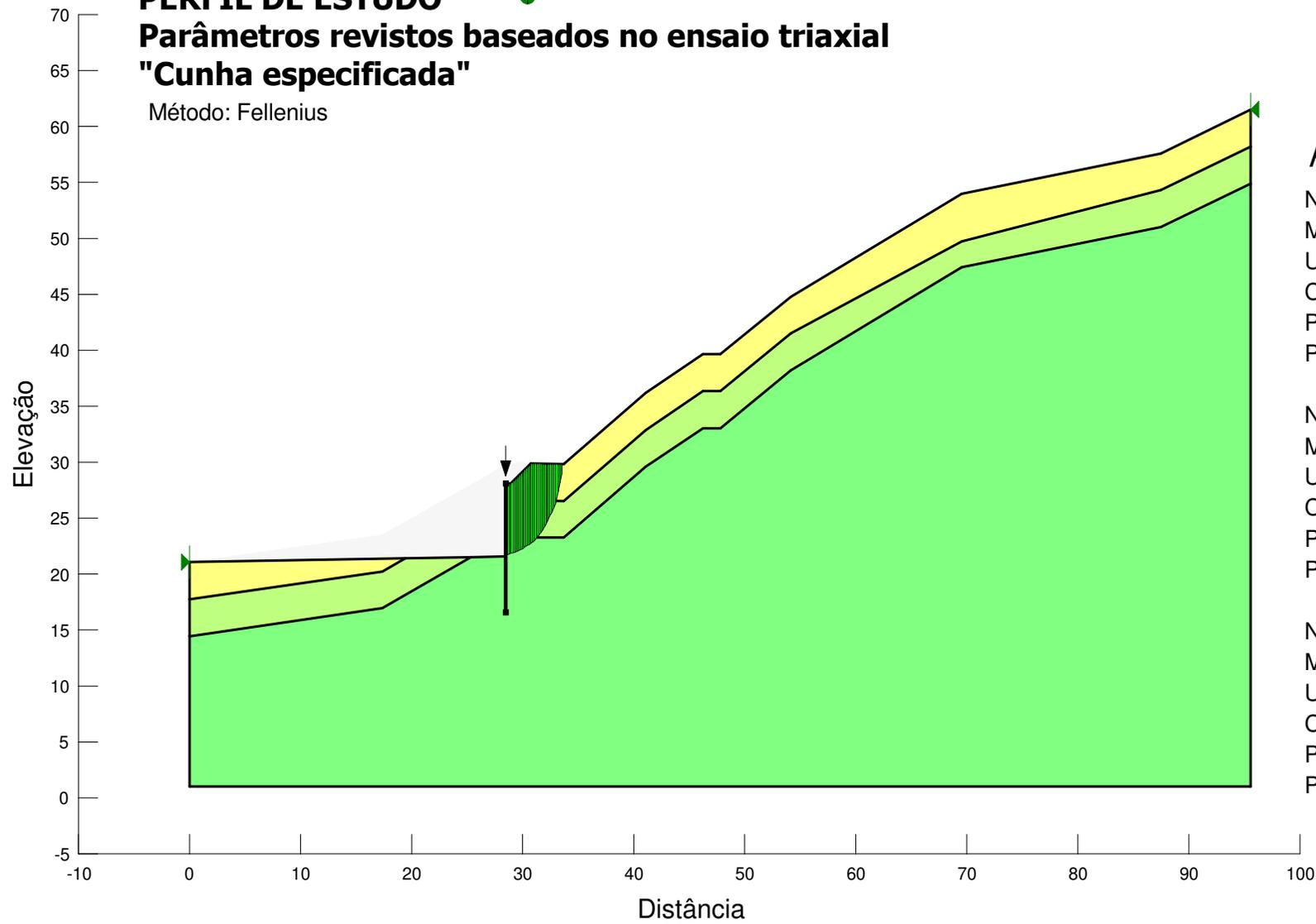
PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio triaxial

"Cunha especificada"

Método: Fellenius

11.981



Parâmetros de pico:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 45 kPa
Phi: 23 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 32 kPa
Phi: 30 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21.7 kN/m³
Cohesion: 119 kPa
Phi: 21 °
Phi-B: 0 °

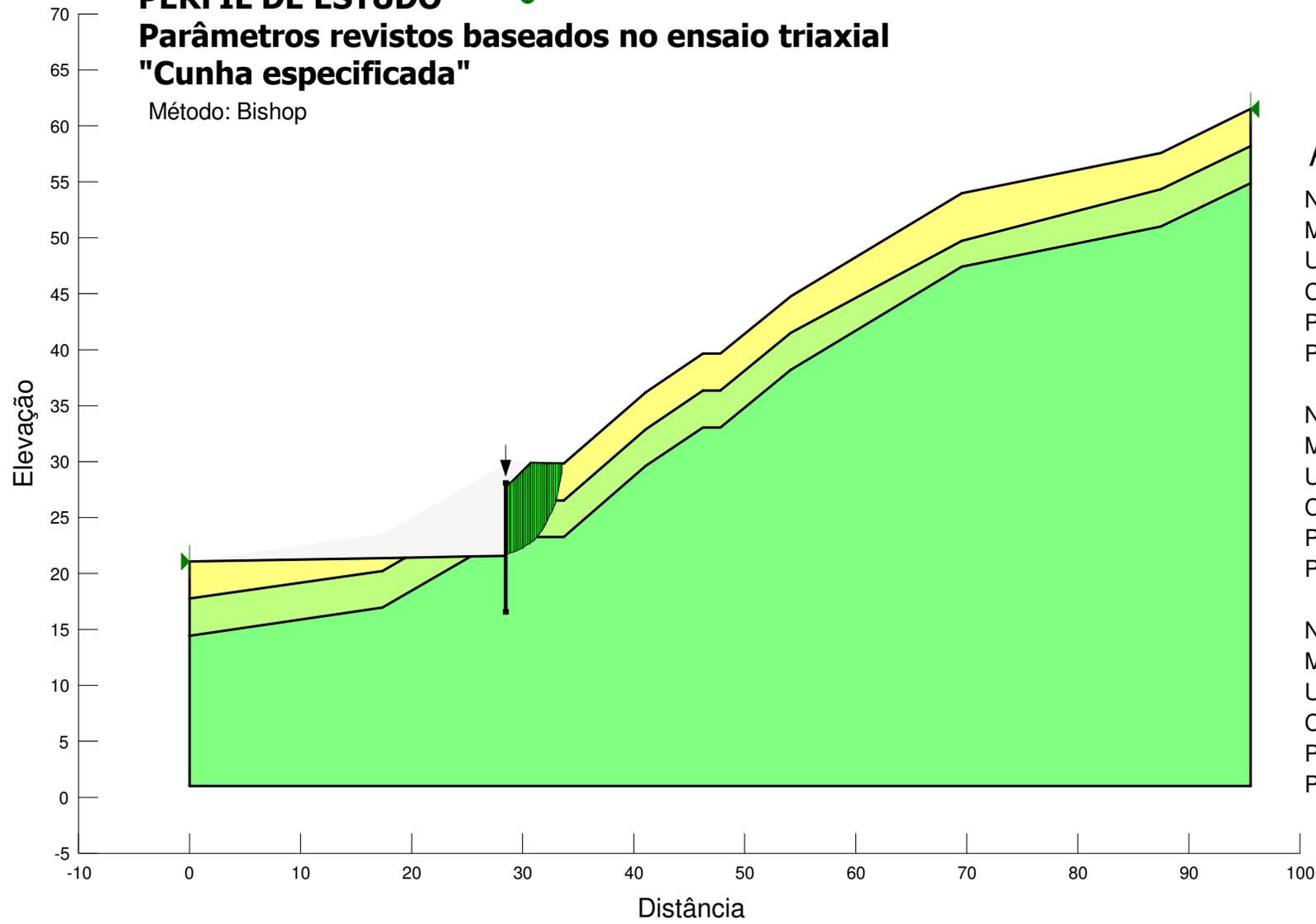
PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio triaxial

"Cunha especificada"

Método: Bishop

9.908



Parâmetros de pico:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 45 kPa
Phi: 23 °
Phi-B: 0 °

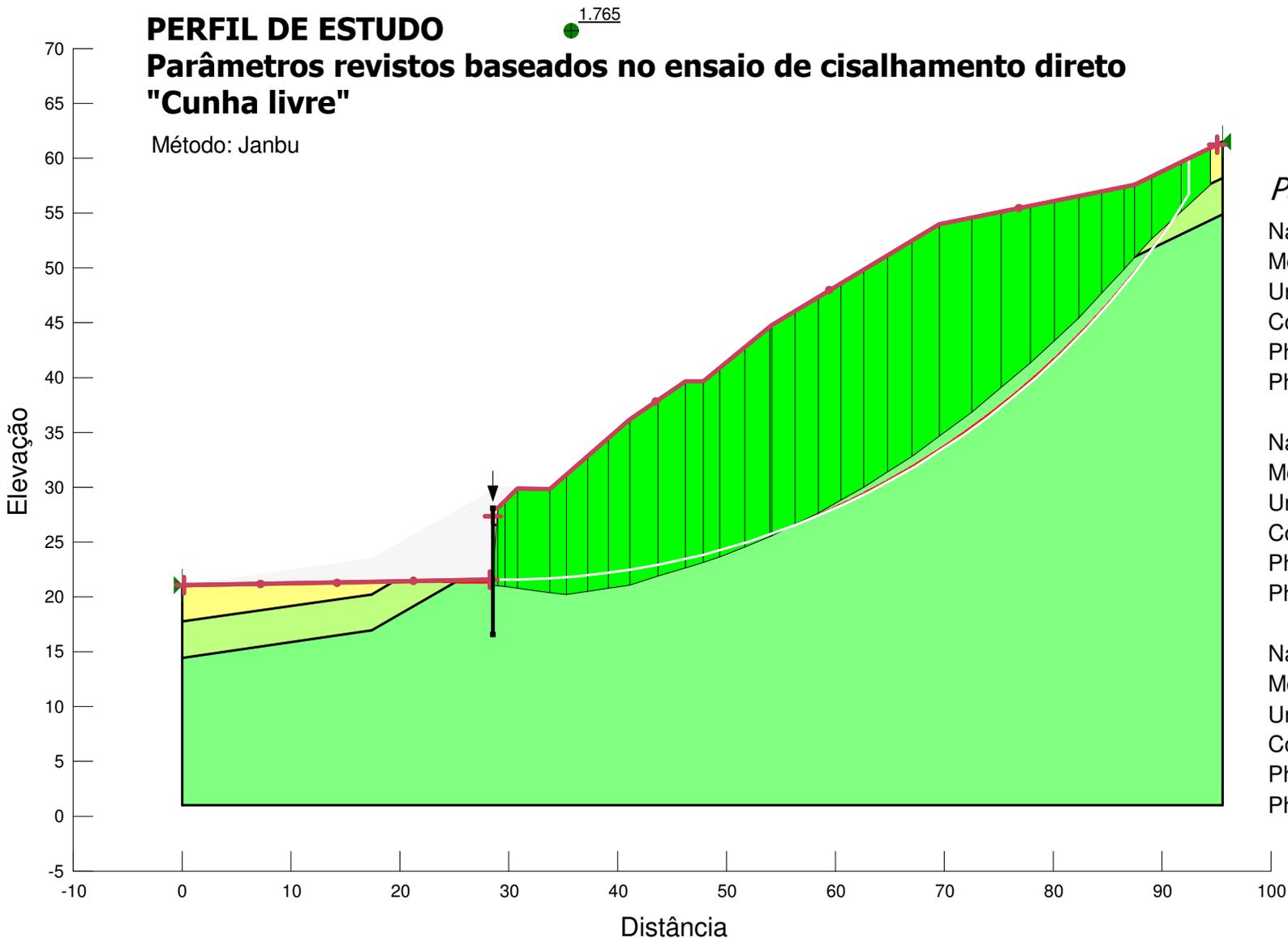
Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 32 kPa
Phi: 30 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21.7 kN/m³
Cohesion: 119 kPa
Phi: 21 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio de cisalhamento direto "Cunha livre"

