

ITAMAR PIMENTA JUNIOR

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ANÁLISE DE
ESTABILIDADE DE TALUDES DE MINERAÇÃO EM
SOLOS DA MINA DE CAPÃO XAVIER.

Tese apresentada à
Universidade Federal de Viçosa,
como parte das exigências do
Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, para obtenção
do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2005

ITAMAR PIMENTA JUNIOR

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ANÁLISE DE
ESTABILIDADE DE TALUDES DE MINERAÇÃO EM
SOLOS DA MINA DE CAPÃO XAVIER.

Tese apresentada à
Universidade Federal de Viçosa,
como parte das exigências do
Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, para obtenção
do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 25 de abril de 2005

Prof. Enivaldo Minette
(Conselheiro)

Prof.^a Isabel Christina D. de Azevedo
(Conselheira)

Prof. Roberto F. de Azevedo

Prof. Lúcio Flávio de Souza Villar

Prof. Eduardo A Gomes Marques
(Orientador)

A Deus

Aos meus pais que tanto amo e admiro.

A Eleonara que tanto amo pelo apoio e pela paciência.

Aos meus irmãos que tanto amo pela amizade e companheirismo

AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Viçosa – UFV, pela oportunidade de realização deste curso.

À Coordenação de Aperfeiçoamento do Pessoal de Nível Superior – CAPES, pela concessão da bolsa de estudos.

À Minerações Brasileiras Reunidas – MBR, pelo financiamento de parte deste projeto.

Ao Professor Eduardo A. Gomes Marques, pela amizade, orientação, aprendizado e brincadeiras.

Ao Professor Enivaldo Minette, pela amizade, oportunidade de lecionar ao seu lado e pelo aprendizado.

Aos Professores Roberto Azevedo, Dario Cardoso Lima e demais professores pelo aprendizado.

Aos técnicos do Laboratório de Geotecnia pela ajuda na realização dos ensaios.

Aos amigos de curso pela amizade e convivência

Aos meus pais, irmãos e namorada.

BIOGRAFIA

ITAMAR PIMENTA JUNIOR, filho de Itamar Pimenta e Maria Gilda Coelho Pimenta, nascido em 22 de outubro de 1978, na cidade Cachoeiro de Itapemirim – ES.

Em março de 2003, graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Juiz de Fora, em Juiz de Fora – MG.

Em março de 2003, iniciou o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa – MG.

CONTEÚDO

LISTA DE QUADROS	vi
LISTA DE FIGURAS	viii
RESUMO.....	xiii
ABSTRACT	xv
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 – Justificativa do estudo	1
1.1 - Objetivos	2
1.4 – Estrutura da dissertação	3
2. REVISÃO DE LITERATURA	4
2.1 Estabilidade de Taludes: visão fenomenológica.....	4
2.1.1 Introdução.....	4
2.1.2 – Classificação dos tipos de movimentos de massa	5
2.1.3 Fatores de Instabilização	6
2.2 Análise de Estabilidade de Taludes	8
2.2.1 Introdução.....	8
2.2.2 Coeficiente de Segurança	9
2.2.3) Superfície de ruptura	10
2.2.4 Métodos de análise de estabilidade	11
2.2.4.1 Método do talude infinito	11
2.2.4.2 Método do arco circular.....	11
2.2.4.3 Método do círculo de atrito	11
2.2.4.4 Método das lamelas (SUECO)	12
2.3 Teoria Usada no Desenvolvimento do SLOPE/W da GEO-SLOPE.....	17
2.3.1 Definições de variáveis.....	17
2.3.2 Método de Equilíbrio-Limite Geral - GLE.....	21
2.3.3 Fator de segurança do equilíbrio de momentos.....	22
2.3.4 Fator de segurança do equilíbrio de forças.....	22
2.3.5 Força normal à base da lamela	23
2.3.6 Forças de interação	24
2.3.6.1 Função força de interação <i>Corps of Engineers</i>	27
2.3.6.2 Função força de interação <i>Lowe-Karafiath</i>	28
2.3.6.3 Função força de interação <i>Fredlund-Wilson-Fan</i>	28
2.3.7 Efeitos de poro-pressão negativas	29
2.3.7.1 Fator de segurança para solos não saturados	29
2.3.8 Cálculo dos fatores de segurança.....	30
2.3.8.1 Fase 1	30
2.3.8.2 Fase 2.....	31
2.3.8.3 Fase 3.....	31
2.3.8.4 Fase 4.....	32

2.3.9 Simulação dos vários métodos	32
3- MATERIAIS E MÉTODOS	34
3.1 - Materiais.....	34
3.1.1 – Localização.....	34
3.1.3 Geologia do local.....	34
3.2 – Métodos	35
3.2.1 Trabalhos de campo.....	35
3.2.1.1 – Definição dos locais de amostragem	35
3.2.1.2 – Amostragem	39
3.2.2 Trabalhos de laboratório.....	40
3.2.2.1 Ensaios de caracterização	40
3.2.2.2 - Ensaio de compressão oedométrica	41
3.2.2.3.1 Ensaio de cisalhamento direto	41
3.2.2.3.2 Ensaio de compressão triaxial CIU_{sat}	41
3.2.3 – Análise de estabilidade	42
3.2.4.1 – Definição das seções estudadas	42
3.2.3.2 – Definição dos parâmetros adotados nas análises de estabilidade.....	43
4. RESULTADOS	44
4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização geotécnica.....	44
4.2 – Ensaios de granulometria conjunta.....	44
4.3 – Classificação geotécnica.....	50
4.4 – Ensaios de compressão oedométrica	50
4.5 – Ensaios de cisalhamento direto.....	56
4.6 – Ensaio triaxial CIU_{sat}	64
5. ANÁLISES DE ESTABILIDADE	74
5.1 – Análises de estabilidade das seções A, B, E, F, 2200 e 2300 em condições naturais.	75
5.2 – Análises de estabilidade das seções A, B, E, F, 2200 e 2300 em condição inundada.	78
5.3 – Análises de estabilidade da seção A, B, E, F, 2200 e 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.....	82
5.4 – Análises de estabilidade da seção A, B, E, F, 2200 e 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivas.....	85
6 . CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	89
6.1 – Conclusões.....	89
6.2 Sugestões para trabalhos futuros	92
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93
ANEXO.....	97

LISTA DE QUADROS

Quadro 1.1 – Fatores deflagradores dos movimentos de massa.....	7
Quadro 1.2 – Fatores de segurança determinísticos e as respectivas condições de estabilidade do talude.	10
Quadro 1.3 – Resumo das incógnitas na solução do FS	14
Quadro 1.4 – Resumo das equações conhecidas na solução do FS	14
Quadro 1.5 – Suposições usadas em alguns Métodos de Equilíbrio-limite	15
Quadro 1.6 – Condições de equilíbrio estático satisfeitas por vários Métodos de Equilíbrio-limite.....	33
Quadro 1.7 – Simulação de Métodos das Lamelas comumente usados.....	33
Quadro 3.1 – Parâmetros de Resistência fornecidos pela MBR	43
Quadro 4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização e índices físicos	44
Quadro 4.2 – Resultados dos ensaios de granulometria conjunta	50
Quadro 4.3 – Classificação geotécnica das amostras.....	50
Quadro 4.4 – Resultados dos ensaios de compressão oedométrica	56
Quadro 4.5 – Resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em condições naturais.	64
Quadro 4.6 – Resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em condição inundada.	64
Quadro 4.7 – Resultados obtidos nos ensaios triaxiais	73
Quadro 5.1 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção A em condições naturais.	75
Quadro 5.2 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção B em condições naturais.	76
Quadro 5.3 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção E em condições naturais.	76
Quadro 5.4 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção F em condições naturais.....	77
Quadro 5.5 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2200 em condições naturais.....	77
Quadro 5.6 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2300 em condições naturais.....	78
Quadro 5.7 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção A em condição inundada.	79
Quadro 5.8 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção B em condição inundada.	79
Quadro 5.9 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção E em condição inundada.	80
Quadro 5.10 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção F em condição inundada.	80

Quadro 5.11 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2200 em condição inundada.....	81
Quadro 5.12 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2300 em condição inundada.....	81
Quadro 5.13 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção A em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.	82
Quadro 5.14 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção B em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.	83
Quadro 5.15 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção E em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.	83
Quadro 5.16 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção F em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.	84
Quadro 5.17 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2200 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.....	84
Quadro 5.18 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.....	85
Quadro 5.19 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção A em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivas.....	86
Quadro 5.20 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção B em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivas.....	86
Quadro 5.21 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção E em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivas.....	87
Quadro 5.22 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção F em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivas.....	87
Quadro 5.23 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2200 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivas.....	88
Quadro 5.24 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivas.....	88

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Talude rompido localizado nas proximidades da Mina de Capão Xavier	2
Figura 2.1 – Forças atuantes sobre uma lamela	12
Figura 2.2 – Forças que agem em uma lamela através de uma massa de escorregamento em uma superfície de escorregamento circular.....	19
Figura 2.3 – Forças que agem em uma lamela através de uma massa de escorregamento em uma superfície de escorregamento composta.....	20
Figura 2.4 – Forças que agem em uma lamela através de uma massa de escorregamento em uma superfície de escorregamento completamente especificada	20
Figura 2.5 – Variação funcional da direção das forças de interação com a direção X.....	25
A Figura 2.6 ilustra como a função força de interação f(x) é usada para calcular a força de cisalhamento de interação. Considere o uso de uma função força de <i>Half-sine</i> . Assumindo que a força normal E, entre as lamelas 1 e 2, é 100 KN, e que o valor de λ aplicado é 0,5. A lamela de limite está a $\frac{1}{4}$ da superfície de escorregamento. O valor de f(x) neste ponto é $0,707(\text{sen}45^\circ)$. A força de cisalhamento X então é,	26
Figura 2.6 – Convenção da força de interação para o método GLE	26
Substituindo a equação 5 na equação 15 e resolvendo para normal de interação no lado direito de cada lamela, temos	27
Figura 2.07 – Descrição das direções das Forças de Interação Relativas às Suposições do Método <i>Corps of Engineers</i>	27
Figura 2.08 – Suposição da direção da força de interação de Lowe-Karafiath	28
Figura 2.09 – Fator de correção do Método de Janbu Simplificado	31
Figura 3.1 – Mapa Geológico do entorno da mina do Capão Xavier.....	35
Figura 3.2 – Detalhe do solo que compõe a Amostra 01	36
Figura 3.3 – Detalhe do solo que compõe a Amostra 02	36
Figura 3.4 – Detalhe do solo que compõe a Amostra 03	37
Figura 3.5 – Detalhe do solo que compõe a Amostra 04	37
Figura 3.6 - Detalhe do solo que compõe a Amostra 05	38
Figura 3.7 – Pontos de Coleta de Amostras.....	39
Figura 3.8 – Pontos de Coleta de Amostras.....	39
Figura 3.9 – Coleta de amostra indeformada.	40
Figura 3.9 – Planta Geológica da Mina do Capão Xavier.....	42
Figura 4.1 – Curva granulométrica da amostra 01	45
Figura 4.2 – Curva granulométrica da amostra 02	46
Figura 4.3 – Curva granulométrica da amostra 03	47
Figura 4.4 – Curva granulométrica da amostra 04	48
Figura 4.5 – Curva granulométrica da amostra 05	49
Figura 4.6 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 01 pelo método de Pacheco Silva.	51
Figura 4.7 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 01 pelo método de Casagrande.	51
Figura 4.8 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 02 pelo método de Pacheco Silva.	52

Figura 4.9 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 02 pelo método de Casagrande.	52
Figura 4.10 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 03 pelo método de Pacheco Silva. ..	53
Figura 4.11 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 03 pelo método de Casagrande.	53
Figura 4.12 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 04 pelo método de Pacheco Silva. ..	54
Figura 4.13 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 04 pelo método de Casagrande.	54
Figura 4.14 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 05 pelo método de Pacheco Silva. ..	55
Figura 4.15 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 05 pelo método de Casagrande.	55
Figura 4.16 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal Amostra 01 em condições naturais.	57
Figura 4.17 – Curva deformação vertical x deformação horizontal Amostra 01 em condições naturais.	57
Figura 4.18 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal Amostra 02 em condições naturais.	58
Figura 4.19 – Curva deformação vertical x deformação horizontal Amostra 02 em condições naturais.	58
Figura 4.20 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal Amostra 03 em condições naturais.	59
Figura 4.21 – Curva deformação vertical x deformação horizontal Amostra 03 em condições naturais.	59
Figura 4.22 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal Amostra 04 em condições naturais.	60
Figura 4.23 – Curva deformação vertical x deformação horizontal Amostra 04 em condições naturais.	60
Figura 4.24 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal Amostra 05 em condições naturais.	61
Figura 4.25 – Curva deformação vertical x deformação horizontal Amostra 05 em condições naturais.	61
Figura 4.26 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal Amostra 02 em condição inundada.	62
Figura 4.27 – Curva deformação vertical x deformação horizontal Amostra 02 em condição inundada.	62
Figura 4.28 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal Amostra 03 em condição inundada.	63
Figura 4.29 – Curva deformação vertical x deformação horizontal Amostra 03 em condição inundada.	63
Figura 4.30 –Trajetória de tensões totais Amostra 02.	65
Figura 4.31 –Trajetória de tensões efetivas Amostra 02.	65
Figura 4.32 – Curva tensão desviadora x deformação axial Amostra 02.	66
Figura 4.33 – Curva poro pressão x deformação axial Amostra 02.	66
Figura 4.34 –Trajetória de tensões totais Amostra 03.	67
Figura 4.35 –Trajetória de tensões efetivas Amostra 03.	67
Figura 4.36 – Curva tensão desviadora x deformação axial Amostra 03.	68
Figura 4.37 – Curva poro pressão x deformação axial Amostra 03.	68
Figura 4.38 –Trajetória de tensões totais Amostra 04.	69
Figura 4.39 –Trajetória de tensões efetivas Amostra 04.	69
Figura 4.40 – Curva tensão desviadora x deformação axial Amostra 04.	70
Figura 4.41 – Curva poro pressão x deformação axial Amostra 04.	70
Figura 4.42 –Trajetória de tensões totais Amostra 05.	71
Figura 4.43 –Trajetória de tensões efetivas Amostra 05.	71
Figura 4.44 – Curva tensão desviadora x deformação axial Amostra 05.	72

Figura 4.45 – Curva poro pressão x deformação axial Amostra 05.....	72
Figura 5.1 – Legenda de cores adotadas nas seções analisadas.....	74
Figura A.1 – Superfície de ruptura global da seção A em condições naturais .	98
Figura A.2 – Superfície de ruptura global da seção B em condições naturais .	99
Figura A.3 – Superfície de ruptura global da seção E em condições naturais	100
Figura A.4 – Superfície de ruptura global da seção F em condições naturais	101
Figura A.5 – Superfície de ruptura global da seção 2200 em condições naturais	102
Figura A.6 – Superfície de ruptura global da seção 2300 em condições naturais	103
Figura A.7 – Superfície de ruptura localizada sobre o Depósito Terciário da seção A em condições naturais.	104
Figura A.8 – Superfície de ruptura localizada sobre o Depósito Terciário da seção B em condições naturais.	105
Figura A.9 – Superfície de ruptura localizada sobre o Depósito Terciário da seção E em condições naturais.	106
Figura A.10 – Superfície de ruptura localizada sobre o Depósito Terciário da seção F em condições naturais.....	107
Figura A.11 – Superfície de ruptura localizada sobre o Depósito Terciário da seção 2200 em condições naturais.	108
Figura A.12 – Superfície de ruptura localizada sobre o Depósito Terciário da seção 2300 em condições naturais.....	109
Figura A.13 – Superfície de ruptura global da seção A em condição inundada.	110
Figura A.14 – Superfície de ruptura global da seção B em condição inundada.	111
Figura A.15 – Superfície de ruptura global da seção E em condição inundada.	112
Figura A.16 – Superfície de ruptura global da seção F em condição inundada.	113
Figura A.17 – Superfície de ruptura global da seção 2200 em condição inundada.	114
Figura A.18 – Superfície de ruptura global da seção 2300 em condição inundada.	115
Figura A.19 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção A em condição inundada	116
Figura A.20 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção B em condição inundada	117
Figura A.21 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção E em condição inundada	118
Figura A.22 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção F em condição inundada	119
Figura A.23 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção 2200 em condição inundada.....	120
Figura A.24 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção 2300 em condição inundada.....	121
Figura A.25 – Superfície de ruptura global da seção A em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.....	122
Figura A.26 – Superfície de ruptura global da seção B em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.....	123

Figura A.27 – Superfície de ruptura global da seção E em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.....	124
Figura A.28 – Superfície de ruptura global da seção F em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.....	125
Figura A.29 – Superfície de ruptura global da seção 2200 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.....	126
Figura A.30 – Superfície de ruptura global da seção 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.....	127
Figura A.31 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção A em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais	128
Figura A.32 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção B em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais	129
Figura A.33 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção E em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais	130
Figura A.34 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção F em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais	131
Figura A.35 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção 2200 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.....	132
Figura A.36 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.....	133
Figura A.37 – Superfície de ruptura global da seção A em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos.....	134
Figura A.38 – Superfície de ruptura global da seção B em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos.....	135
Figura A.39 – Superfície de ruptura global da seção E em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos.....	136
Figura A.40 – Superfície de ruptura global da seção F em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos.....	137
Figura A.41 – Superfície de ruptura global da seção 2200 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos.....	138
Figura A.42 – Superfície de ruptura global da seção 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos.....	139
Figura A.43 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção A em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos	140
Figura A.44 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção B em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos	141
Figura A.45 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção E em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos	142
Figura A.46 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção F em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos	143

Figura A.47 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção 2200 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos.....	144
Figura A.48 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos.....	145

RESUMO

PIMENTA, Itamar Junior, M.S., Universidade Federal de Viçosa, abril de 2005. Caracterização Geotécnica e Análise de Estabilidade de Taludes de Mineração em Solos da Mina de Capão Xavier. Orientador: Eduardo A. Gomes Marques. Conselheiros: Enivaldo Minette e Isabel Christina D'Almeida Duarte de Azevedo.

O presente trabalho foi realizado na Mina do Capão Xavier localizada no Quadrilátero Ferrífero, mais precisamente na região de Nova Lima, estando seu depósito inserido no flanco leste do Sinclinal da Moeda. Este depósito que apresenta-se em seu setor sul, parcialmente recoberto por uma camada de argila, considerada a principal cobertura cenozóica corresponde a depósitos de colúvio tipo fluxo gravitacional de detritos (Co), paleogênicos (Terciário Inferior), que ocorrem lateritizados e cortados por inúmeras pequenas falhas. Estes depósitos são portadores de um nível com fragmentos angulosos de hematita na base, encimado por nível argilo-arenoso, por vezes com repetições de seqüências, tendo sido todo o conjunto endurecido por laterização. O objetivo geral desta pesquisa foi realizar uma inédita caracterização geotécnica e determinação de parâmetros de resistência para estes materiais argilosos, bem como o estudo de estabilidade de taludes da cava final da mina localizados na região de ocorrência destes materiais. Para realização destes estudos foram coletados cinco blocos de amostras indeformadas em diferentes pontos de um talude existente ao sul do depósito, em local que tem sido minerado desde a década de oitenta para a obtenção de materiais utilizados para confecção de tijolos refratários. Procedeu-se a caracterização geotécnica com a realização de ensaios de limites de Atterberg, granulometria conjunta e massa específica dos sólidos. A determinação dos parâmetros de resistência se deu através de

ensaios de cisalhamento direto, com umidade natural e inundado e através de ensaios triaxiais do tipo adensado não drenado, com amostras saturadas.

De posse dos dados obtidos através dos ensaios realizados e de dados fornecidos pelas Minerações Brasileiras Reunidas - M.B.R, foram determinados parâmetros adotados nas análises do estudo de estabilidade de seções com ocorrência destes materiais argilosos e determinados fatores de segurança para estes taludes.

ABSTRACT

PIMENTA, Junior Itamar, M.S., U.F.V - Federal University of Viçosa, April, 2005. **Geotechnical Characterization and Soil Slope Stability Analysis on Capão Xavier Mine.** Adviser: Eduardo A. Gomes Marques. Members: Enivaldo Minette and Isabel Christina D'Almeida Duarte de Azevedo.

This present work was developed on Capão Xavier Mine, located at Iron Quadrangle, Southeast Brazil. The iron deposit is located on East side of Moeda Synclinal fold. This deposit is partially recovered, on its south portion, by a Cenozoic deposit mainly composed by clay layers, formed by colluviums originated by gravitational debris flows. Several faults cut all the deposit area, showing the influence of neotectonic processes. The general aim of this research was to carry out an unpublished geotechnical characterization and the determination of strength and deformability parameters for all clay layers identified in this deposit as long as a stability study of final open pit designed for Capão Xavier Mine. Five undisturbed blocks were collected in different points of a cut-slope located at south of the deposit. Atterberg limits, grain size distribution and specific grain weight tests were done. Strength parameters (c, Φ) were determined through natural and saturated direct shear tests and triaxial with saturated samples and undrained conditions. Data obtained from these tests, in addition to data furnished by the mining company, were used to select strength parameters used into slope stability analysis of selected cross-sections. All factor of safety for these cross-sections were determined for Bishop, Fellenius and GLE methods.

1. INTRODUÇÃO

1.1 – Justificativa do estudo

Uma vez que as atividades de exploração mineral, principalmente em minas a céu aberto, como é o caso da Mina do Capão Xavier, são um dos itens mais importantes na produção industrial de Minas Gerais, e que a inclinação dos taludes operacionais e finais destas minas é um fator de extrema importância tanto para a produção quanto para a segurança, este projeto tem grande importância, uma vez que o depósito argiloso estudado chega a apresentar uma espessura superior a sessenta metros. Levando-se ainda em consideração que estes materiais já apresentaram problemas de deslizamento em outras minas e até mesmo na própria mina (no mesmo talude onde foram coletadas as amostras para estudo, Figura 1.1) e que estes materiais podem vir a se instabilizar, torna-se necessário o estudo das propriedades destes materiais para que se possam projetar os taludes operacionais e finais de forma adequada, tornando-os estáveis para uma inclinação máxima admissível.

Um outro aspecto importante relativo aos estudos de estabilidade de cunho regional é a possibilidade de colocar o profissional em contato com todo um conjunto de fatores que caracterizam fenomenologicamente os deslizamentos ocorridos na região em análise, fazendo-se que com isso seja possível à prevenção de escorregamentos futuros e que se tenha diretrizes para dar início a um programa de prevenções de acidentes na região ou em regiões vizinhas que tenham os mesmos condicionantes geológico-geotécnicos.



Figura 1.1 – Talude rompido localizado nas proximidades da Mina de Capão Xavier

1.1 - Objetivos

O presente trabalho consiste de dois objetivos distintos, sendo o primeiro destinado à classificação geotécnica e determinação de parâmetros de resistência do Depósito Terciário argiloso localizado na porção sul da Mina do Capão Xavier e o segundo destinado ao estudo da análise de estabilidade de taludes da cava final da referida mina, localizados na região de ocorrência deste depósito.

Para a realização da primeira etapa foram coletados cinco blocos de amostras indeformadas de diferentes locais e profundidades no corpo de um talude já existente nas proximidades da mina, em uma região de onde, durante duas décadas, foi retirado material argiloso utilizado para fabricação de refratários. Estas amostras foram encaminhadas ao laboratório onde foram realizados, primeiramente, os ensaios de caracterização e em seguida os ensaios de resistência.

De posse dos boletins de sondagem e da planta de localização da mina, foi possível demarcar a região de ocorrência do depósito argiloso, com isso definindo-se as seções onde seriam realizados os estudos de análise de estabilidade.

Os estudos de análise de estabilidade foram realizados com o auxílio do programa SLOPE/W, que é parte integrante do pacote de programas do GEO-SLOPE.

1.4 – Estrutura da dissertação

Esta dissertação está dividida em seis capítulos.

No capítulo I faz-se uma introdução ao trabalho, em que é explanado o problema abordado e os motivos que levaram ao seu desenvolvimento.

No capítulo II, é feita uma revisão de literatura abrangendo os principais assuntos abordados, dando-se ênfase aos movimentos de terra, métodos de análise de estabilidade de taludes e às teorias usadas no desenvolvimento do programa SLOPE/W.

No capítulo III, estão descritos os materiais utilizados e a metodologia utilizada no trabalho, dividida em trabalhos de campo, ensaios de laboratório, trabalhos de escritório e análises de estabilidade de taludes com o uso do programa SLOPE/W.

No capítulo IV, são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de laboratório.

No capítulo V, os resultados obtidos nas análises de estabilidade dos taludes escolhidos na mina.

No capítulo VI, são apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Estabilidade de Taludes: visão fenomenológica

2.1.1 Introdução

A pesquisa voltada à estabilidade de taludes e encostas naturais acumula extenso desenvolvimento técnico-científico, envolvendo diversas áreas do conhecimento, tais como, Engenharia Civil, de Minas e Geotecnia.

De um modo geral, os fenômenos de movimentos de massa, conhecidos como deslizamentos são estudados segundo dois pontos de vista:

- i) Como objeto de estudo da Geologia, estes acontecimentos são, em longo prazo, considerados como processos naturais de renovação da superfície terrestre, dando-se importância a estes fenômenos como processos exogênicos de rejuvenescimento da superfície terrestre;
- ii) Do ponto de vista da Engenharia e Geotecnia, buscando-se investigar a estabilidade e, conseqüentemente, as condições de equilíbrio das massas de solo e de rocha, considerando-se, em geral, as obras de engenharia que nela estão inseridas.

Os taludes ou encostas naturais são definidos com superfícies inclinadas de maciços terrosos, rochosos ou mistos, originados por processos geológicos, geomorfológicos e ações antrópicas. Talude de corte é entendido como um talude originado de escavações antrópicas diversas. Talude artificial se refere ao declive de aterros construídos a partir de materiais de diferentes granulometrias e origens, incluindo rejeitos industriais, urbanos ou de mineração.

A análise e o controle de instabilizações de taludes e encostas têm seu amplo desenvolvimento com as grandes obras civis modernas, em paralelo à consolidação da Engenharia e da Geologia de Engenharia. Atualmente, o estudo e controle de estabilidade de taludes e encostas podem ser relacionados a três grandes áreas de aplicação: construção e recuperação de grandes obras civis; exploração mineral e consolidação de ocupações urbanas em áreas de risco e encostas.

2.1.2 – Classificação dos tipos de movimentos de massa

Desde o século passado, vários métodos de classificação de deslizamentos de terra têm sido propostos. No entanto, até hoje, estas sistemáticas variam de acordo com o enfoque dado pelo autor, levando-se em consideração que existe uma grande variedade de formas, dimensões e tipos de deslizamentos de terra que podem vir a ocorrer.

É importante ressaltar que a classificação do tipo de movimento tem grande importância uma vez que, será através desta classificação que será definido o método de análise de estabilidade e as medidas corretivas que poderão vir a serem tomadas.

Segundo Augusto Filho e Virgili (1998), as classificações modernas, de um modo geral, são baseadas na combinação dos seguintes critérios:

- Velocidade, direção e recorrência dos deslocamentos.
- Natureza do material instabilizado.
- Textura, estrutura e conteúdo de água dos materiais.
- Geometria das massas movimentadas.
- Modalidade de deformação do movimento.