Método: Janbu



Parâmetros de pico:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 45 kPa

Phi: 23 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 32 kPa

Phi: 30 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 21.7 kN/m³

Cohesion: 119 kPa

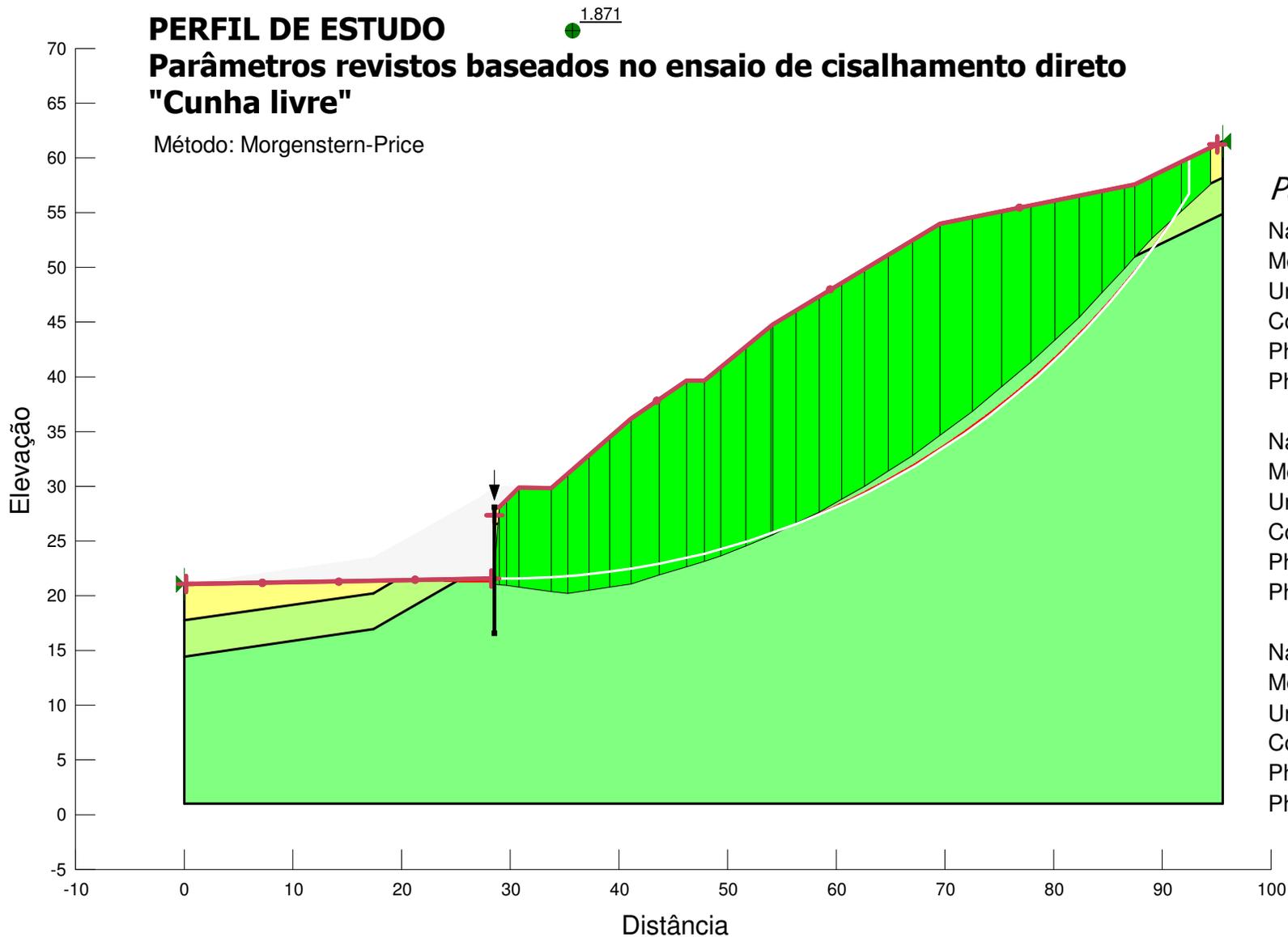
Phi: 21 °

Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio de cisalhamento direto "Cunha livre"

Método: Morgenstern-Price



Parâmetros de pico:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 45 kPa

Phi: 23 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 32 kPa

Phi: 30 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 21.7 kN/m³

Cohesion: 119 kPa

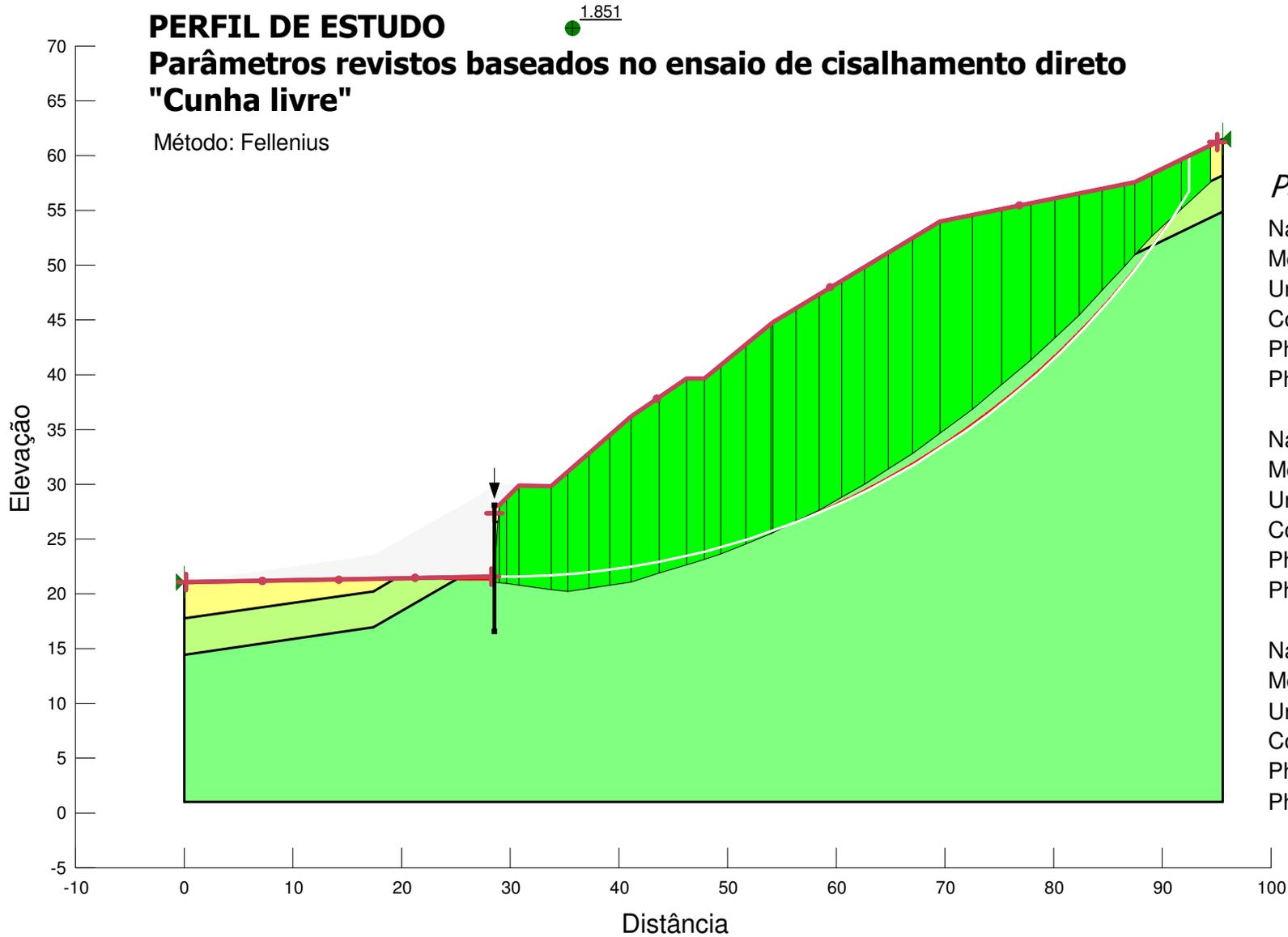
Phi: 21 °

Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio de cisalhamento direto "Cunha livre"

Método: Fellenius



Parâmetros de pico:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 45 kPa
Phi: 23 °
Phi-B: 0 °

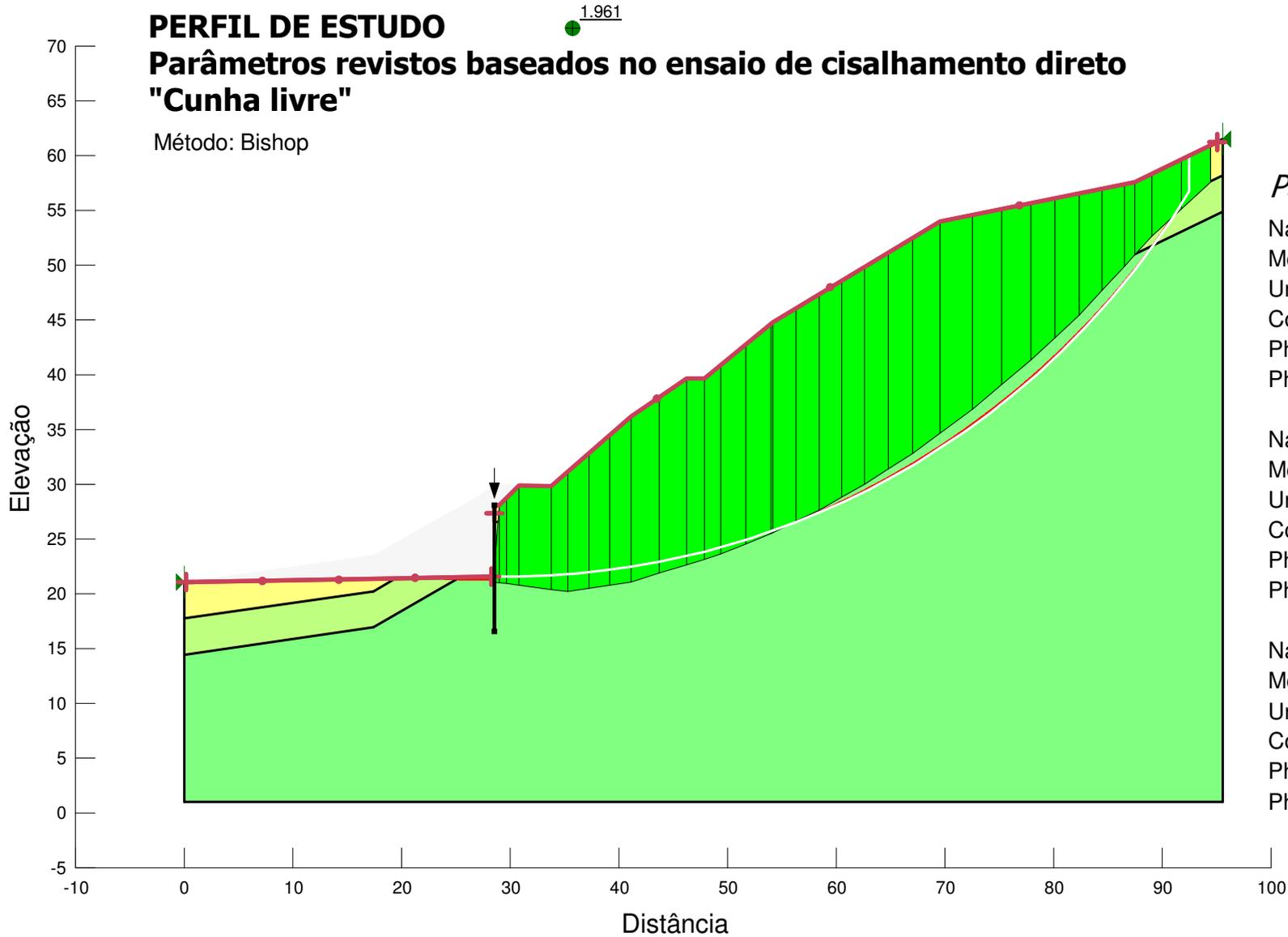
Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 32 kPa
Phi: 30 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21.7 kN/m³
Cohesion: 119 kPa
Phi: 21 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio de cisalhamento direto "Cunha livre"

Método: Bishop



Parâmetros de pico:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 45 kPa

Phi: 23 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 32 kPa

Phi: 30 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 21.7 kN/m³

Cohesion: 119 kPa

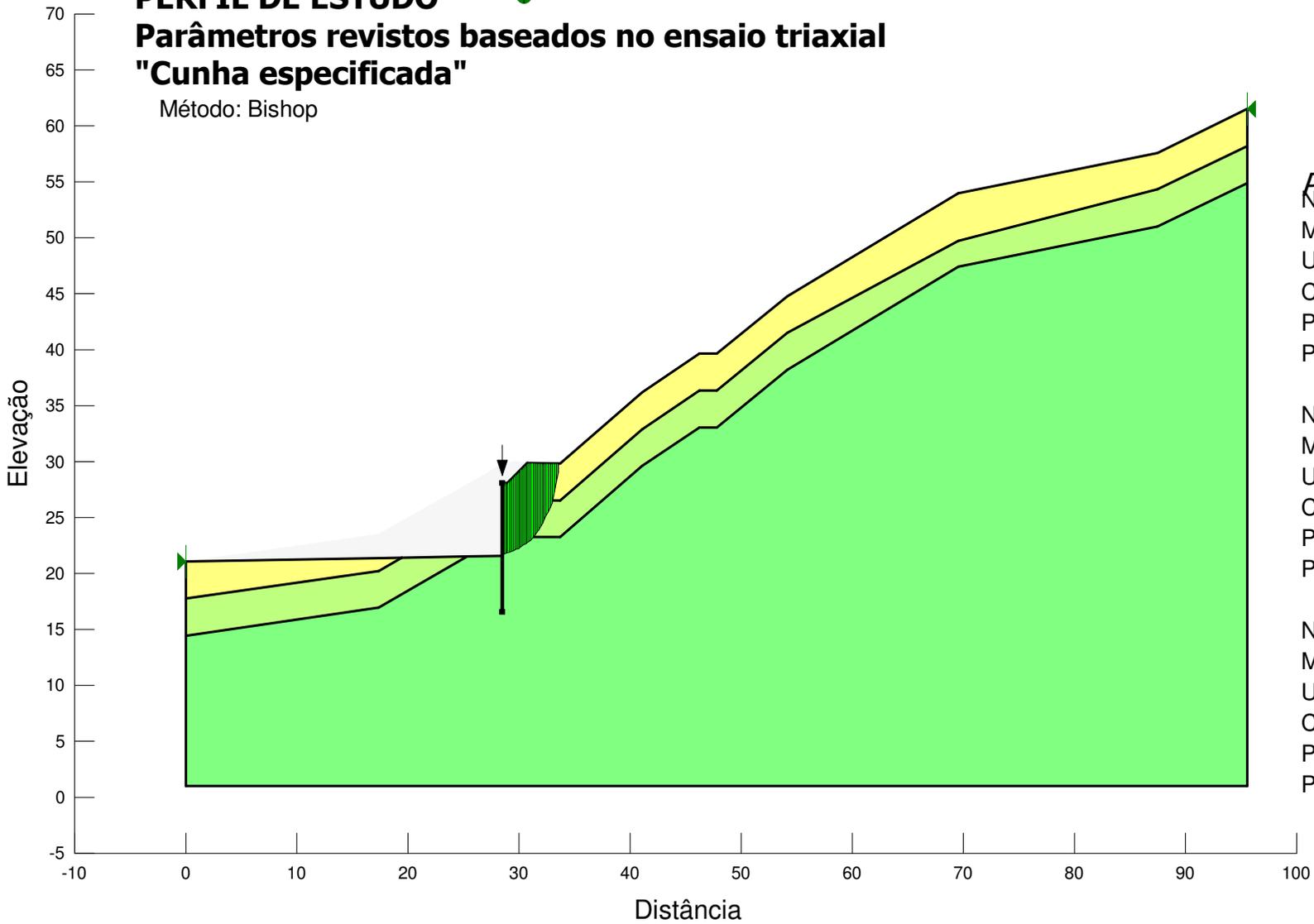
Phi: 21 °

Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO
Parâmetros revistos baseados no ensaio triaxial
"Cunha especificada"

Método: Bishop

5.362



Parâmetros residuais:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 21.5 kPa

Phi: 21.3 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 29.1 kPa

Phi: 15.5 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 21.7 kN/m³

Cohesion: 21.2 kPa

Phi: 26.4 °

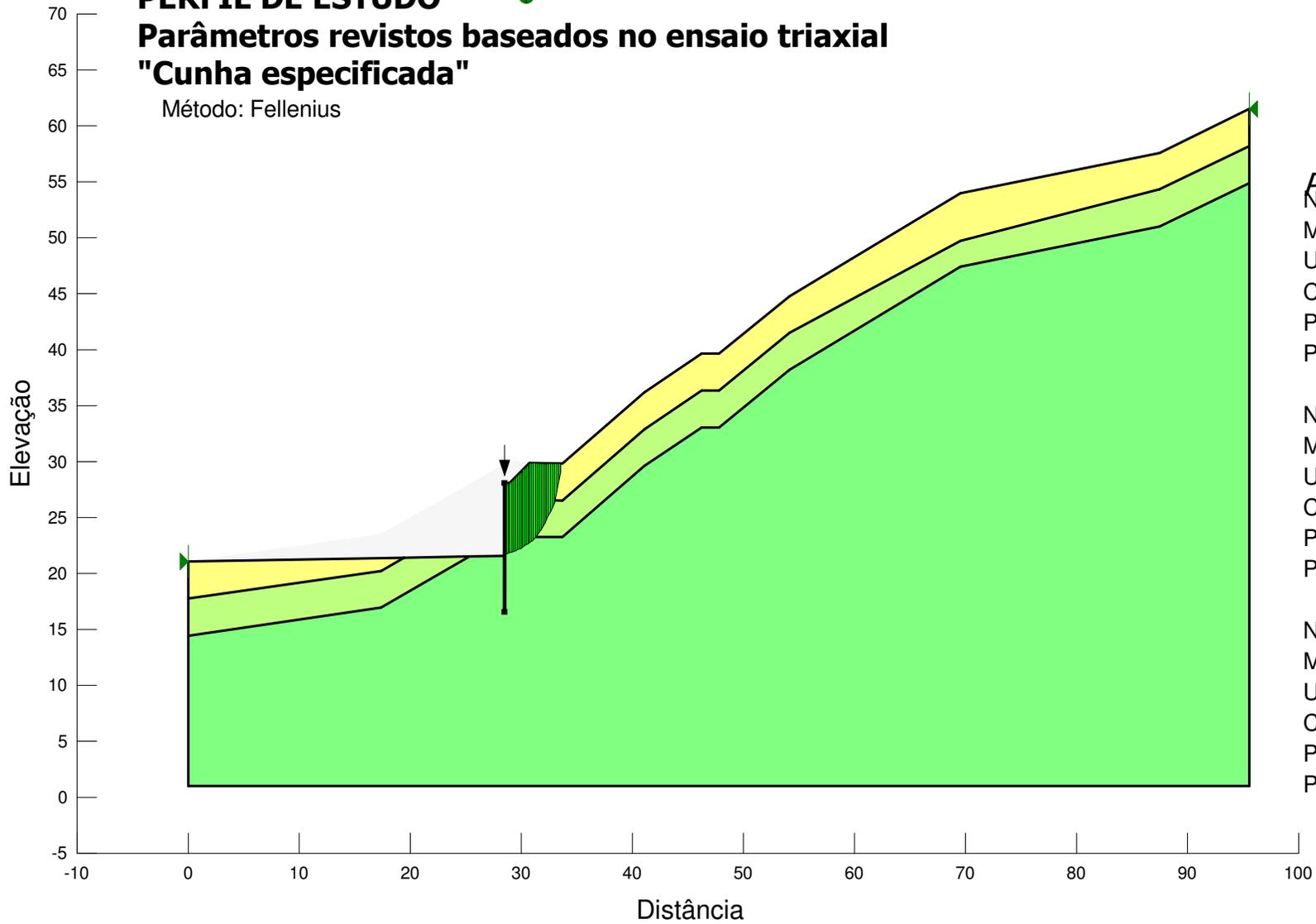
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio triaxial "Cunha especificada"

Método: Fellenius

6.264



Parâmetros residuais:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 21.5 kPa

Phi: 21.3 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 29.1 kPa

Phi: 15.5 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 21.7 kN/m³

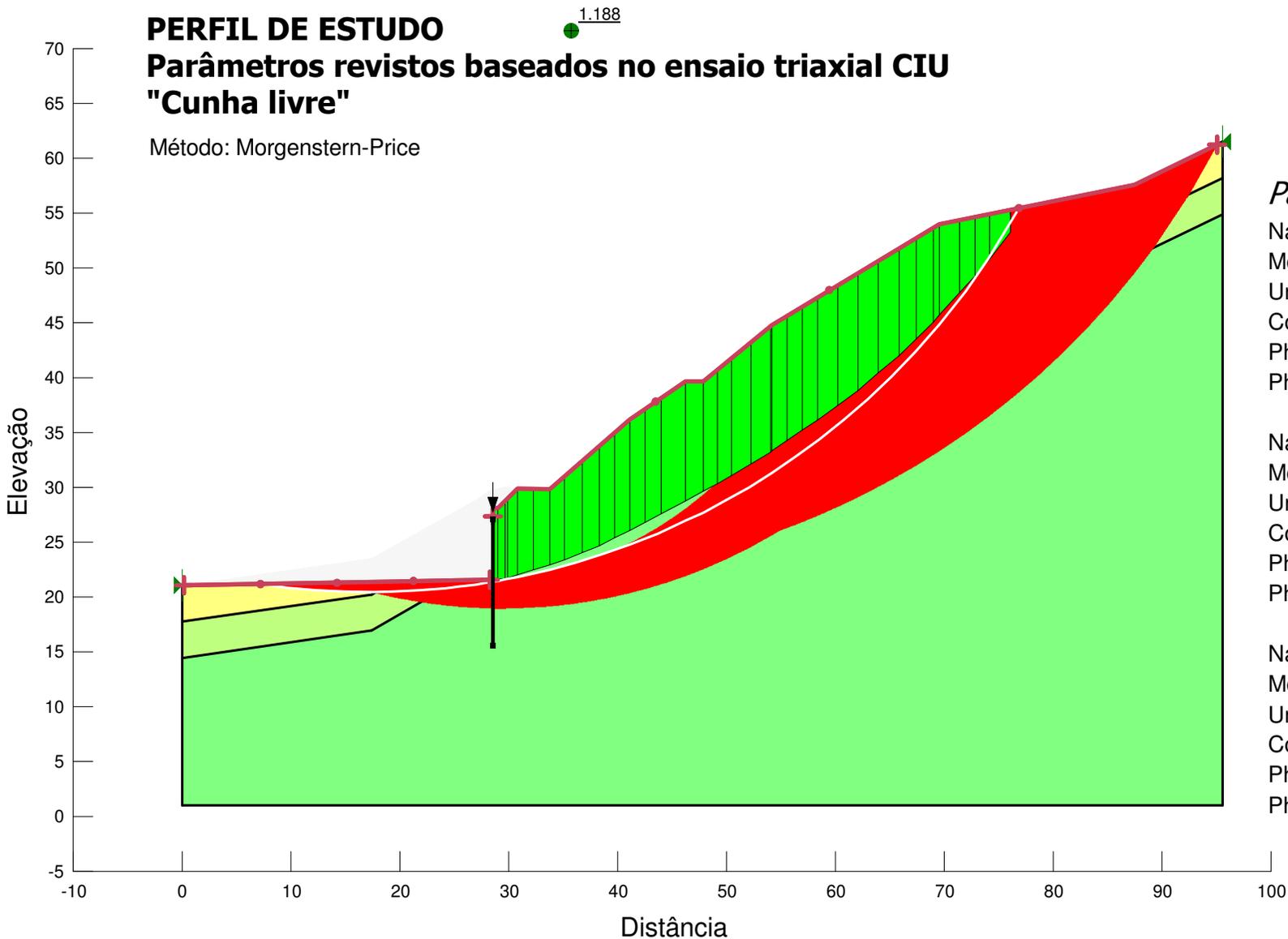
Cohesion: 21.2 kPa

Phi: 26.4 °

Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO
Parâmetros revistos baseados no ensaio triaxial CIU
"Cunha livre"