Na literatura pode se verificar que a adoção de um sistema único de classificação destes movimentos está longe de ser atingido, devido ao grande número de propostas de classificação já existentes, como a de Augusto Filho (1992).

De acordo com Augusto Filho e Virgili (1998), os movimentos de massa são classificados como:

- Rastejos – vários planos de deslocamento interno, com velocidades muito baixas e geometria definida. Ocorrem em solos, depósitos e rocha alterada.
- Escorregamentos - poucos planos de escorregamento externos, velocidades médias a altas. Podem ter geometria planar, circular ou em cunha.
- Quedas – sem planos de deslocamento, velocidade alta, ocorrem em material rochoso e com geometria variável.
- Corridas – muitas superfícies de deslocamento, desenvolvimento ao longo de drenagens, velocidade média a alta, mobilização de diversos materiais com o solo, rocha, detritos e água. Possuem grande raio de alcance.

2.1.3 Fatores de Instabilização

Uma das primeiras análises a serem realizadas no estudo da estabilidade de taludes é a definição de possíveis fatores instabilizantes que podem vir a atuar ao longo do tempo sobre a sua estrutura. De um modo geral pode-se dizer que os processos de instabilização são controlados por uma cadeia de eventos, geralmente de comportamento cíclico que têm origem na própria formação da rocha e na ação geológica e geomorfológica subsequente (intemperismo, erosão, ação antrópica, etc.) Estes fatores são definidos, segundo Guidicini e Nieble (1984), como causas e agentes e descritos da seguinte forma: “causa é o modo de atuação de determinado agente, ou seja, um agente pode ocorrer por meio de uma ou mais causas”.

De acordo com Terzaghi (1952) as causas estão divididas em:

- i) causas internas - são aquelas que atuam reduzindo a resistência ao cisalhamento do solo constituinte do talude, sem ferir o seu aspecto geométrico visível.
- ii) causas externas - são devidas às ações externas que alteram o estado de tensões atuantes sobre o maciço, resultando em um acréscimo das tensões cisalhantes que, igualando ou superando a resistência intrínseca do solo, levam o maciço à condição de ruptura.
- iii) causas intermediárias - são as que não podem ser explicitamente classificadas em uma das duas classes anteriormente definidas.

Segundo Guidini e Nieble (1984) os agentes estão divididos em:

- i) agentes predisponentes: são aqueles formados pelo conjunto de condições geológicas, geométricas e ambientais que irão oferecer ambiente para que os movimentos de massa ocorram. Neste tipo de agente não há ação antrópica e as características são funções apenas das condições naturais. Como exemplo de agentes predisponentes, podem ser citados os complexos geológicos, morfológicos, climático-hidrológico, gravidade, calor solar e tipo de vegetação original;
- ii) agentes efetivos: são aqueles diretamente responsáveis pelo desencadeamento de movimentação de massa. Neste conjunto está incluída a ação antrópica, e como exemplo devem ser citados: ocorrência de chuva intensa, erosão por água ou vento, terremoto, ação do homem, fusão do gelo e neve.

De acordo com Varnes (1978), do ponto de vista geotécnico, estes fatores atuarão de duas formas distintas na estrutura do talude, seja reduzindo sua resistência ao cisalhamento ou aumentando as tensões cisalhantes atuantes no seu corpo (QUADRO 1.1). De um modo geral,

para que um talude se torne instável é necessário que estas causas e agentes atuem de forma combinada em sua estrutura.

Augusto Filho e Virgili (1998) citam de forma resumida os principais agentes instabilizantes e processos relatados na dinâmica ambiental brasileira:

- Características climáticas.
- Características e distribuição dos materiais que compõe o substrato da encostas.
- Características geomorfológicas.
- Regime de águas.
- Características de uso e ocupação.

Quadro 1.1 – Fatores deflagradores dos movimentos de massa.

Ação	Fatores	Fenômenos
Aumento das Solicitações	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão, escorregamentos. Cortes
	Sobrecarga	Peso da água da chuva, neve, granizo. Acumulo natural de material Peso da vegetação Construção de estruturas e aterros
	Solicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, vulcões, etc. Explosões, tráfego, sismos induzidos.
	Pressões laterais	Água em trincas, material expansivo, etc.
Redução da Resistência	Características inerentes ao material (textura, estrutura, etc.)	Características geomecânicas do material, estado de tensões iniciais.
	Mudança nas características do material	Intemperismo, redução da coesão, ângulo de atrito. Elevação do nível d'água
	Outras Causas	Enfraquecimento devido ao rastejo progressivo Ação de raízes e animais

Fonte : Guidicine e Nieble (1984)

2.2 Análise de Estabilidade de Taludes

2.2.1 Introdução

A análise de estabilidade envolve um conjunto de procedimentos visando à determinação de um índice ou de uma grandeza que permita quantificar o quão próximo da ruptura um determinado talude ou encosta se encontra, para um determinado conjunto de condicionantes atuantes (pressões neutras, sobrecargas, geometria, etc.).

Os métodos de análise de estabilidade podem ser divididos em três grandes grupos principais:

- Métodos analíticos: baseiam-se na teoria do equilíbrio limite, análise limite e nos modelos matemáticos de tensão e deformação;
- Métodos experimentais: empregam modelos físicos de diferentes escalas;
- Métodos observacionais: calcados na experiência acumulada com a análise de rupturas anteriores (retroanálise, ábacos de projetos, opinião de especialistas, etc.).

A partir de 1916, motivados pelo escorregamento que ocorreu no cais de Stigberg, em Gotemburgo, os suecos desenvolveram os métodos de análise hoje em uso, baseados no conceito de equilíbrio-limite, que supõe a hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, tomada como um corpo rígido-plástico, na iminência de entrar em um processo de escorregamento. É assumido que a superfície formada por esta massa obedece a um critério de ruptura, e aplica-se a esta superfície adotada um critério de resistência, em geral o de Mohr Coulomb, em que a resistência ao cisalhamento é definida por:

$$\tau = c + \sigma_v \cdot \operatorname{tg} \phi \quad \text{Equação 01}$$

em que

τ = resistência ao cisalhamento total do solo;

ϕ = ângulo de atrito interno do solo.

A observação dos escorregamentos na natureza levou as análises a considerar a massa do solo como um todo (Método do Círculo de Atrito), ou subdivididas em lamelas (Método Sueco), ou em cunhas (Método das Cunhas).

Os Métodos de Equilíbrio-Limite partem dos seguintes pressupostos:

- O solo se comporta como material rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente, sem se deformar;

- As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, quando, na realidade, o processo é dinâmico;
- O coeficiente de segurança (FS) é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

Ainda sobre os Métodos de Equilíbrio-Limite, uma divisão proposta por Huang (1983), agrupa os métodos mais populares em três grupos, conforme o número de equações de equilíbrio satisfeitas, como se segue:

1. Métodos que satisfazem o equilíbrio de momento global: a característica dos métodos incluídos nessa categoria é ignorar a relação de forças interlamelares;
2. Métodos que consideram apenas o equilíbrio de forças: neste caso, o equilíbrio de momentos não é, a priori, explicitamente considerado. Os métodos que utilizam esta metodologia e que apresentam os melhores resultados são os que assumem uma posição para as forças interlamelares, de tal forma que o equilíbrio de momentos fica implicitamente satisfeito.
3. Métodos que satisfazem tanto o equilíbrio de momentos quanto de forças. O conceito básico de todos os métodos que usam esta metodologia é o mesmo: para cada lamela são considerados os equilíbrios de forças e de momentos.

Apesar da importância da análise de estabilidade dentro do estudo de taludes e encostas, deve-se sempre ter em mente que a qualidade e a confiabilidade dos resultados obtidos com estes métodos são diretamente dependentes dos parâmetros que alimentam os diferentes modelos de análise, reforçando a importância da caracterização geológica-geotécnica e do correto entendimento dos agentes, causas, geometria, etc. do escorregamento analisado.

2.2.2 Coeficiente de Segurança

Os métodos analíticos empregando equilíbrio limite, expressam a estabilidade de um talude ou de uma encosta por um coeficiente ou fator de segurança (CS ou FS). O Quadro 1.2 mostra as condições de FS para cada situação de estabilidade. Estes coeficientes são definidos como a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo (S) e a tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada (τ), sendo esta última obtida através das equações de equilíbrio, isto é,

$$F = \frac{S}{\tau} \quad \text{Equação 02}$$

S, em termos de tensões efetivas, é dado por:

$$S = c' + \tilde{\sigma} \tan \phi$$

Equação 03

Para o cálculo de um coeficiente de segurança é necessário que se estabeleça previamente à geometria da superfície de ruptura e se admita um regime de deformação do tipo rígido-plástico, simplificador do verificado em terrenos naturais.

A adoção de um determinado valor de FS num projeto visando a implantação ou contenção de taludes depende de vários fatores. Entre os quais destacam-se as consequências potenciais associadas à instabilização do talude (área urbana, mineração, estradas, etc.), à dimensão do talude, à heterogeneidade do maciço, à base de dados utilizada, etc.

Quadro 1.2 – Fatores de segurança determinísticos e as respectivas condições de estabilidade do talude.

COEFICIENTE DE SEGURANÇA (FS)	CONDIÇÃO DO TALUDE
FS < 1,0	Talude instável; caso o talude venha a ser implantado nestas condições, deverá sofrer ruptura.
FS = 1,0	Condição limite de estabilidade associada à iminência de ruptura; também condição adotada geralmente nos casos de retroanálise.
FS > 1,0 (pouco maior)	Condição estável; quanto mais próximo de 1,0 for o FS, mais precária e frágil será a condição de estabilidade do talude.
FS >> 1,0 (muito maior)	Condição estável; quanto maior for o FS, menores serão as possibilidades do talude vir a sofrer ruptura quando submetido a condições críticas.

Fonte: Slope/W

2.2.3) Superfície de ruptura

Como descrito no item anterior, para a adoção de um fator de segurança é necessário que se estabeleça uma superfície de ruptura para o talude ou encosta.

Esta superfície será aquela pela qual se dará a ruptura do solo e seu formato irá depender principalmente do perfil do solo constituinte do talude e sua formação geológica. Existem três possíveis tipos de ocorrência de superfície de ruptura, que são:

- Superfície de ruptura plana: pode se desenvolver ao longo de uma fratura ou por um plano de acamamento de origem natural ou artificial, sendo também aceitável em taludes homogêneos e muito íngremes, com inclinação próxima a 90 graus;

- Superfície de ruptura circular: é uma superfície que tem por diretriz um arco de circunferência, círculo, espiral logarítmica e outras curvas. Em solos homogêneos, a superfície de ruptura mais provável é a de forma circular ou cilíndrica, uma vez que o círculo tem a menor área por unidade de massa;
- Superfície de ruptura qualquer: ocorre em solos que possuem vários planos de fraqueza ou de baixa resistência, a superfície de ruptura será formada pela união de vários segmentos de reta que passam por estes planos. Esta superfície qualquer de ruptura será definida a critério do usuário, de acordo com o problema estudado e dentro das potencialidades do software utilizado.

2.2.4 Métodos de análise de estabilidade

2.2.4.1 Método do talude infinito

São considerados taludes infinitos aqueles que se estendem por longas distâncias e possuem camadas consistentes no seu perfil que tem espessura muito menor que o comprimento do talude. É um método simples, podendo ser resolvido sem a utilização de programas computacionais complexos.

Segundo Taylor (1948), quando se utiliza este método para a análise de estabilidade de taludes, além das hipóteses pertinentes aos conceitos de equilíbrio limite plástico, admite-se também que as linhas de fluxo são paralelas à superfície do terreno e que a ruptura é do tipo planar e paralela à superfície do talude.

2.2.4.2 Método do arco circular

Método baseado na suposição de que um bloco rígido e cilíndrico irá se romper por rotação sobre seu centro e que sua resistência cisalhante ao longo da superfície de ruptura é definida pela sua resistência não drenada. Como a resistência não drenada é utilizada, considera-se que o ângulo de atrito interno, ϕ , será igual a zero.

O FS pode ser analisado pela razão entre a resistência cisalhante e o momento de tombamento sobre o centro da superfície circular de ruptura.

2.2.4.3 Método do círculo de atrito

Método com utilização voltada para solos homogêneos com $\phi > 0$, semelhante aos solos onde sua resistência cisalhante dependem da tensão normal. Em outras palavras, este método pode ser utilizado quando as componentes de atrito e de coesão devem ser consideradas para o cálculo da resistência cisalhante

Este método pressupõe a existência de uma superfície de escorregamento circular, sendo analisada a estabilidade do corpo rígido situado acima desta superfície de ruptura. É satisfeito o equilíbrio total de forças, visto que a massa deslizante é analisada como um todo, sem divisões.

As forças participantes são o peso da cunha, a força resultante de coesão que se desenvolve ao longo da cunha e a força de atrito resultante que se constitui do produto da componente normal da força peso pela tangente do ângulo de atrito do solo. Estas forças, nas condições de equilíbrio, ou concorrem para um mesmo ponto, ou fornecem um polígono de forças fechado.

2.2.4.4 Método das lamelas (SUECO)

O método das lamelas ou Sueco, que é o método utilizado por vários programas computacionais, não considera a massa deslizada como um todo e sim discretiza esta massa em pequenas lamelas que são analisadas individualmente como um único bloco de escorregamento, que podem ser interpretados como acomodamentos complexos na geometria do talude, variáveis nas condições do solo e a influência de carregamentos externos atuantes no talude.

Todos os métodos de equilíbrio limite para a análise de estabilidade de taludes dividem a massa deslizante em 'n' lamelas menores e cada lamela é afetada por um sistema de forças, conforme mostrado na figura 2.1.