Método: Morgenstern-Price



Parâmetros residuais:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 21.5 kPa

Phi: 21.3 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 29.1 kPa

Phi: 15.5 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 21.7 kN/m³

Cohesion: 21.2 kPa

Phi: 26.4 °

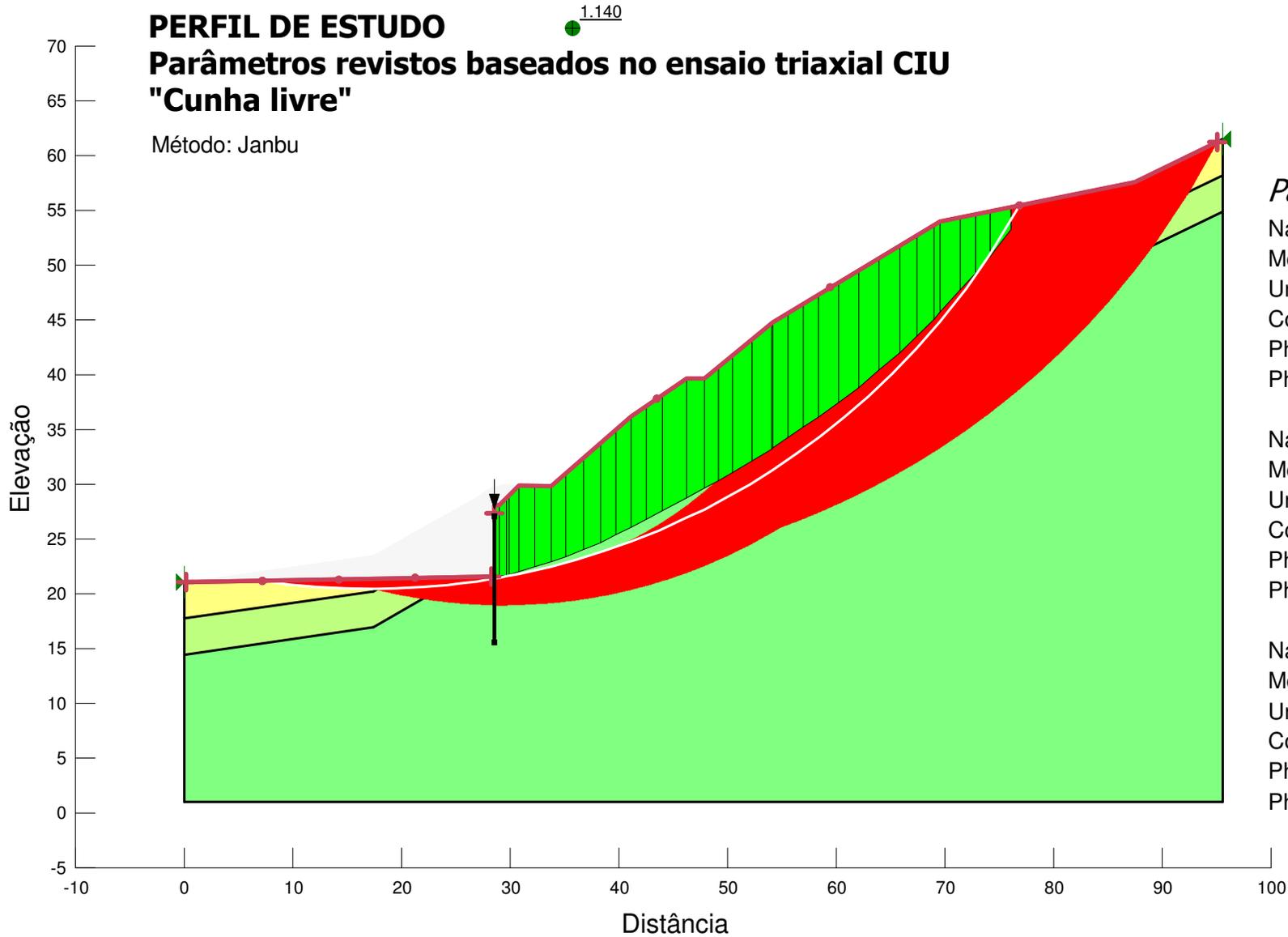
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio triaxial CIU

"Cunha livre"

Método: Janbu



Parâmetros residuais:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 21.5 kPa
Phi: 21.3 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 29.1 kPa
Phi: 15.5 °
Phi-B: 0 °

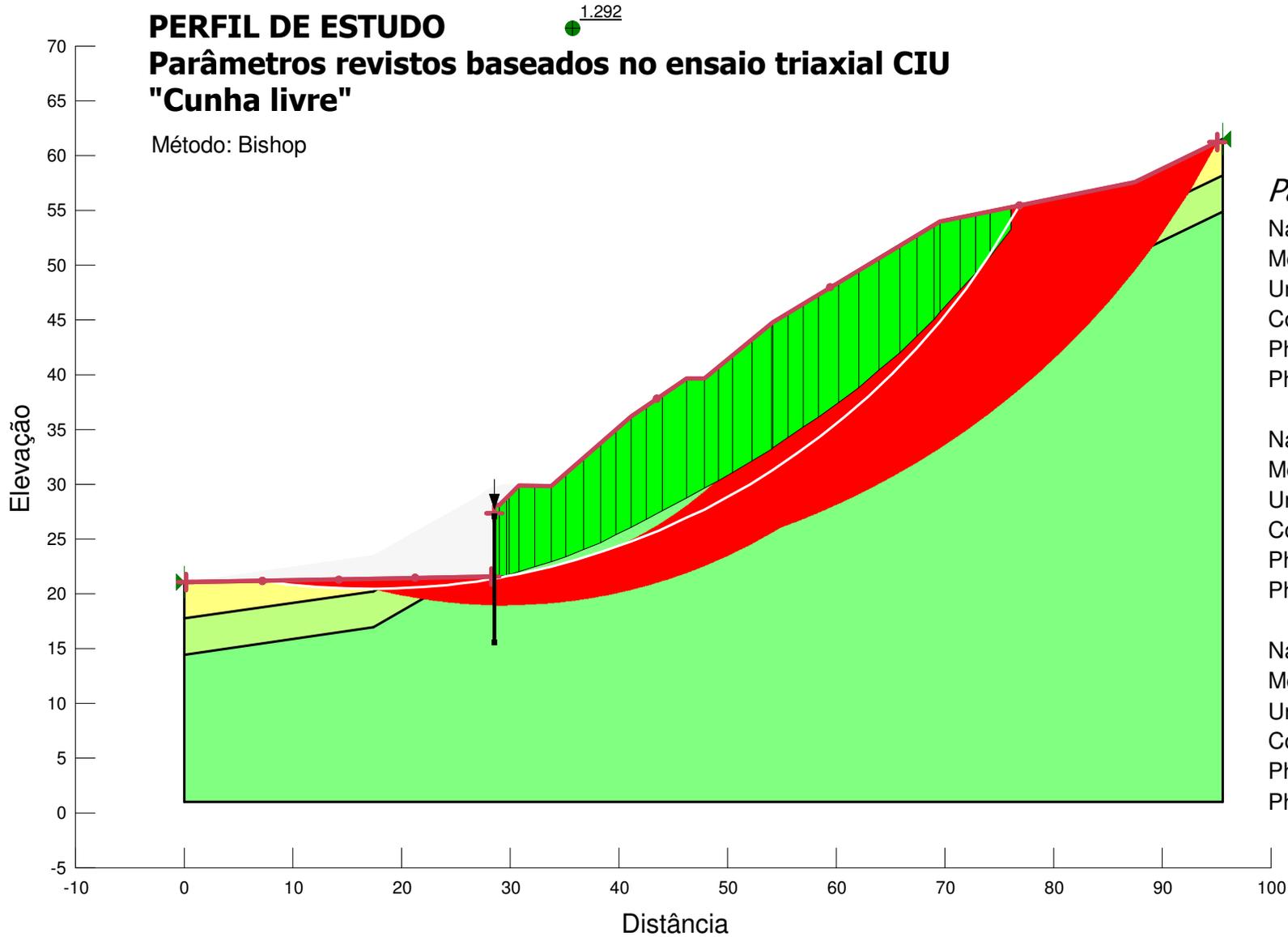
Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21.7 kN/m³
Cohesion: 21.2 kPa
Phi: 26.4 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio triaxial CIU

"Cunha livre"

Método: Bishop



Parâmetros residuais:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 21.5 kPa
Phi: 21.3 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 29.1 kPa
Phi: 15.5 °
Phi-B: 0 °

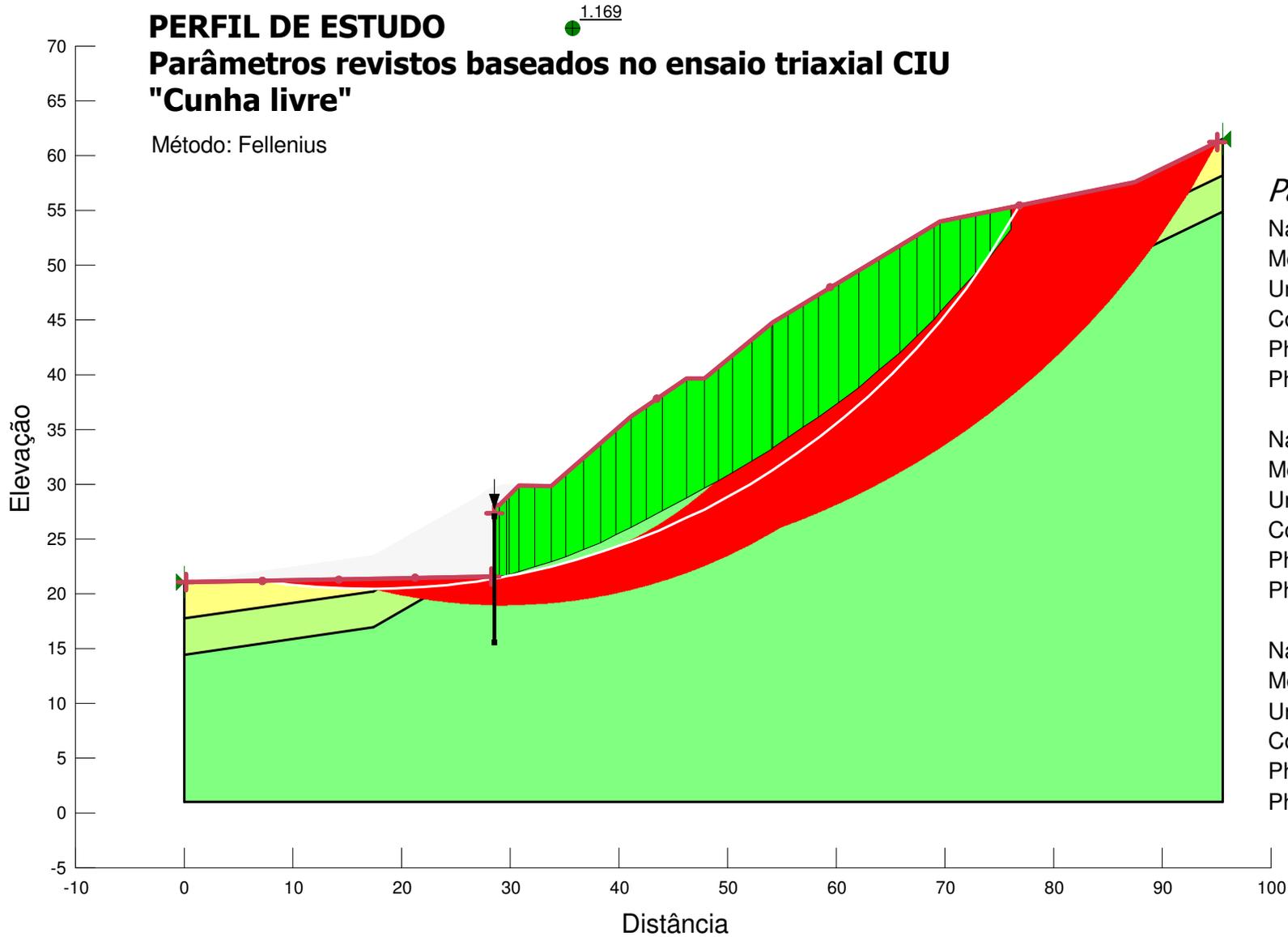
Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21.7 kN/m³
Cohesion: 21.2 kPa
Phi: 26.4 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros revistos baseados no ensaio triaxial CIU

"Cunha livre"

Método: Fellenius



Parâmetros residuais:

Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 21.5 kPa

Phi: 21.3 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 29.1 kPa

Phi: 15.5 °

Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 21.7 kN/m³

Cohesion: 21.2 kPa

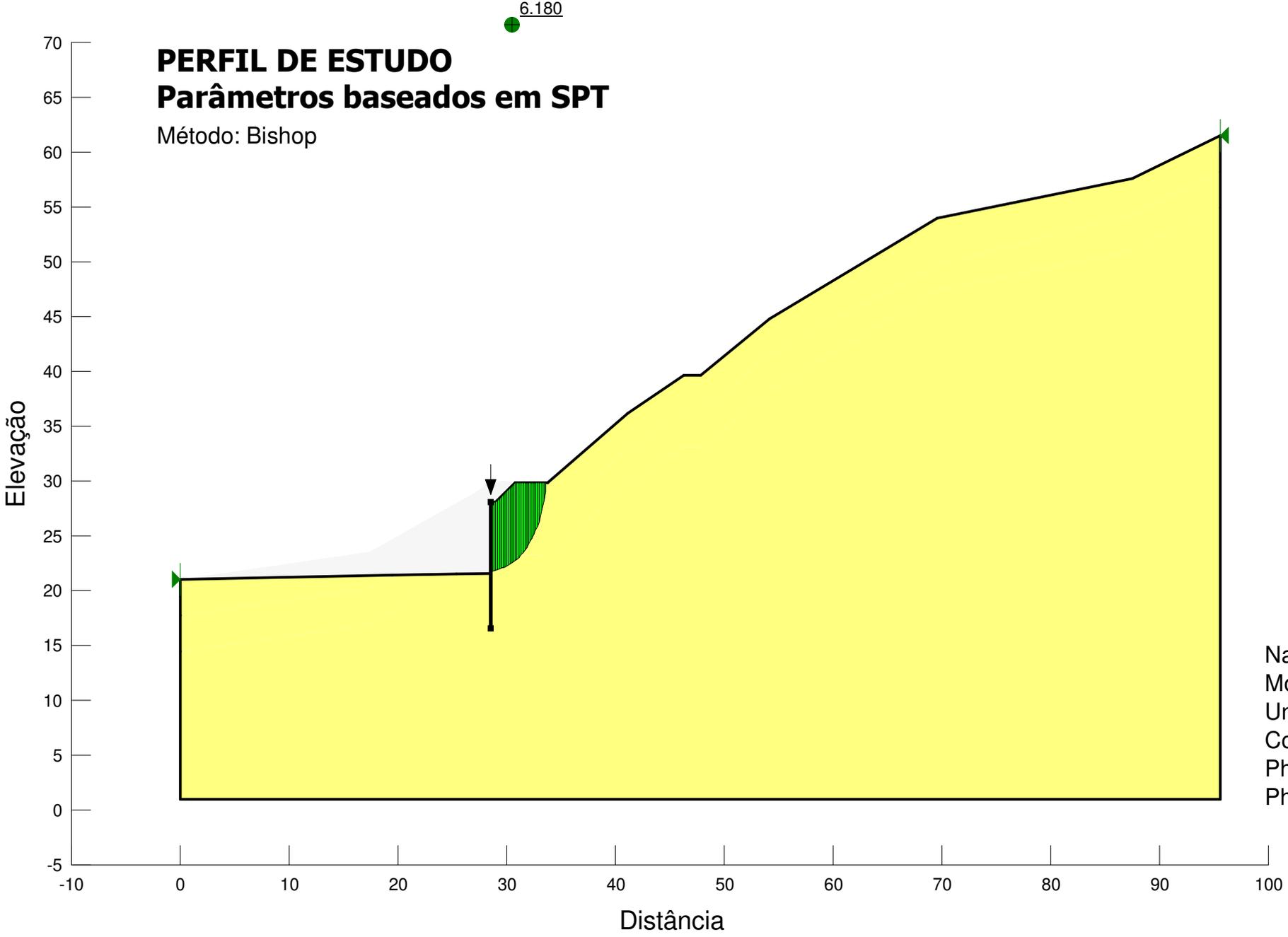
Phi: 26.4 °

Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros baseados em SPT

Método: Bishop

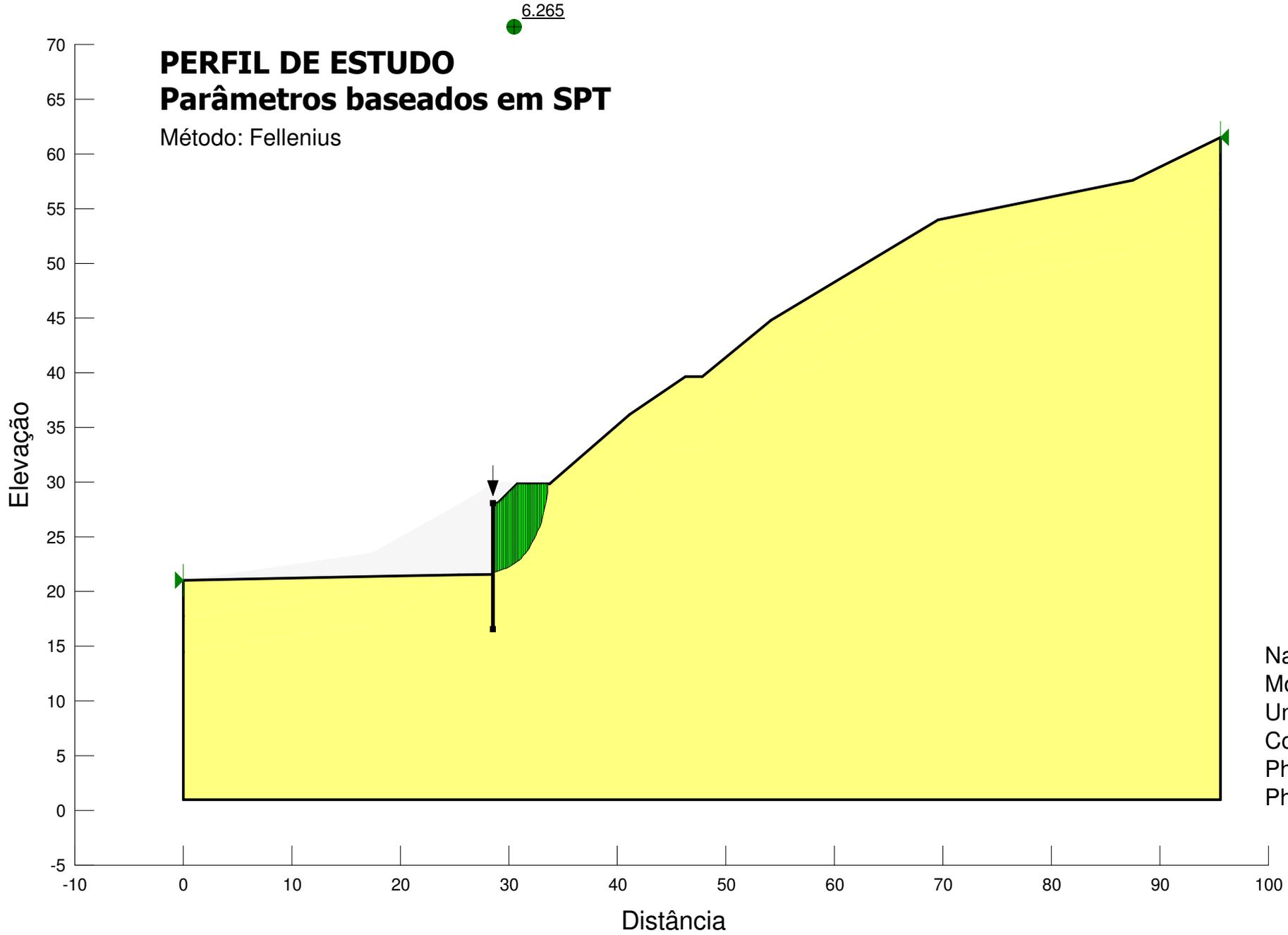


Name: Silte areno-argiloso
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 20 kPa
Phi: 30 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros baseados em SPT

Método: Fellenius

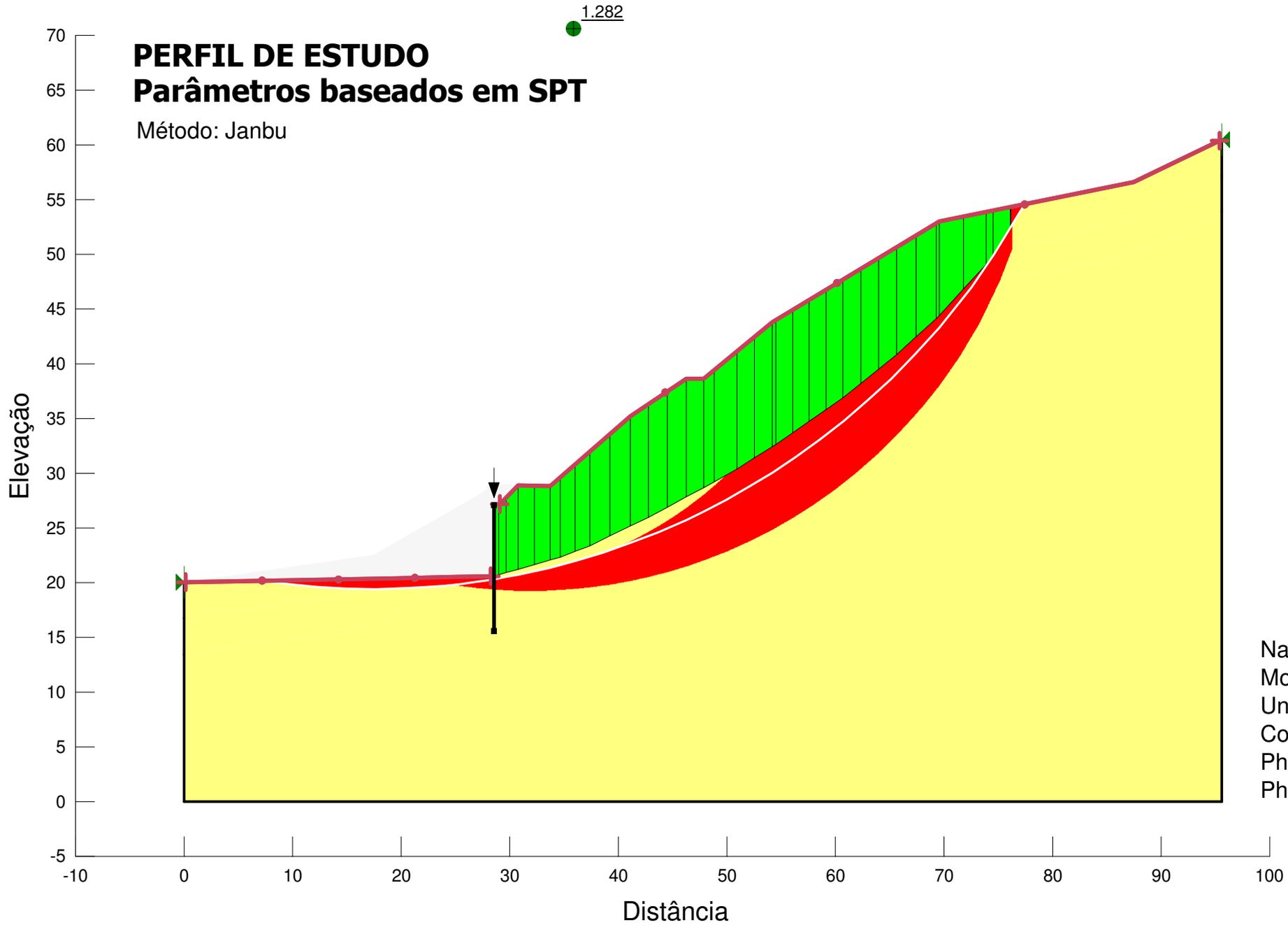


Name: Silte areno-argiloso
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 20 kPa
Phi: 30 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros baseados em SPT