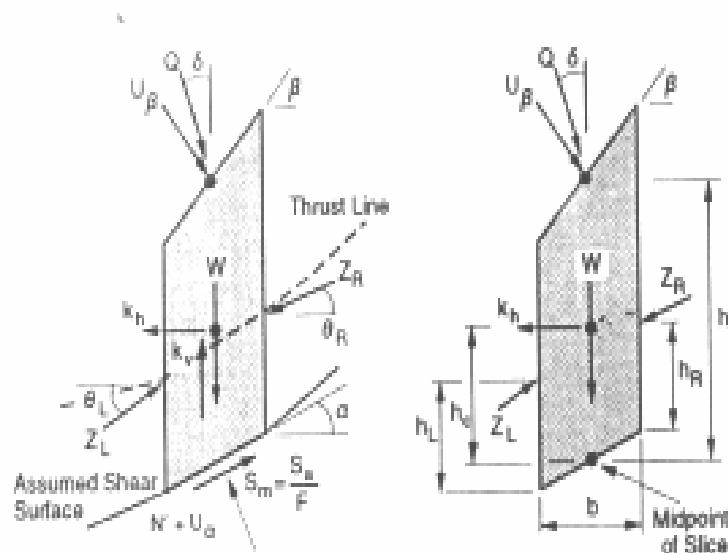


Figura 2.1 – Forças atuantes sobre uma lamela

Onde:

FS = fator de segurança

S_a = resistência utilizável

S_m = resistência mobilizada

U_α = poro pressão

U_β = linha piezométrica

W = peso da lamela

N' = força normal efetiva

Q = carregamento externo

K_v = coeficiente sísmico vertical

K_h = coeficiente sísmico horizontal

Z_L = força interlamelar atuante do lado esquerdo

Z_R = força interlamelar atuante do lado direito

θ_L = ângulo da força interlamelar atuante do lado esquerdo

θ_R = ângulo da força interlamelar atuante do lado esquerdo

h_L = altura da força Z_L

h_R = altura da força Z_R

α = inclinação da base da lamela

β = inclinação do topo da lamela

b = largura da lamela

h = altura média da lamela

h_c = altura do centróide da lamela

A linha de empuxo mostrada na Figura 2.1 conecta os pontos de aplicação das forças entre as lamelas, Z_i . A localização desta linha de empuxo somente é determinada para métodos mais rigorosos que satisfazem o equilíbrio completo. Ou seja, métodos mais simplificados de análise não adotam esta linha porque consideram que na condição de ruptura não ocorre o equilíbrio completo.

Para este sistema de forças existem $(6n-2)$ incógnitas, conforme Quadro 1.3, e apenas quatro equações podem ser escritas no equilíbrio limite, conforme mostrado no Quadro 1.4, o que torna este sistema indeterminado. No entanto, este sistema torna-se determinável com a adoção de hipóteses simplificadoras que são adotadas conforme o método de análise.

No Quadro 1.5 estão listados alguns dos principais métodos de análise de estabilidade de taludes descrevendo as condições de equilíbrio satisfeitas por cada método e a possível superfície de ruptura que pode ser adotada.

Quadro 1.3 – Resumo das incógnitas na solução do FS

Incógnitas	Descrição
n	Módulo da força normal à base de cada lamela, N'
n	Ponto de aplicação da força normal à base, N'
n-1	Módulo da força normal à interface entre as lamelas, Z
n-1	Ponto de aplicação da força normal à interface entre as lamelas
n-1	Módulo da força de cisalhamento na interface entre as lamelas.
n	Força de cisalhamento na base de cada lamela, S_m
1	Fator de Segurança, FS
6n-2	Número total de incógnitas

Fonte: Solpe/w

Quadro 1.4 – Resumo das equações conhecidas na solução do FS

Equações Conhecidas	Descrição
n	Soma das forças na direção horizontal
n	Soma das forças na direção vertical
n	Soma dos momentos
n	Critério de ruptura de Mohr-Coulomb
4n	Número total de equações

Fonte: Solpe/w

Quadro 1.5 – Suposições usadas em alguns Métodos de Equilíbrio-limite

MÉTODO	SUPOSIÇÕES
Ordinário ou Fellenius	Satisfaz o equilíbrio de momentos total Despreza as forças de interação interlamelares Superfície circular de ruptura
Bishop	Satisfaz as condições de momentos e de forças Considera que as forças totais cisalhantes que atuam sobre uma lamela são nulas Superfície circular de ruptura
Bishop Simplificado	Satisfaz as condições de momentos e de forças verticais Considera que as forças cisalhantes totais que atuam sobre uma lamela são nulas Impõe que o somatório da diferença entre as forças horizontais entre as lamelas é zero Superfície circular de ruptura
Jambu Generalizado	Satisfaz as condições de momentos e de forças Supõe que a localização das forças interlamelares pode ser arbitrariamente escolhida Superfície qualquer de ruptura
Jambu Simplificado	Satisfaz as condições de momentos e de forças As forças resultantes de interação são horizontais Adota um fator de correção empírico, f_0 , usado para calcular as forças de cisalhamento de interação. Superfície qualquer de ruptura
Spencer	Satisfaz as condições de momentos e de forças As forças resultantes de interação são de inclinação constante através da massa deslizando Superfície qualquer de ruptura
Corp of Engineers	Satisfaz as condições de momentos e de forças A direção da força de interação resultante é: <ul style="list-style-type: none"> • Igual à inclinação média do começo e fim da superfície de escorregamento • Paralela à superfície do terreno Superfície qualquer de ruptura
Lowe-Karafiath	Satisfaz as condições de momentos e de forças A direção das forças de interação resultantes é igual a média da superfície do terreno e a inclinação da base de cada lamela Superfície qualquer de ruptura
GLE	Satisfaz as condições de momentos e de forças Somatório das forças horizontais e verticais para cada lamela Somatório dos momentos sobre um ponto comum para todas lamelas Somatório das forças na direção horizontal para todas lamelas Direção da força de interação resultante é determinada pela função arbitria λ Superfície qualquer de ruptura

Fonte: Solpe/w

Para a escolha do método de análise de estabilidade a ser adotado, vários fatores devem ser levados em consideração, tanto os de natureza técnica e econômica. Do ponto de vista técnico, os métodos de Morgensten e Price, Jambu, Spencer e GLE são métodos mais completos e rigorosos, e por isso mais recomendáveis. No entanto, se as superfícies analisadas forem circulares, os métodos ditos não exatos, como o de Bishop Simplificado fornecem resultados com precisão muito próximas às dos métodos ditos exatos.

Para uma escolha conveniente do método de análise a ser adotado é preciso que se tome alguns cuidados, tais como:

- Tentar visualizar as prováveis formas das possíveis superfícies de ruptura, dando uma maior atenção na existência de descontinuidades, superfícies de ruptura pré-existentes, estratificação, heterogeneidade das camadas, trincas de tração e juntas abertas;
- Realizar distinções entre os primeiros escorregamentos e possíveis movimentos secundários ao longo das superfícies de rupturas já existentes;
- Ter critérios seguros em relação ao FS em respeito a coesão e ângulo de atrito dos materiais. Sempre que possível comparar os parâmetros de resistência obtidos da realização de retro-análises com dados obtidos em laboratório, examinando a segurança destes dados obtidos para parâmetros de resistência e poro-pressão;
- Realizar considerações de possíveis condições de fluxo e da condição do rebaixamento do lençol freático;
- Definir corretamente qual estado de tensões (total ou efetiva) que deve ser adotado, de acordo com o tipo de análise realizada, definindo se a análise será para prazo curto ou longo e assegurar-se de que as estimativas de poro-pressão são confiáveis, efetuando monitoramento das mesmas no campo.

2.3 Teoria Usada no Desenvolvimento do SLOPE/W da GEO-SLOPE

Neste item, apresentam-se os fundamentos teóricos utilizados no desenvolvimento do módulo SLOPE/W do programa GEO-SLOPE. São definidas primeiramente, as variáveis usadas, seguindo-se uma breve descrição do método do Equilíbrio Limite Geral (GLE). As equações relevantes são derivadas, incluindo a equação da forma normal básica e as equações do fator de segurança. Em seguida, descreve-se o procedimento iterativo adotado na resolução das equações do fator de segurança não-linear. Os aspectos teóricos relacionados aos solos com poro-pressões negativas também são analisados. O SLOPE/W determina o fator de segurança através de duas equações: uma satisfazendo o equilíbrio de forças e uma outra que satisfaz o equilíbrio de momentos. Todos os métodos de lamelas, comumente usados, podem ser visualizados como casos especiais da solução do GLE.

A teoria do Método de Tensão em Elementos Finitos (FES) é comentada como uma alternativa na análise de estabilidade de equilíbrio-limite. Este método calcula o fator de segurança de um talude baseado no estado de tensão no material, obtido de uma análise de tensão de elementos finitos.

2.3.1 Definições de variáveis

O SLOPE/W, usa a teoria de equilíbrio-limite de forças e momentos na determinação do FS.

Um FS é definido como a relação entre o esforço resistente e o esforço atuante na massa passível de sofrer deslizamento. À condição de equilíbrio-limite corresponderia um fator de segurança unitário.

Para uma análise em termos de tensão efetiva, a resistência ao cisalhamento é definida como:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi' \quad \text{Equação 04}$$

Em que:

τ - Resistência ao cisalhamento

c' - Coesão efetiva

ϕ' - Ângulo de atrito interno efetivo

σ_n - Tensão normal total

u - Poro-pressão

Para uma análise em tensão total, os parâmetros de resistência são definidos em termos de tensões totais e poro pressões não são requeridas.

A análise de estabilidade envolve a passagem de uma superfície de escorregamento pela massa de solo e a divisão da porção inscrita em lamelas verticais. A superfície de escorregamento pode ser circular, composta ou pode ainda consistir de qualquer forma definida por uma série de linhas diretas (superfície de escorregamento completamente especificada).

A formulação de equilíbrio-limite assume que:

- I. O solo se comporta como um material de Mohr-Coulomb.
- II. O FS do componente coesivo de resistência e do componente friccional de resistência é igual para todos os materiais envolvidos.
- III. O FS é o mesmo para todas as lamelas.

As Figuras 2.3, 2.3 e 2.4 mostram as forças que agem em uma superfície de escorregamento circular, uma composta e uma completamente especificada, respectivamente. As variáveis são definidas como segue:

- W** -peso total de uma lamela de largura b e altura h .
- N** -força normal total na base da lamela.
- S_m** -força de cisalhamento mobilizado na base de cada lamela.
- E** -forças normais de interação horizontal. L e R designam o lado esquerdo e direito da lamela, respectivamente
- X** -forças normais de interação vertical. L e R designam o lado esquerdo e direito da lamela, respectivamente.
- D** -carga linear externa.
- kW** -carga sísmica horizontal aplicada no centróide de cada lamela.
- R** -raio para uma superfície de escorregamento circular ou braço de momentos associados com a força de cisalhamento mobilizada, S_M , para qualquer lamela da superfície de escorregamento.
- f** -compensação perpendicular da força normal do centro de rotação ou do centro de momentos.

- x** -distância horizontal da linha central de cada lamela ao centro de rotação ou ao centro de momentos
- e** -distância vertical da linha central de cada lamela ao centro de rotação ou ao centro de momentos.
- d** -distância perpendicular da carga linear ao centro de rotação ou ao centro de momentos.
- h** -distância vertical do centro da base de cada lamela à linha superior na geometria (geralmente superfície do solo).
- a** -distância perpendicular da força d'água externa resultante ao centro de rotação ou ao centro de momentos. L e R designam o lado esquerdo e direito do talude, respectivamente.
- A** -forças d'água externas resultantes. L e R designam o lado esquerdo e direito do talude, respectivamente.
- ω -ângulo da carga linear com a horizontal.
- α -ângulo entre a tangente do centro da base de cada lamela e a horizontal.

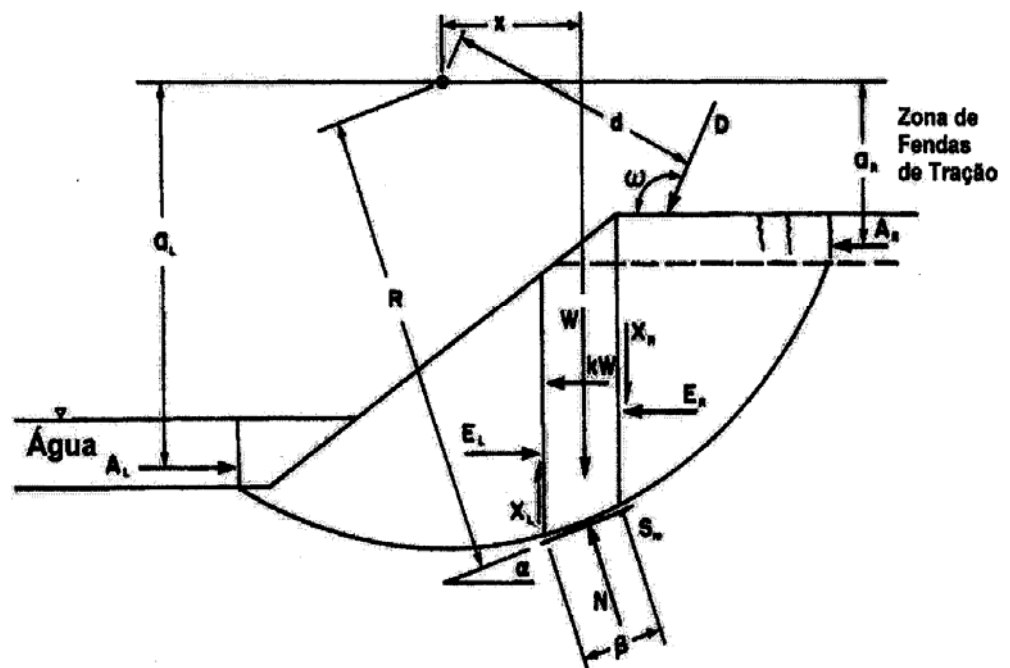


Figura 2.2 – Forças que agem em uma lamela através de uma massa de escorregamento em uma superfície de escorregamento circular.