Método: Janbu

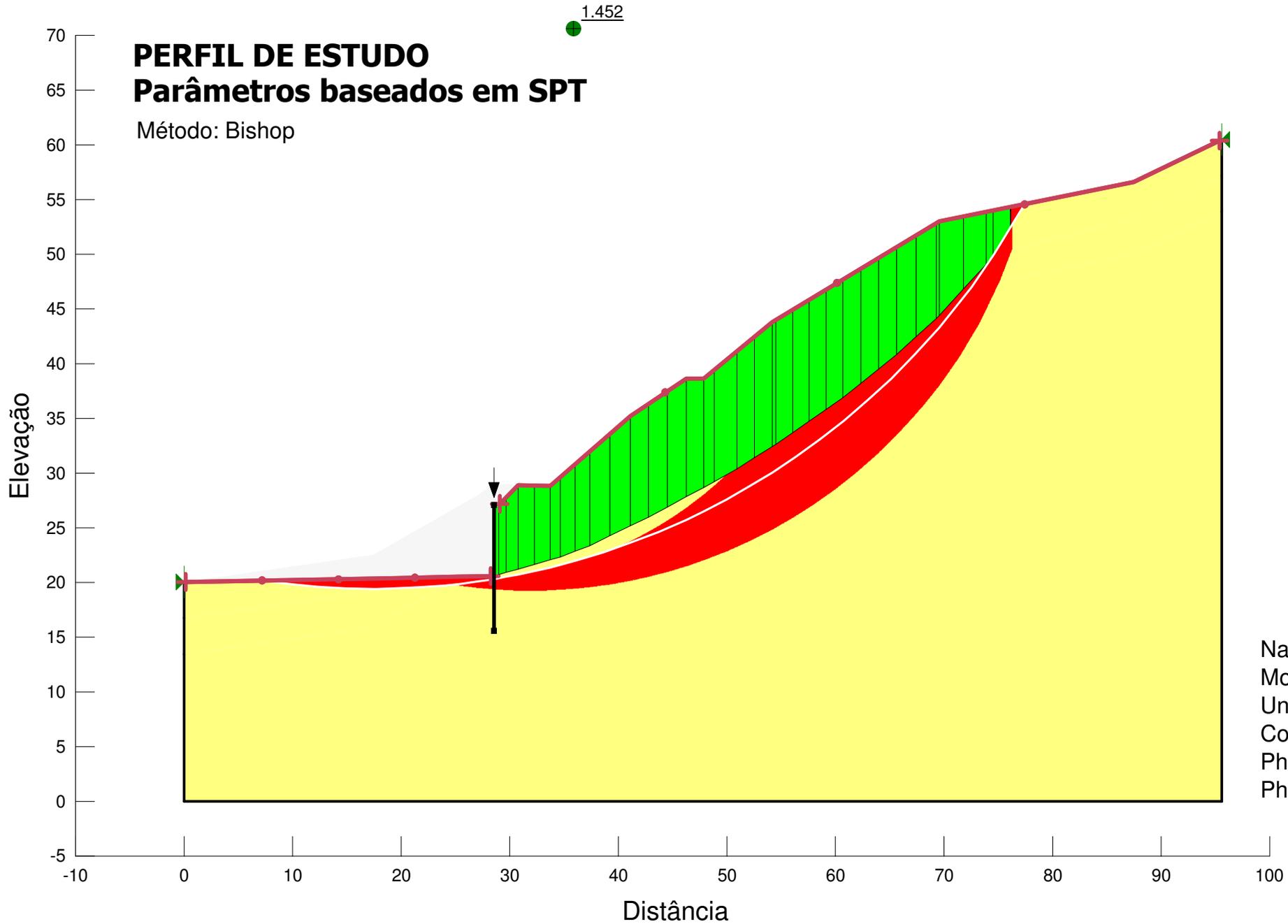


Name: Silte Areno-argiloso
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 20 kPa
Phi: 30 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros baseados em SPT

Método: Bishop

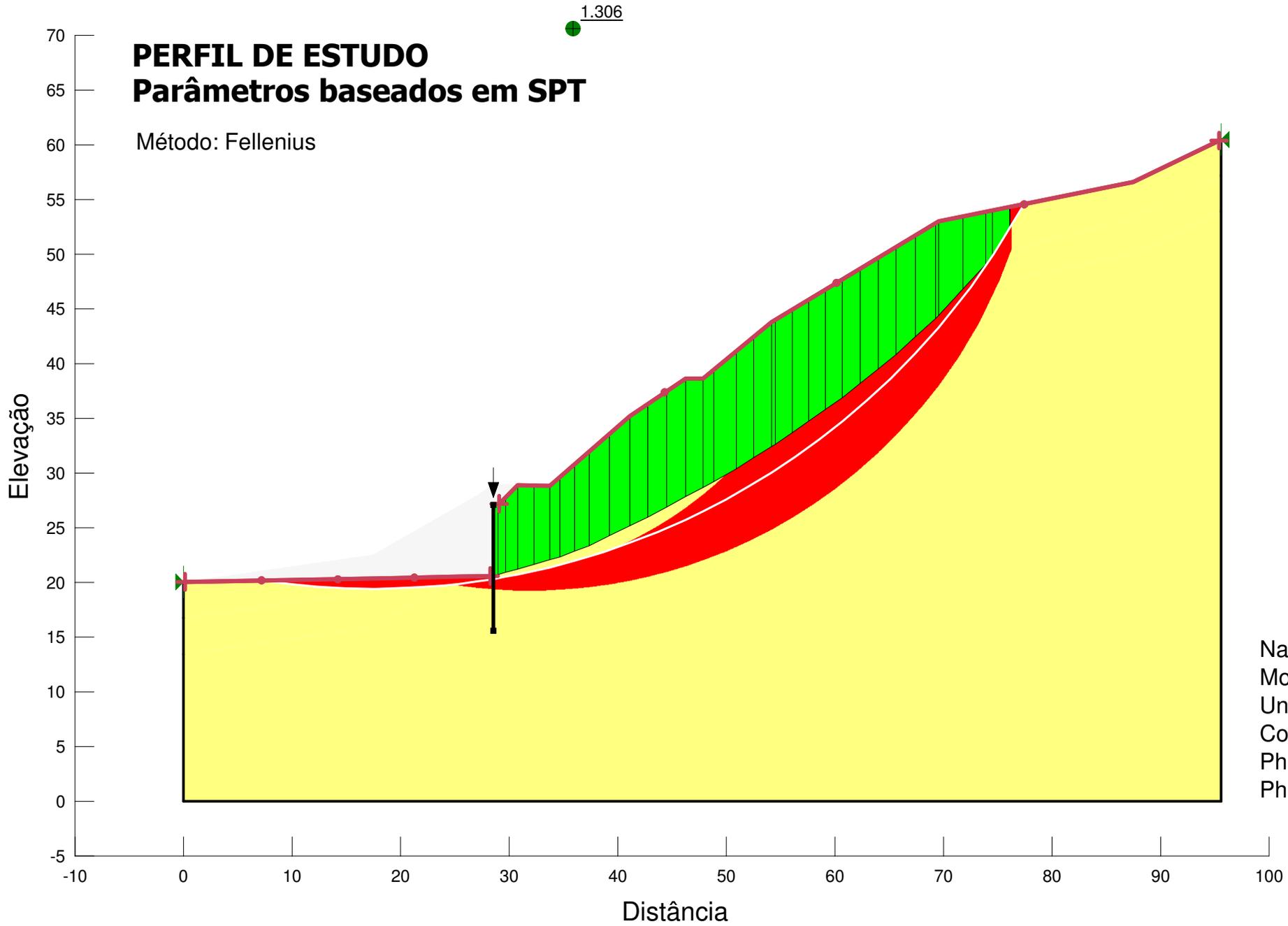


Name: Silte Areno-argiloso
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 20 kPa
Phi: 30 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros baseados em SPT

Método: Fellenius

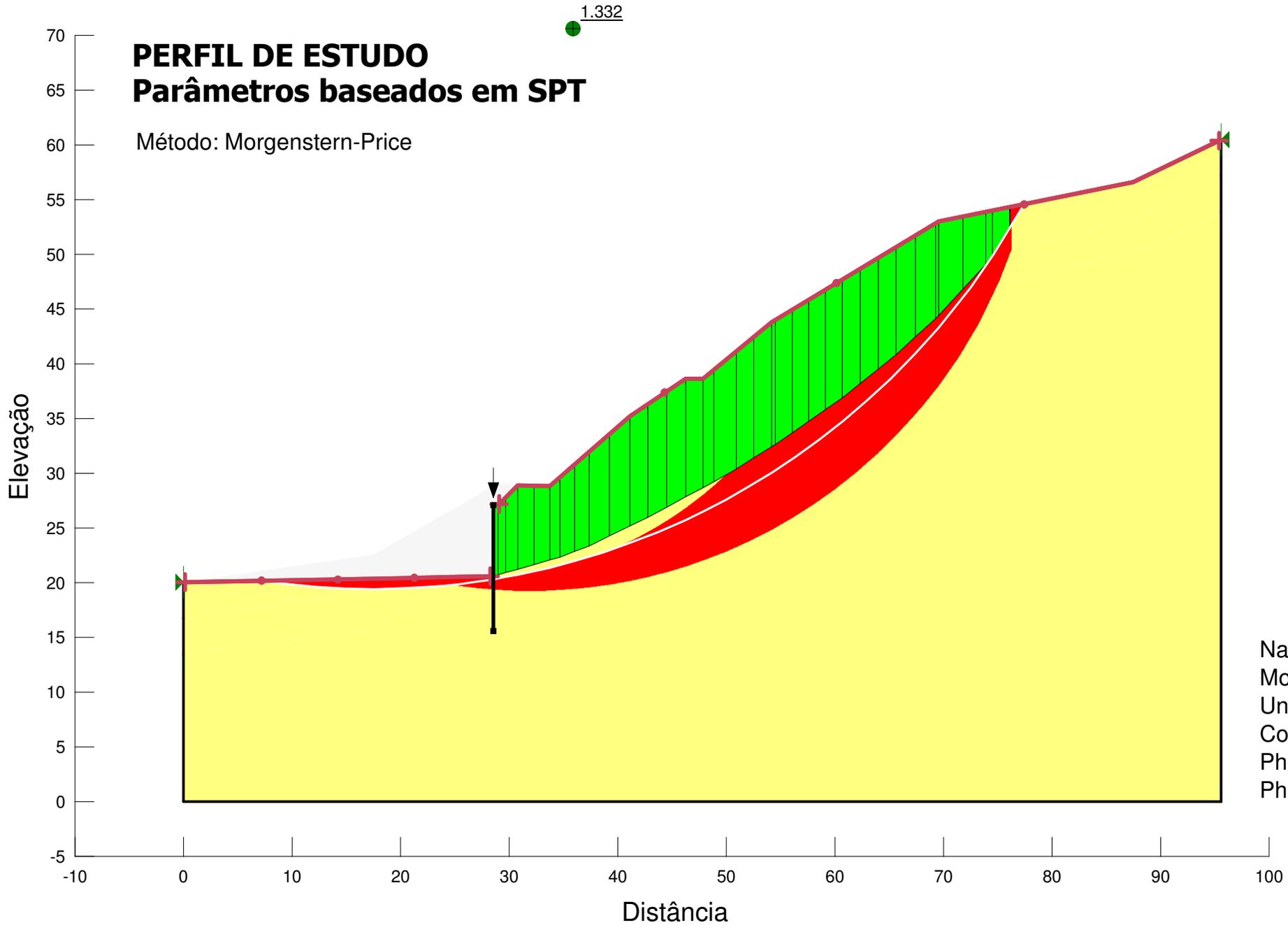


Name: Silte Areno-argiloso
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 20 kPa
Phi: 30 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros baseados em SPT