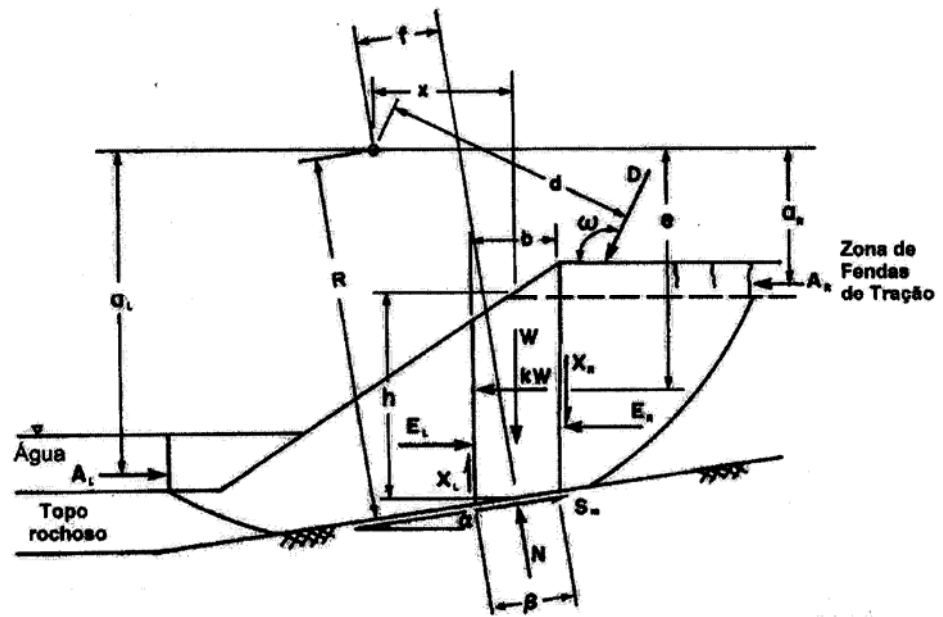


Figura 2.3 – Forças que agem em uma lamela através de uma massa de escorregamento em uma superfície de escorregamento composta.

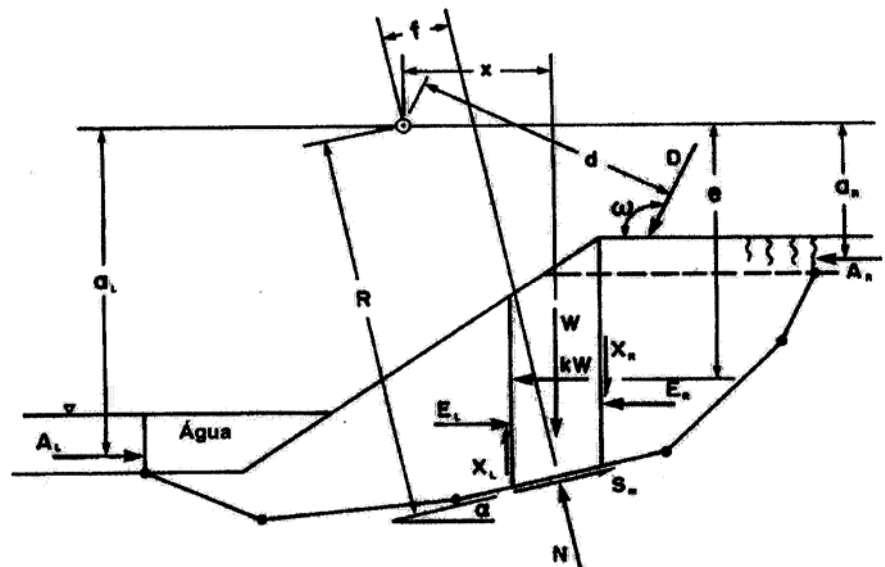


Figura 2.4 – Forças que agem em uma lamela através de uma massa de escorregamento em uma superfície de escorregamento completamente especificada

O módulo da força de cisalhamento mobilizada para satisfazer as condições de equilíbrio-limite é,

$$S_m = \frac{\tau\beta}{F} = \frac{\beta(c + (\sigma_n - u)\tan\phi)}{F} \quad \text{Equação 05}$$

em que :

$\sigma_n = \frac{N}{\beta}$ - é a tensão normal média na base de cada lamela

F - fator de segurança

β - comprimento da base de cada lamela

As equações da estática que podem ser usadas para derivar o fator de segurança são os somatórios de momentos em relação a um ponto qualquer. Estes dois elementos, combinados com o critério de ruptura, são suficientes para resolver o problema.

Como o número de incógnitas excede ao número de quantidades conhecidas, o problema é indeterminado. Logo, devem ser feitas suposições relativas às direções, magnitudes, e/ou ponto de aplicação de algumas das forças, para resolver o determinante de análise. A maioria dos métodos assumem primeiro que o ponto de aplicação da resultante de força normal na base de uma lamela age sobre o ponto médio desta base.

2.3.2 Método de Equilíbrio-Limite Geral - GLE

O método de GLE usa as seguintes equações da estática na solução do FS:

- I. Somatório das forças na direção vertical para cada lamela.
- II. Critério de Mohr-Coulomb para cada lamela.
- III. Somatório dos momentos sobre um ponto comum para todas as lamelas.
- IV. Somatório das forças na direção horizontal para todas as lamelas.

A análise é ainda indeterminada, e uma suposição adicional é feita com relação à direção das forças de interação resultantes. A direção é assumida ser descrita por uma função força de interação. Os FS podem agora ser calculados baseados no equilíbrio de momentos

(F_m), e no equilíbrio de forças (F_f). O FS que satisfaz ambas condições de equilíbrio, de momentos e de forças, é considerado o FS convergido do método GLE.

Usando a mesma maneira de abordar o método GLE, também é possível especificar uma variedade de condições de forças de interação e satisfazer só as condições de equilíbrio de momentos ou de forças.

2.3.3 Fator de segurança do equilíbrio de momentos

As figuras 2.2, 2.3, e 2.4 são usadas na derivação da equação do FS do equilíbrio de momentos. O somatório de momentos para todas as lamelas sobre um ponto comum, pode ser escrito como se segue:

$$\sum Wx - \sum S_m R - \sum Nf + \sum kWe \pm [Dd] \pm Aa = 0 \quad \text{Equação 06}$$

Os colchetes[•] na equação 06 significam que estas forças só são consideradas para a lamela na qual as forças atuam. Substituindo a equação 05 na equação 06 e resolvendo para o FS temos,

$$F_m = \frac{\sum (c' \beta R + (N - u\beta) R \tan \phi')}{\sum Wx - \sum Nf + \sum kWe \pm [Dd] \pm Aa} \quad \text{Equação 07}$$

A equação 07 é não linear já que a força normal, N, também é uma função do FS.

2.3.4 Fator de segurança do equilíbrio de forças

As figuras 2.2, 2.3 e 2.4 são usadas na derivação da equação do FS do equilíbrio de força. O somatório das forças na direção horizontal para todas as lamelas resultam em,

$$\sum (E_L - *E_R) - \sum (N \sin \alpha) + \sum (S_m \cos \alpha) - \sum (kW) = 0 \quad \text{Equação 08}$$

O termo $\sum (E_L - E_R)$ deve ser zero quando somado para toda a massa deslizante. Substituindo a Equação 05 na equação 08 tem-se,

$$F_f = \frac{\sum (c' \beta \cos \alpha + (N - u\beta) \tan \phi' \cos \alpha)}{\sum N \sin \alpha + \sum kw - [D \cos \omega] \pm A} \quad \text{Equação 09}$$

A equação 09 também é não-linear.

2.3.5 Força normal à base da lamela

A força normal à base de uma lamela é derivada da soma das forças na direção vertical em cada lamela.

$$-W + (X_L - X_R) + N \cos \alpha + S_m \sin \alpha - [D \sin \omega] = 0 \quad \text{Equação 10}$$

Substituindo a equação 05 na equação 10 e resolvendo para a força normal, N, temos que,

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \frac{c \beta \sin \alpha + u \beta \sin \alpha \tan \phi'}{F} + [D \sin \omega]}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F}} \quad \text{Equação 11}$$

Ao denominador da equação 11 é comumente dado o nome da variável m_α . O FS, F, é igual ao FS do equilíbrio de momentos, e igual ao FS do equilíbrio de forças, F_f , quando calculado pelo equilíbrio de forças.

A equação 11 não pode ser resolvida diretamente já que o FS (F) e as forças de cisalhamento de interação (X_L e X_R) são desconhecidos. Para a normal à base de cada lamela, a equação seguinte é obtida para a força normal.

$$N = W \cos \alpha - kW \sin \alpha + [D \cos(\omega + \alpha - 90)] \quad \text{Equação 12}$$

Usando a equação simplificada (equação 12) na resolução das equações 07 e 09 provê-se valores iniciais para o cálculo do FS. O FS da equação 07 é o FS do método Ordinário ou de Fellenius.

Logo, assumindo que as forças de cisalhamento de interação na equação 07 são iguais a zero, a força normal à base pode ser calculada por:

$$N = \frac{W - \frac{c \beta \sin \alpha + u \beta \sin \alpha \tan \phi'}{F} + [D \sin \omega]}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F}} \quad \text{Equação 13}$$

Quando a equação 13 é usada na solução do FS do equilíbrio de momentos (equação 07) a solução é o FS para o método de Bishop Simplificado.

A equação 13 pode ser usada na solução FS do equilíbrio de forças (equação 09). A solução é o método de Janbu Simplificado sem o fator de correção empírico, f_0 , aplicado (Janbu, et al, 1956).

Se ambas as equações de equilíbrio são resolvidas simultaneamente, é necessário primeiro calcular as forças normais de interação.

2.3.6 Forças de interação

Forças de cisalhamento de interação são exigidas para calcular a força normal à base de cada lamela. A força de cisalhamento de interação é calculada como a porcentagem da força normal de interação, de acordo com a equação empírica seguinte (Morgenstern e Price, 1965):

$$X = E\lambda f(x) \quad \text{Equação 14}$$

em que:

λ - porcentagem (na forma decimal) da função usada.

$f(x)$ – função força de interação representando a direção relativa da força de interação resultante.

A Figura 2.5 mostra algumas formas de funções típicas. O tipo de função de força usado no cálculo do FS é prerrogativa do usuário.

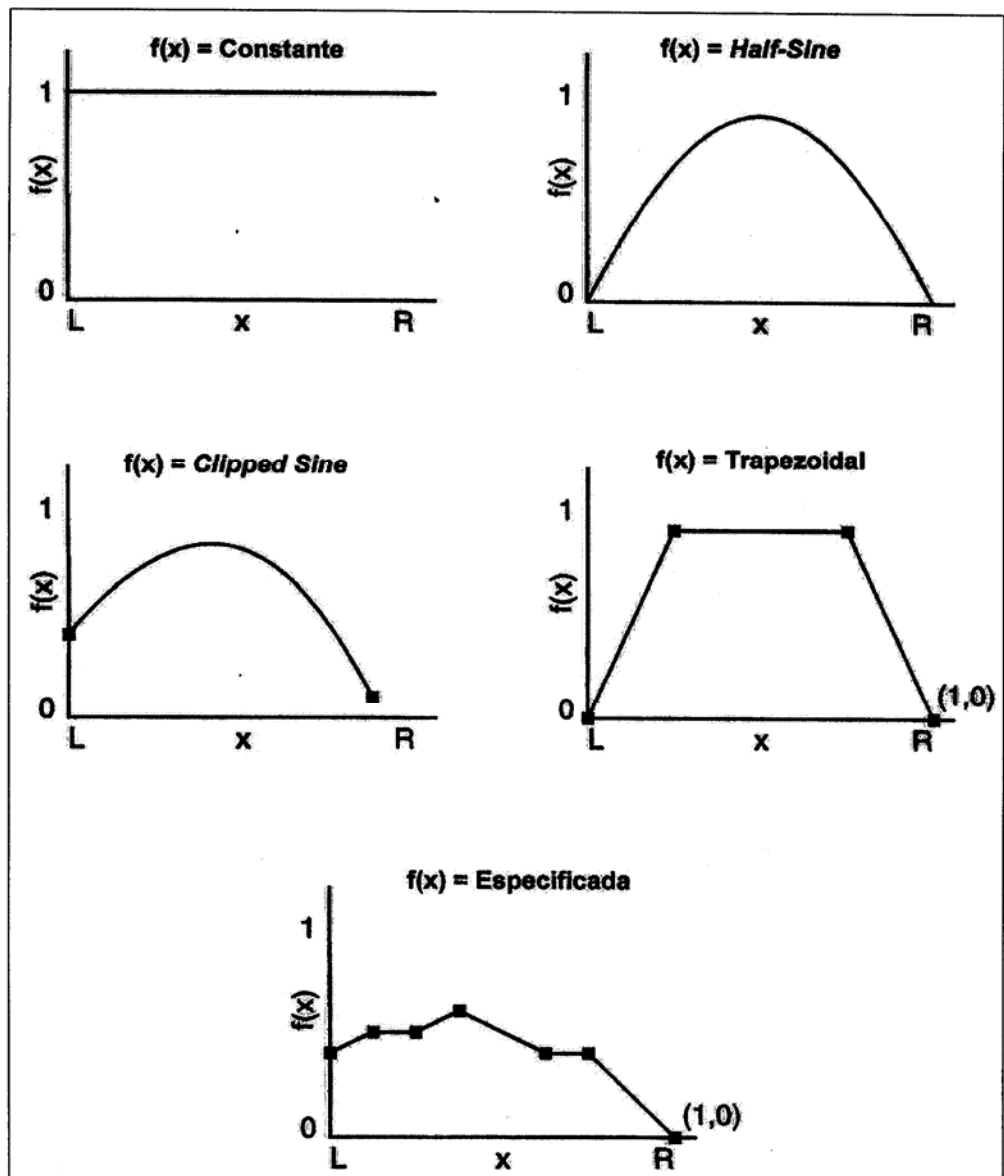


Figura 2.5 – Variação funcional da direção das forças de interação com a direção X

A Figura 2.6 ilustra como a função força de interação $f(x)$ é usada para calcular a força de cisalhamento de interação. Considere o uso de uma função força de *Half-sine*. Assumindo que a força normal E, entre as lamelas 1 e 2, é 100 kN, e que o valor de λ aplicado é 0,5. A lamela de limite está a $\frac{1}{4}$ da superfície de escorregamento. O valor de $f(x)$ neste ponto é 0,707($\text{sen}45^\circ$). A força de cisalhamento X então é,

$$f(x) = \text{sen}45^\circ = 0.707$$

$$\lambda = 0,5$$

$$E = 100$$

$$X = 100 \times 0.5 \times 0.707 = 35.35 \text{ kN}$$

Para este exemplo a relação da força de cisalhamento para com a força normal varia de 0.0 na crista e no pé, para um máximo de 0.5 no ponto central ao longo da superfície de escorregamento.

A adição de forças em uma direção horizontal pode ser escrita para cada lamela.

$$(E_L - E_R) - N \sin\alpha + S_m \cos\alpha - KW + [D \cos\omega] = 0 \quad \text{Equação 15}$$

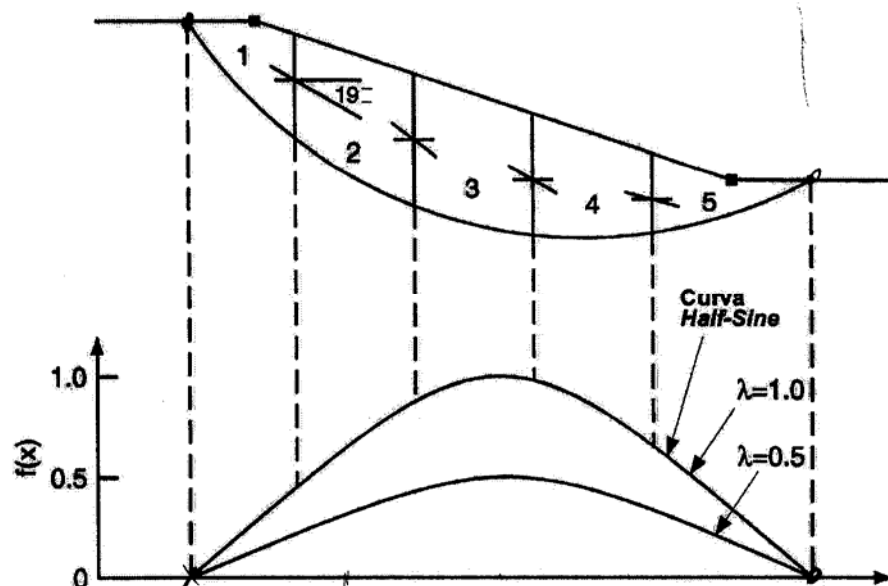


Figura 2.6 – Convenção da força de interação para o método GLE

Substituindo a equação 5 na equação 15 e resolvendo para normal de interação no lado direito de cada lamela, temos

$$E_R = E_L + \frac{(c' \beta - u \beta \tan \phi') \cos \alpha}{F} + N \left(\frac{\tan \phi' \cos \alpha}{F} - \sin \alpha \right) - kW + [D \cos \omega]$$

Equação 16

As forças normais de interação são resolvidas usando um procedimento de integração que se inicia no extremo esquerdo de cada superfície de escorregamento.

2.3.6.1 Função força de interação *Corps of Engineers*

O método CE satisfaz somente o equilíbrio de forças para o talude global. A direção da força de interação é assumida ser igual à superfície média do talude. Isto é interpretado igualmente ao talude médio entre os extremos, entrada e saída, da superfície do terreno (Suposição N° 2, figura 2.07). Em ambos os casos, o SLOPE/W gera a função força de interação.

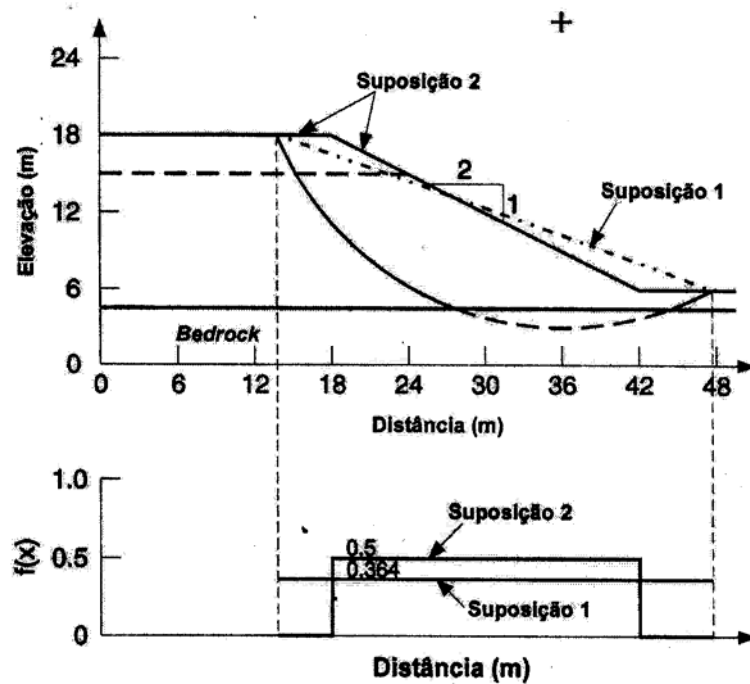


Figura 2.07 – Descrição das direções das Forças de Interação Relativas às Suposições do Método *Corps of Engineers*

2.3.6.2 Função força de interação *Lowe-Karafiath*

O método de *Lowe-Karafiath* satisfaz somente ao equilíbrio de forças para o talude global. A direção da força de interação resultante é assumida ser igual à média entre a superfície do terreno e a superfície de deslizamento dos taludes.

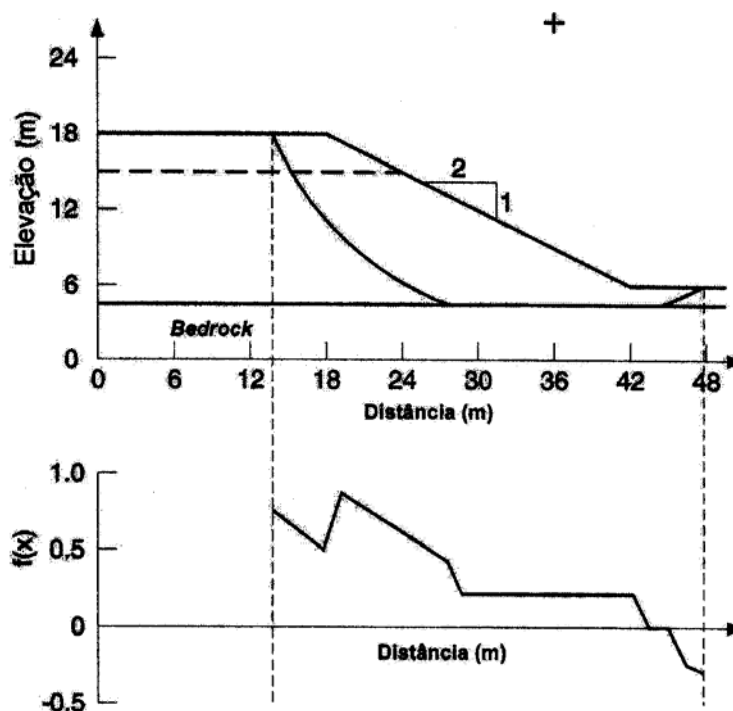


Figura 2.08 – Suposição da direção da força de interação de *Lowe-Karafiath*

2.3.6.3 Função força de interação *Fredlund-Wilson-Fan*

Uma função generalizada foi proposta para a direção da força de interação (Fan, et al, 1986). A função é baseada em uma análise de elementos finitos bidimensionais de um contínuo elástico linear usando elementos triangulares de tensão constante. As tensões normais na direção-x e as tensões de cisalhamento na direção-y foram interligadas ao longo de planos verticais dentro de uma massa deslizante para a obtenção das forças normal e de cisalhamento, respectivamente. A relação entre as forças de cisalhamento e normal foi plotada ao longo de cada seção vertical para prover uma distribuição para a direção das forças de interação resultantes.

2.3.7 Efeitos de poro-pressão negativas

Em locais acima do NA o solo encontra-se não saturado e seus poros têm uma pressão na fase líquida (u_w) e outra na fase gasosa (u_a). A diferença entre u_a e u_w é comumente chamada de sucção do solo. Sob condições de poro-pressões negativas a resistência ao cisalhamento não pode variar à mesma taxa de variação das poro-pressões positivas e totais. Então, uma forma modificada da equação de Mohr-Coulomb deve ser usada para descrever a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad \text{Equação 17}$$

Em que:

u_a - pressão de ar nos poros

u_w – poro-pressão

ϕ^b – ângulo que define o aumento na resistência ao cisalhamento para um aumento na sucção, ($u_a - u_w$).

A equação 17 indica que a resistência ao cisalhamento de um solo pode ser considerada como tendo três componentes: a resistência coesiva devido a c' , a resistência de atrito devido à ϕ' e a resistência de sucção devido à ϕ^b .

2.3.7.1 Fator de segurança para solos não saturados

É possível derivar as equações dos fatores de segurança anteriores (equações 07 e 09) usando a equação da resistência ao cisalhamento para um solo não saturado. A resistência ao cisalhamento mobilizada na base de uma lamela, S_m , pode ser escrita da seguinte forma:

$$S_m = \frac{\beta}{F} (c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b) \quad \text{Equação 18}$$

A força normal à base de uma lamela, N , é derivada da soma das forças na direção vertical:

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \frac{c' \beta \sin \alpha}{F} + \frac{u_a \beta \sin \alpha (\tan \phi' - \tan \phi^b)}{F} + \frac{u_w \beta \sin \alpha \tan \phi^b}{F}}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F}}$$

Equação 19

Para a maioria das análises, a pressão atmosférica pode ser fixada como zero ($u_a = 0$) e a equação 19 se torna:

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \frac{c' \beta \sin \alpha}{F} + \frac{u_w \beta \sin \alpha \tan \phi^b}{F}}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi^b}{F}} \quad \text{Equação 20}$$

Quando o solo está saturado, ϕ^b pode ser fixado como ϕ' e, então, a mesma equação pode ser usada para ambos os solos, saturados e não saturados.

Duas equações de FS independentes são deduzidas, uma com relação ao equilíbrio de momentos e outra com relação ao equilíbrio de forças horizontais.

Quando só o equilíbrio de momentos é satisfeito, a equação do FS pode ser escrita como,

$$F_m = \frac{\sum \left(c' \beta R + \left[N - u_w \beta \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi^b} - u_a \beta \left(1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi^b} \right) \right] R \tan \phi^b \right)}{\sum W_x - \sum N_f} \quad \text{Equação 21}$$

A equação do FS relativa ao equilíbrio de forças horizontais pode ser escrita como,

$$F_f = \frac{\sum \left(c' \beta \cos \alpha + \left[N - u_w \beta \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi^b} - u_a \beta \left(1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi^b} \right) \right] \tan \phi^b \cos \alpha \right)}{\sum N \sin \alpha} \quad \text{Equação 22}$$

Quando a pressão de ar nos poros é zero (pressão atmosférica), o seu termo completo pode ser abandonado. As formulações anteriores aplicam-se para ambos os solos, saturados e não saturados. Quando o solo é saturado, o termo ϕ^b deve ser estabelecido igual ϕ' .

2.3.8 Cálculo dos fatores de segurança

Quatro fases diferentes são necessárias para o cálculo dos vários FS, conforme apresentado a seguir.

2.3.8.1 Fase 1

Para a primeira iteração, ambas as forças de interação, de cisalhamento e normal, são fixadas em zero. O FS resultante do

equilíbrio de momentos é o FS Ordinário ou de Fellenius. As primeiras iterações dos FS são usadas como aproximações para começar a segunda fase.

2.3.8.2 Fase 2

Na fase 2 inicia-se a solução das equações do FS não-linear. O valor de λ , é fixado em zero e, portanto, as forças de cisalhamento de interação são fixadas em zero. Normalmente são exigidas de 4 a 6 iterações para assegurar a convergência das equações do FS do equilíbrio de momentos e forças. A resposta da equação de equilíbrio de forças corresponde ao método de Janbu Simplificado, sem a aplicação do fator de correção empírico (f_0). O fator de correção depende da forma da superfície de escorregamento, da coesão e do ângulo de atrito do material (figura 2.09). O FS de Janbu calculado deve ser ajustado manualmente para o fator de correção, f_0 se desejar, pois o SLOPE/W não faz esta correção empírica.