Método: Morgenstern-Price

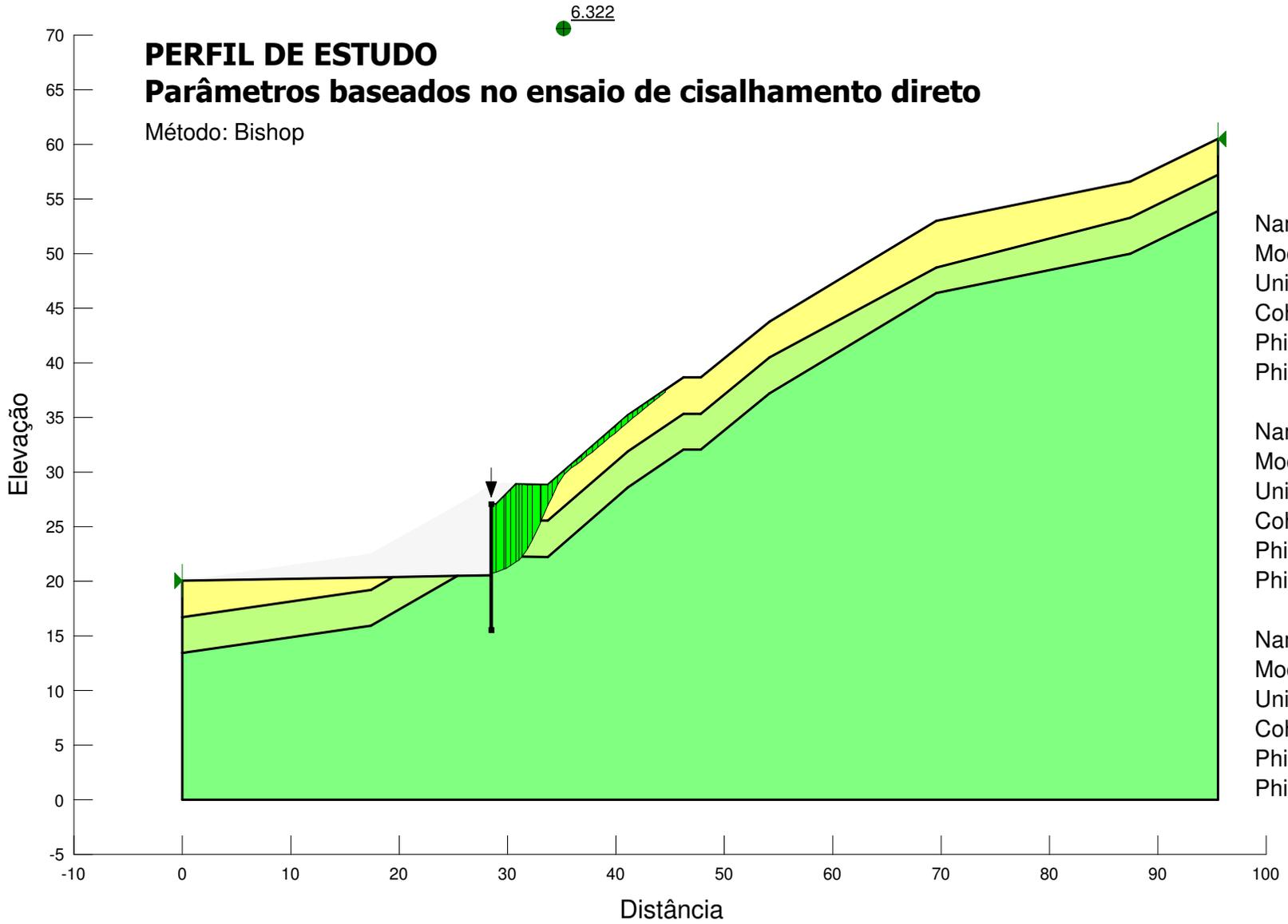


Name: Silte Areno-argiloso
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 20 kPa
Phi: 30 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros baseados no ensaio de cisalhamento direto

Método: Bishop



Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 30 kPa
Phi: 28.4 °
Phi-B: 0 °

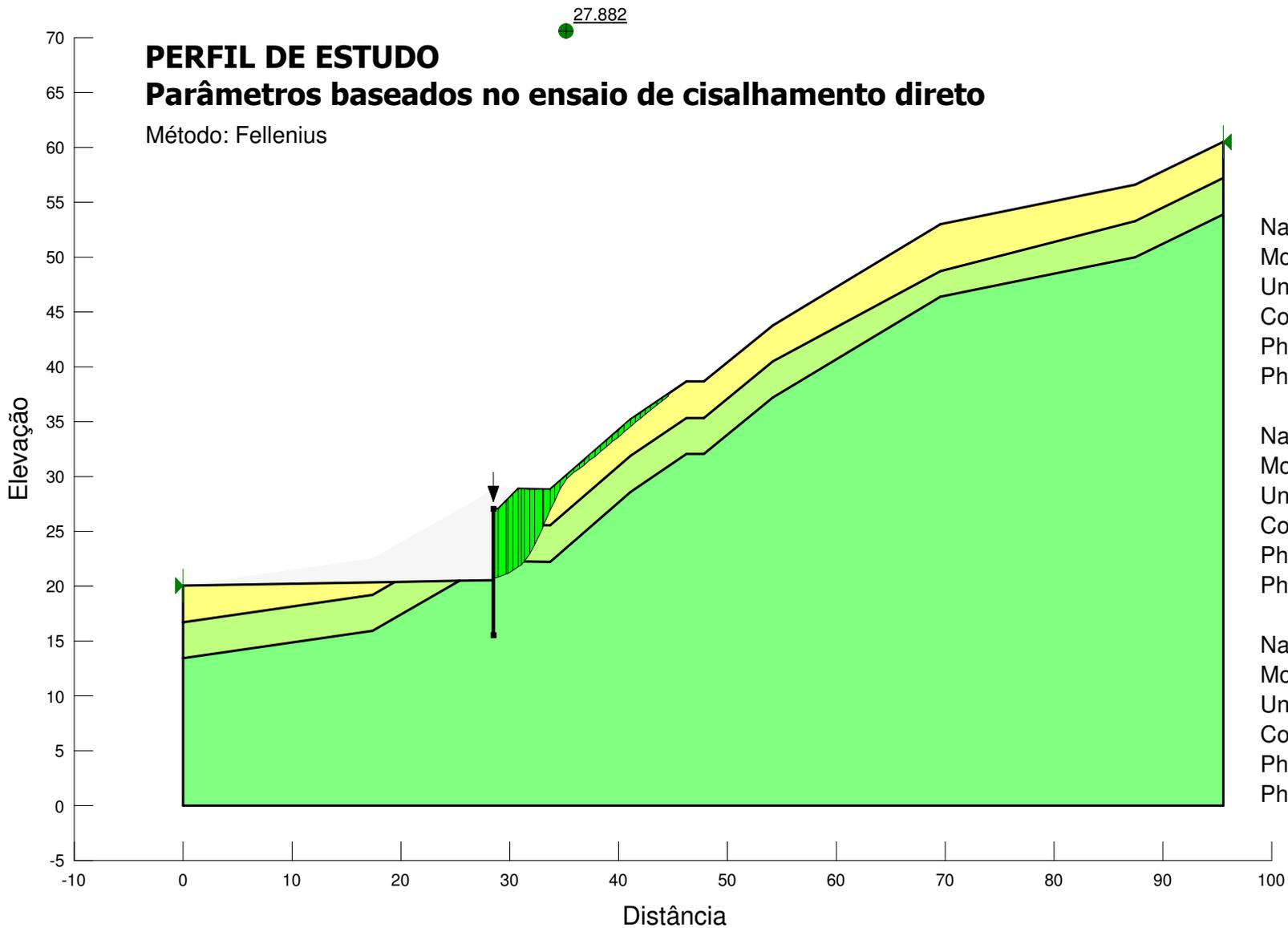
Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 31.5 kPa
Phi: 32 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21.7 kN/m³
Cohesion: 90 kPa
Phi: 31.7 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros baseados no ensaio de cisalhamento direto

Método: Fellenius



Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 30 kPa
Phi: 28.4 °
Phi-B: 0 °

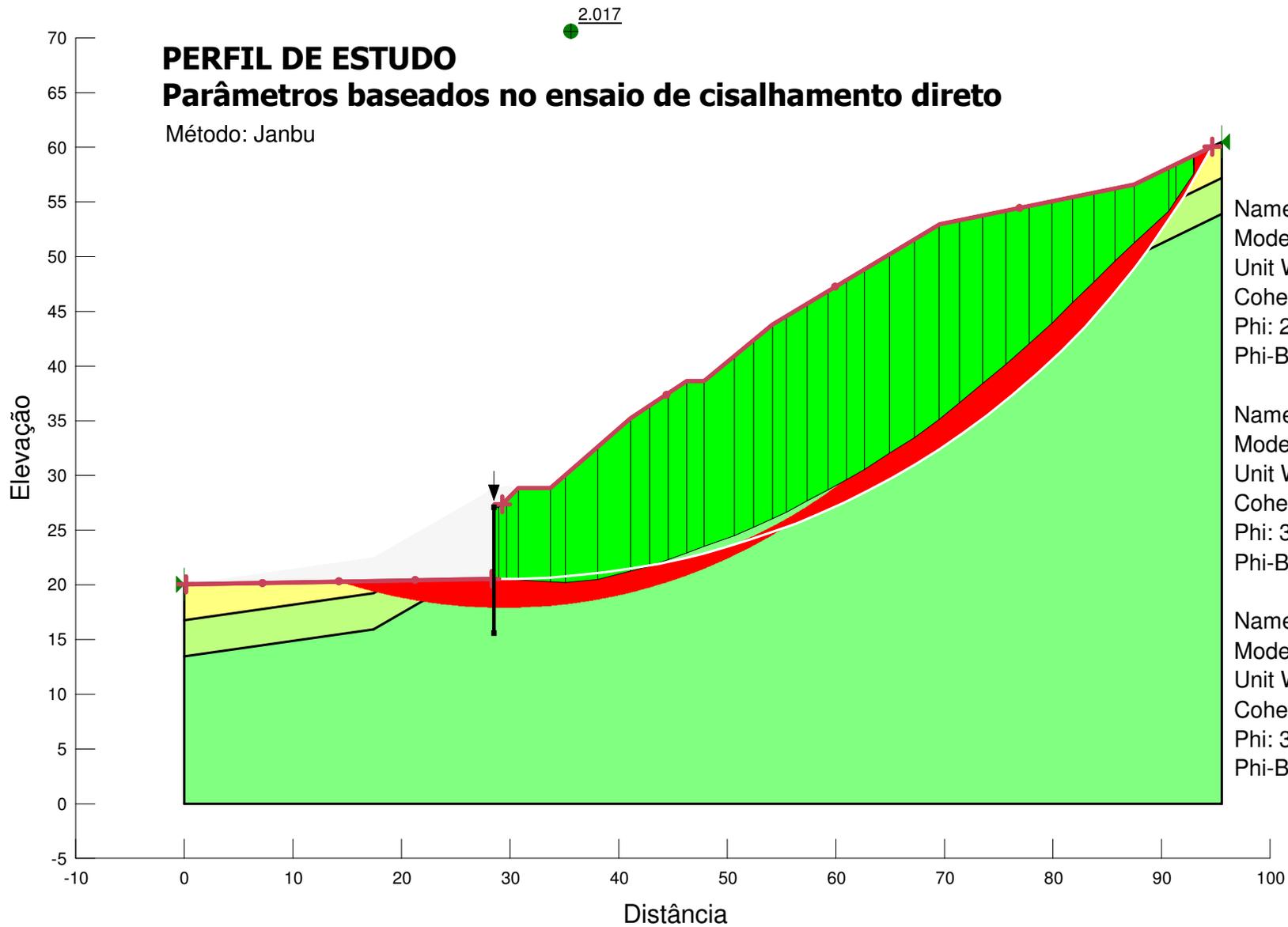
Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 31.5 kPa
Phi: 32 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21.7 kN/m³
Cohesion: 90 kPa
Phi: 31.7 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros baseados no ensaio de cisalhamento direto

Método: Janbu



Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 30 kPa
Phi: 28.4 °
Phi-B: 0 °

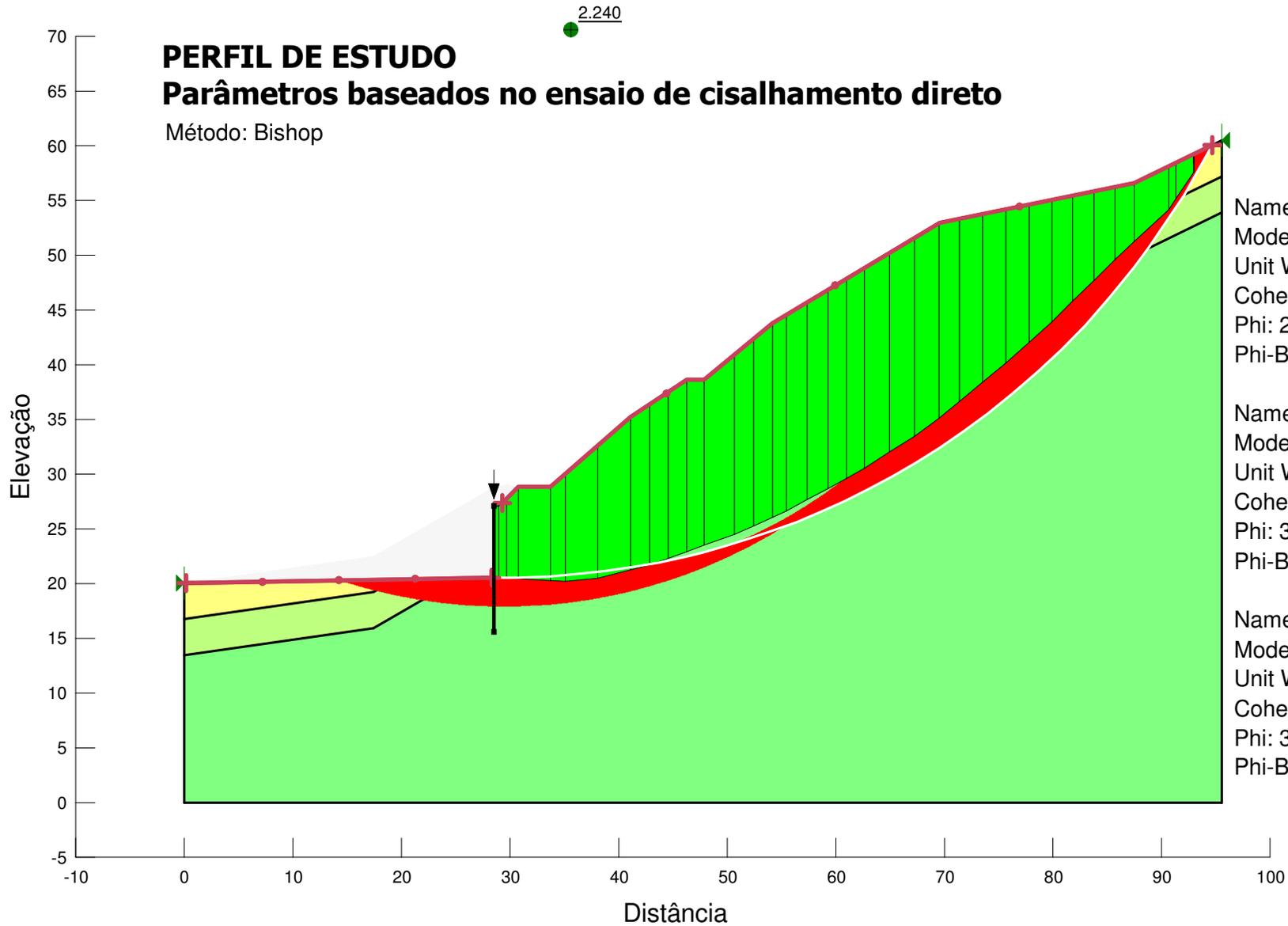
Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 31.5 kPa
Phi: 32 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21.7 kN/m³
Cohesion: 90 kPa
Phi: 31.7 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros baseados no ensaio de cisalhamento direto

Método: Bishop



Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 30 kPa
Phi: 28.4 °
Phi-B: 0 °

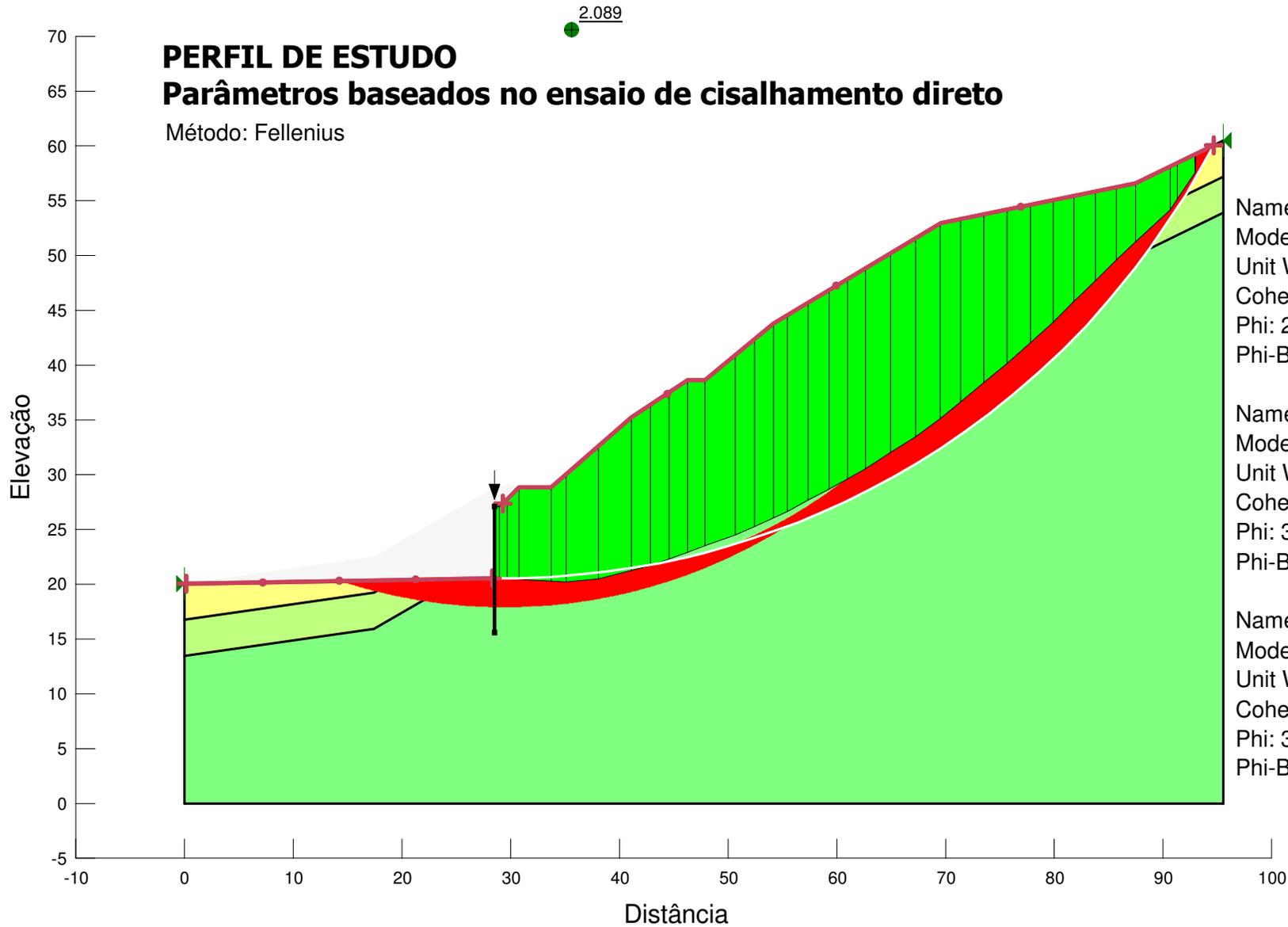
Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 31.5 kPa
Phi: 32 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21.7 kN/m³
Cohesion: 90 kPa
Phi: 31.7 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros baseados no ensaio de cisalhamento direto

Método: Fellenius



Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 30 kPa
Phi: 28.4 °
Phi-B: 0 °

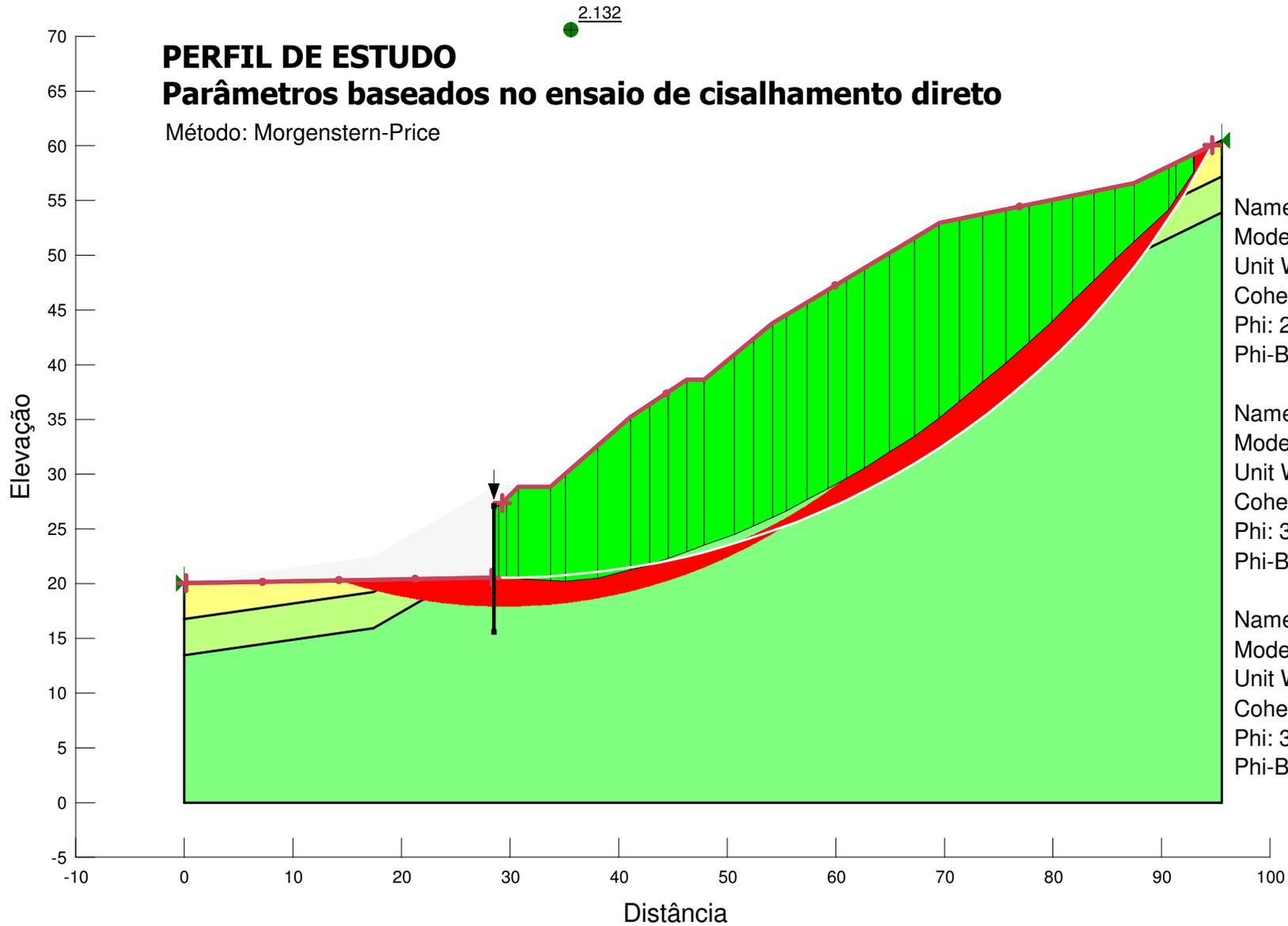
Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 31.5 kPa
Phi: 32 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21.7 kN/m³
Cohesion: 90 kPa
Phi: 31.7 °
Phi-B: 0 °

PERFIL DE ESTUDO

Parâmetros baseados no ensaio de cisalhamento direto

Método: Morgenstern-Price



Name: Silte areno-argiloso (amostra 1 a 1,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 30 kPa
Phi: 28.4 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 3 a 3,30m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 31.5 kPa
Phi: 32 °
Phi-B: 0 °

Name: Silte areno-argiloso (amostra 5,5 a 6,0m)
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 21.7 kN/m³
Cohesion: 90 kPa
Phi: 31.7 °
Phi-B: 0 °