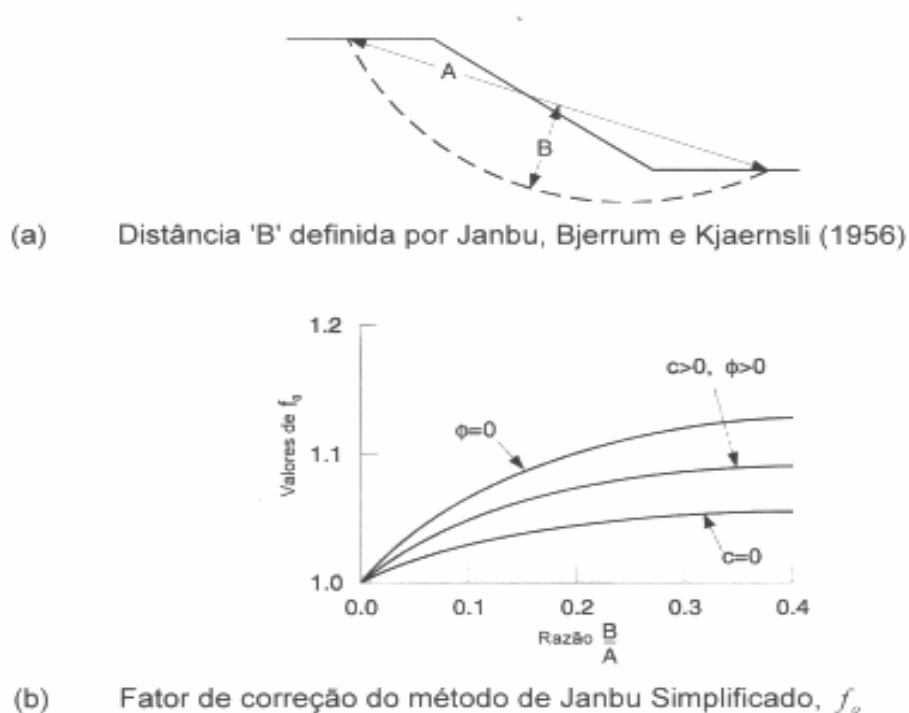


Figura 2.09 – Fator de correção do Método de Janbu Simplificado

2.3.8.3 Fase 3

Com exceção do método de GLE, a Fase 3 é requerida para todos os métodos que consideram forças de interação. A fase 3 calcula os FS dos equilíbrios de momentos e de forças para qualquer função força de interação geral.

Na Fase 3, o SLOPE/W calcula um λ , que provê um valor igual para ao FS do equilíbrio de momentos e de forças.

Qualquer uma das funções força de interação, $f(x)$, pode ser usada na solução do FS.

2.3.8.4 Fase 4

A fase 4 é usada quando uma série de valores de lambda são selecionados e os FS do equilíbrio de momentos e ou de forças são resolvidos. A fase 4 é sempre usada para o método de análise GLE.

A fase 4 provê uma completa compreensão da relação entre os FS do equilíbrio de momentos e de forças para uma função força de interação específica. Ela pode ser usada para simular, essencialmente, todos os métodos de estabilidade de talude que consideram a função força de interação.

A Fase 4 também é usada para simular os métodos de análise Corps of Engineers e Lowe-Karafiath. O FS é calculado usando a equação de equilíbrio de forças para um valor de lambda de 1.0.

2.3.9 Simulação dos vários métodos

A solução e formulação do GLE pode ser usada para simular a maioria dos métodos de lamelas comumente usados. Do ponto de vista teórico, vários métodos de lamelas podem ser categorizados em termos das condições de equilíbrio estático satisfeitas e da suposição relativa às forças de interação. O Quadro 1.6 resume as condições de equilíbrio estático satisfeitas por muitos dos métodos da lamelas comumente usados.

O Quadro 1.7 mostra o procedimento necessário à simulação dos vários métodos de lamelas quando se usa o SLOPE/W

Quadro 1.6 – Condições de equilíbrio estático satisfeitas por vários Métodos de Equilíbrio-limite

Método	Equilíbrio de Forças		Equilíbrio de Momentos
	Direção Vertical*	Direção Horizontal*	
Fellenius	Sim	Não	Sim
Bishop Simplificado	Sim	Não	Sim
Janbu Simplificado	Sim	Sim	Não
Janbu Generalizado	Sim	Sim	**
Spencer	Sim	Sim	Sim
Morgesten-Price	Sim	Sim	Sim
GLE	Sim	Sim	Sim
Corps of Engineers	Sim	Sim	Não
Lowe-Karafiath	Sim	Sim	Não

* Nenhuma das duas direções ortogonais pode ser selecionada para soma das forças
 ** Equilíbrio de momentos é usado para calcular as forças de cisalhamento de interação

Fonte: Solpe/w

Quadro 1.7 – Simulação de Métodos das Lamelas comumente usados

Método	Fase	Função da Força de Interação	Lambda
Fellenius	1	N.A.	N.A. (fixado em 0.0)
Bishop Simplificado	2	N.A.	0
Janbu Simplificado*	2	N.A.	0
Janbu Generalizado**	N.A.	N.A.	N.A.
Spencer	3	$f(x) = 1.0$	Calculado
Morgesten-Price	3	qualquer $f(x)$	Calculado
GLE	4	qualquer $f(x)$	Definido pelo usuário
Corps of Engineers	4	ilustrado na figura 6	1
Lowe-Karafiath	4	ilustrado na figura 7	1

N.A - Não aplicado
 * Deve ser multiplicado pelo fator de correção, f
 ** Não pode ser simulado

Fonte: Solpe/w

3- MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - Materiais

Os materiais utilizados nesta pesquisa foram amostras de solo coletadas ao sul da Mina do Capão Xavier, em um depósito argiloso (Figura 3.1) que é considerado homogêneo em toda sua extensão e está inserido no flanco leste do Sinclinal da Moeda.

3.1.1 – Localização

O local onde foram realizados os estudos foi a Mina do Capão Xavier, pertencente às Minerações Brasileiras Reunidas – M.B.R e localizada na região do Quadrilátero Ferrífero, mais precisamente na cidade de Nova Lima e seu depósito está inserido no flanco leste do Sinclinal da Moeda.

3.1.3 Geologia do local

O Depósito Terciário estudado constitui o principal material da unidade Coberturas Detríticas Cenozóicas. Estes materiais correspondem a depósitos de colúvio do tipo fluxo gravitacional de detritos (Co), paleogênicos (Terciário Inferior), que ocorrem lateritizados e cortados por inúmeras pequenas falhas.

São comuns os níveis com fragmentos angulosos de hematita na base, sotopostos por níveis argilo-arenosos avermelhados, por vezes com repetições de seqüências, tendo sido todo o conjunto endurecido por laterização.

Ocorrem basicamente em depressões alongadas, possivelmente fechadas, configurando bacias sobrepostas ao Supergrupo Minas, nos e próximo aos contatos do Grupo Piracicaba com a Formação Cauê, podendo estar relacionados a falhamentos na faixa argilosa de dolomitos alterados (possível Formação Gandarela) entre as duas unidades citadas.

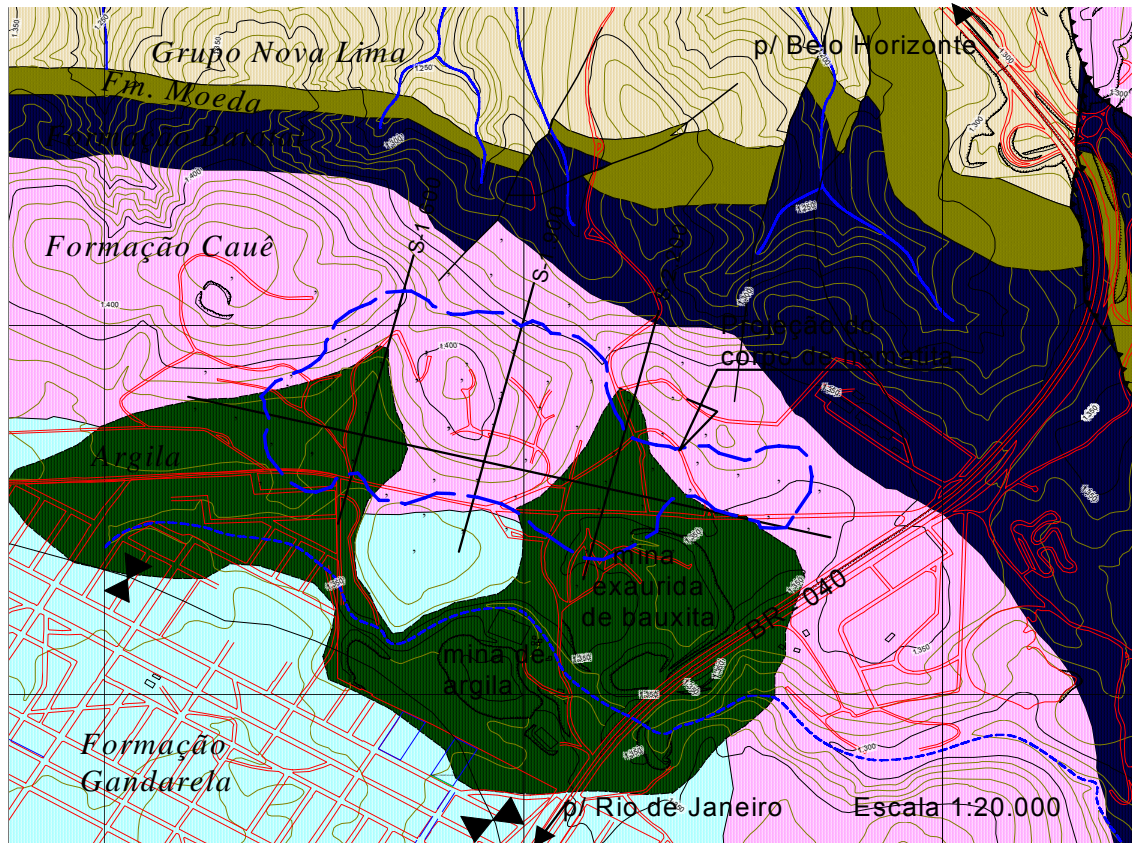


Figura 3.1 – Mapa Geológico do entorno da mina do Capão Xavier

3.2 – Métodos

3.2.1 Trabalhos de campo

3.2.1.1 – Definição dos locais de amostragem

A definição dos pontos de coleta de amostras foi realizada após uma visita técnica ao local, sendo escolhido um talude já existente. A amostragem realizada no corpo deste talude baseou-se na consideração de fatores geológicos, da profundidade e de alterações texturais (principalmente cor) do perfil do solo, com intuito de que se tivesse uma melhor classificação possível dos diferentes materiais que poderiam ser encontrados neste depósito.

Os pontos de amostragem estão enumerados abaixo:

1 – Amostra 01 – Solo de cobertura (latossolo) com coloração vermelha, coletado na cota 3m, parte sul do talude, próximo à portaria da BR 040.



Figura 3.2 – Detalhe do solo que compõe a Amostra 01

2 – Amostra 02 – Solo coletado na cota 20m, de coloração rosa e com bandagens brancas horizontais, coletado na parte central do talude.

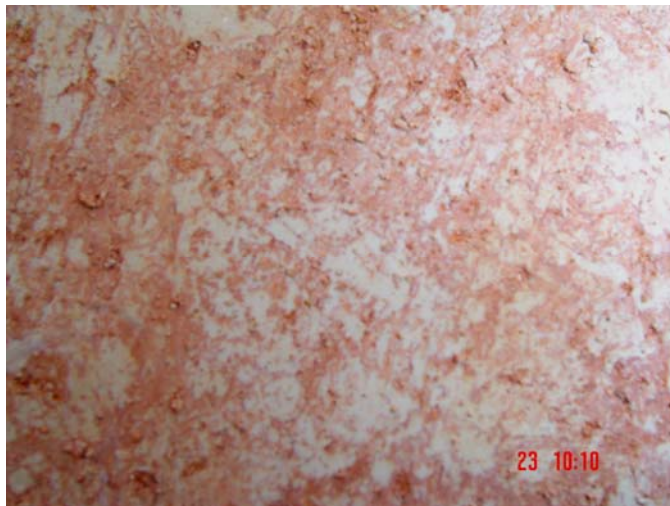


Figura 3.3 – Detalhe do solo que compõe a Amostra 02

3 – Amostra 03 – Solo coletado na cota 35m próximo ao pé do talude, de coloração amarelo escuro, coletado na parte central do talude próximo ao nível da lagoa existente.



Figura 3.4 – Detalhe do solo que compõe a Amostra 03

4 – Amostra 04 – Solo coletado na cota 20m, de coloração amarelo claro com bandagens horizontais róseas de tons claros e escuros, coletado na parte sul do talude, próximo à portaria da BR 040.



Figura 3.5 – Detalhe do solo que compõe a Amostra 04

5 – Amostra 05 – Solo coletado na cota 20m, de coloração amarela com bandagens brancas horizontais e presença de ferro, coletado na parte central do talude.

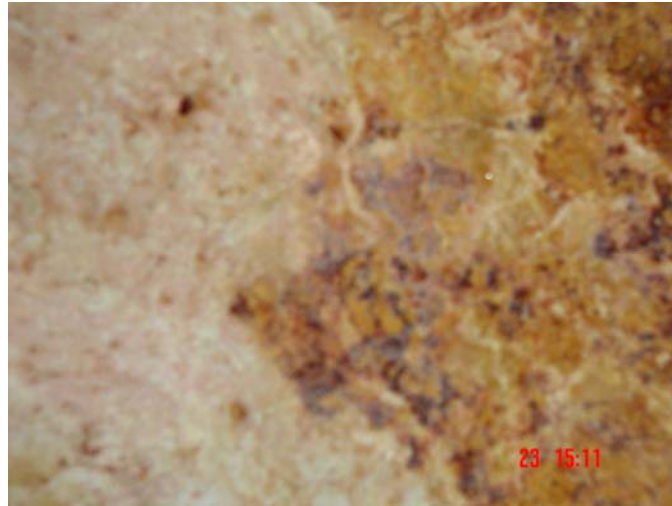


Figura 3.6 - Detalhe do solo que compõe a Amostra 05

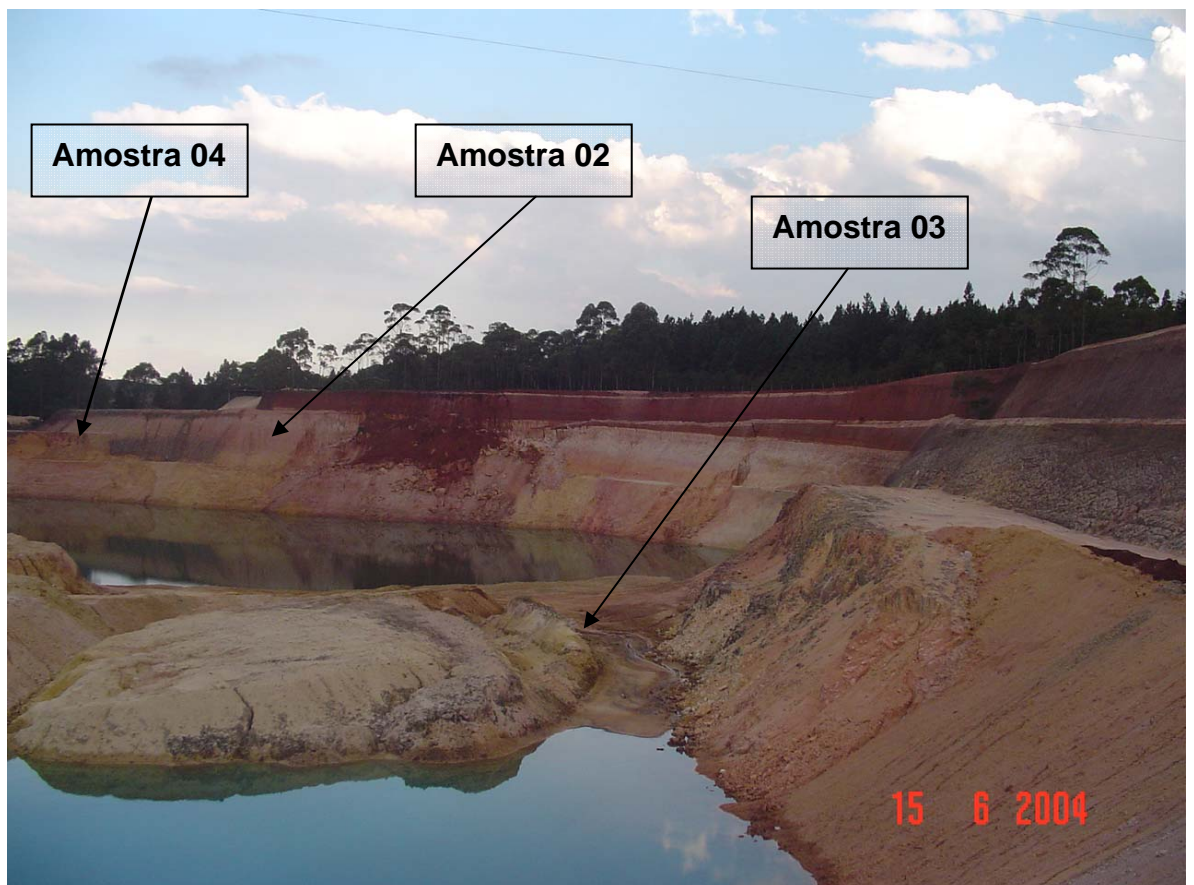


Figura 3.7 – Pontos de Coleta de Amostras



Figura 3.8 – Pontos de Coleta de Amostras

3.2.1.2 – Amostragem

As amostras indeformadas foram coletadas com escavação do corpo do talude até que se encontrasse material homogêneo sem fissuras ou trincas e com umidade representativa do maciço. Após esta escavação (Figura 3.9) que em geral, variava de 0,75 a 1,00 metro para dentro do corpo do talude, iniciava-se o entalhe de um bloco de forma cilíndrica posteriormente envolvido por um tubo de p.v.c com diâmetro aproximadamente igual ao do bloco. De maneira a se preservar o teor de umidade natural, tanto a parte superior quanto a inferior e a emenda do tubo foram parafinadas. O conjunto foi acondicionado em uma caixa de madeira forrada com serragem. Os blocos foram transportados para o laboratório, onde foram devidamente acondicionados em sacos plásticos e guardados em uma câmara úmida.



Figura 3.9 – Coleta de amostra indeformada.

3.2.2 Trabalhos de laboratório

Todos os ensaios realizados nesta pesquisa foram executados no Laboratório de Mecânica dos Solos, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV).

3.2.2.1 Ensaios de caracterização

Os ensaios de caracterização foram conduzidos em conformidade com as seguintes normas:

- i) Granulometria Conjunta (NBR 7181/84)
- ii) Massa Específica dos Grãos do Solo (NBR 6508/80)
- iii) Limite de Liquidez por Umedecimento (NBR 6459/84)
- iv) Limite de Plasticidade (NBR 7180/94)

No ensaio de granulometria conjunta foi utilizada a substância hexametáfosfato de sódio com concentração de 5,71 g/l como agente defloculante do solo.

3.2.2.2 - Ensaio de compressão oedométrica

Foram executados ensaios de compressão oedométrica, de acordo com as práticas correntes na Mecânica dos Solos e em conformidade com a MB 3336/90.

As tensões aplicadas durante o ensaio variaram de 6,25 KPa até 1600 KPa, sendo que as tensões intermediárias a estes valores, foram obtidas dobrando-se o carregamento aplicado após 24 horas, em um total de oito etapas de carregamento. As etapas de descarregamento ocorreram em ordem inversa à usada durante o carregamento e com intervalo de 12 horas para cada etapa.

3.2.2.3.1 Ensaio de cisalhamento direto

Foram executados ensaios de cisalhamento direto em condições naturais para todas as amostras e em condição inundada para as amostras 02 e 03 sem reversão de caixa, sendo adotada em ambos ensaios velocidade de deformação igual a 0,142 mm/min e aplicadas tensões normais iguais a 300KPa, 450KPa e 600KPa para as amostras 02, 03, 04; e 05, e tensões normais de 50KPa, 100KPa, e 200KPa para amostra 01, de modo que todos os corpos de prova fossem ensaiados na condição pré-adensada.

Para execução destes ensaios foram moldados corpos de prova de forma quadrada com dimensões de aproximadamente 5,0 cm de lado e 2,0 cm de altura.

Para os ensaios em condições naturais, após a moldagem do corpo de prova, o mesmo era montado na máquina de cisalhamento onde era aplicada uma tensão normal e esperado que o corpo de prova sofresse adensamento, sendo, em seguida, iniciada a fase de cisalhamento, que se dava em condições drenadas.

Para os ensaios em condição inundada foram executados os mesmos procedimentos dos ensaios em condição natural, no entanto, a caixa de cisalhamento era inundada após sua montagem por um período de três horas, submergindo totalmente o corpo de prova, sendo que somente após este período de inundação dava-se inicio a fase de cisalhamento.

3.2.2.3.2 Ensaio de compressão triaxial CIU_{sat}

Os ensaios de compressão triaxial realizados foram em amostras axissimétricas e do tipo adensado não drenado saturado (CIU_{sat}) com deformac o controlada e com velocidade de deformac o igual a 0,15 mm/min. As tensões de adensamento utilizadas foram de 50 KPa, 100 KPa, 200 KPa e 400 KPa,. Todas as tensões de adensamento utilizadas em cada amostra foram inferiores às tensões de pré-adensamento, simulando assim a condi o pr -adensada, condi o esta que   a mais representativa para os estados de tensões

encontrados nos taludes em estudo, uma vez que todas as amostras ensaiadas encontram-se na condição pré-adensada.

Para a realização de cada ensaio foram moldados pelo menos de quatro corpos de prova de cada amostra, com dimensões aproximadas de 8,50 cm de altura e 3,60 cm de diâmetro. Os corpos de prova foram saturados, em uma primeira etapa, por percolação e em uma segunda etapa por contra-pressão de 200 KPa, até que os mesmos atingissem um grau de saturação mínimo de 98,75%. Este procedimento permitiu a determinação das envoltórias de tensão total e efetiva de cada amostra.

3.2.3 – Análise de estabilidade

3.2.4.1 – Definição das seções estudadas

As seções escolhidas para estudo, foram selecionadas em conjunto com o geólogo Teófilo Costa, da MBR, baseando-se em furos de sondagens realizados na mina, de maneira a permitir uma avaliação global e localizada sobre o Depósito Terciário da estabilidade dos taludes projetados e ainda não existentes para o *pit* final da mina.

Assim, um total de seis seções que possuem em seu perfil o material ensaiado (Figura 3.9) foram selecionadas para a realização das análises de estabilidade, seções A, B, E, F, 2200 e 2300. Para cada seção, foram realizadas análises de estabilidade pelos métodos de Bishop, Fellenius e GLE.

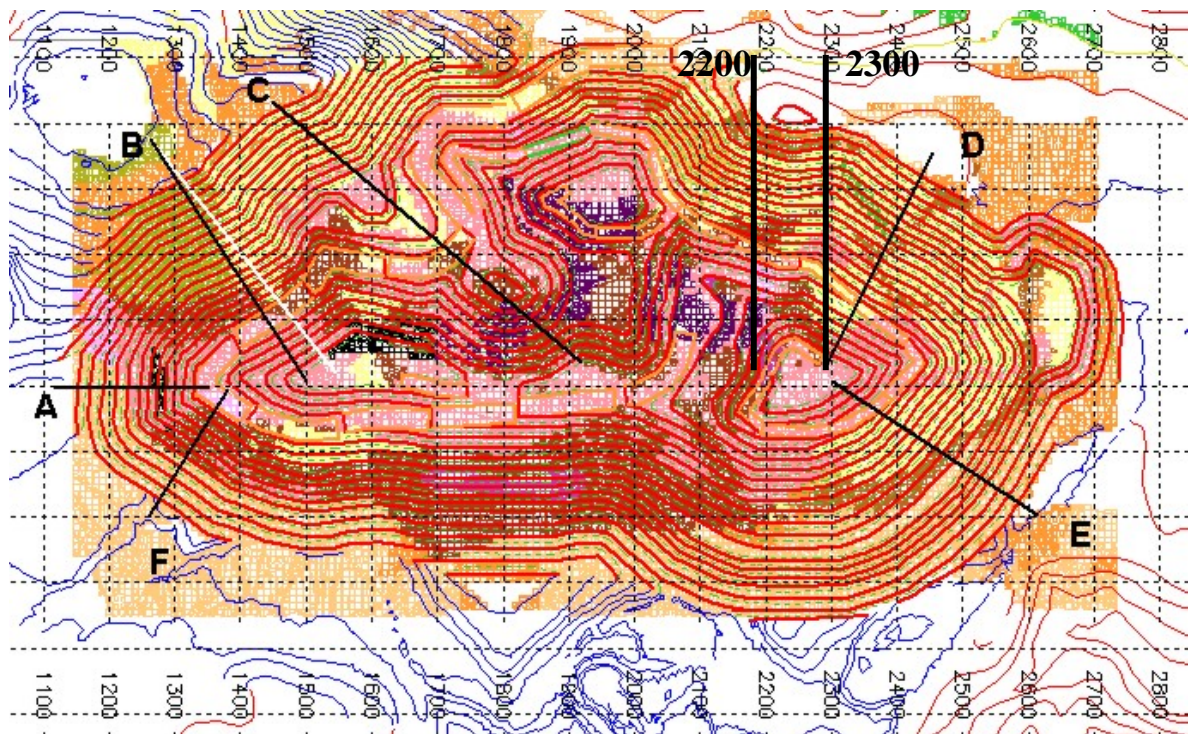


Figura 3.9 – Planta Geológica da Mina do Capão Xavier.

3.2.3.2 – Definição dos parâmetros adotados nas análises de estabilidade

Para cada um dos métodos de análise de estabilidade adotados foram analisadas seções com as seguintes condições de geometria e de saturação:

- ruptura global do talude na condição natural, sendo adotados parâmetros de resistência encontrados no ensaio de cisalhamento direto não inundado;
- ruptura global do talude na condição inundada, sendo adotados parâmetros de resistência encontrados no ensaio de cisalhamento direto inundado;
- ruptura global do talude na condição saturada, sendo adotados parâmetros de tensões totais e efetivas encontrados no ensaio triaxial CIU_{sat} ;
- ruptura localizada do talude no Depósito Terciário na condição natural, sendo adotados parâmetros de resistência encontrados no ensaio de cisalhamento direto não inundado;
- ruptura localizada do talude no Depósito Terciário na condição inundada, sendo adotados parâmetros de resistência encontrados no ensaio de cisalhamento direto inundado;
- ruptura localizada do talude no Depósito Terciário na condição saturada, sendo adotados parâmetros de tensões totais e efetivas encontrados no ensaio triaxial CIU_{sat} .

Para os demais materiais existentes nas seções de análise, os parâmetros adotados foram cedidos pela MBR, conforme o Quadro 3.1, abaixo.

Quadro 3.1 – Parâmetros de Resistência fornecidos pela MBR

Tipo de Material	Parâmetros de Resistência		
	c (KPa)	ϕ (graus)	γ (KN/m ³)
Canga	50	30	30
Dolomito	1070	55	40
Itabirito Macio	35	35,6	25
Itabirito Duro	405,5	43	36
Itabirito Limonítico	35	35,6	25
Itabirito Dolomítico	650	48	32
Itabirito Argiloso	152,5	31	22
Hematita Macia	69	36,8	37
Hematita Média	233	42	40
Hematita Manganésífera	69	36.8	37

4. RESULTADOS

4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização geotécnica

Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização e os índices físicos de cada amostra estão apresentados no Quadro 4.1

Quadro 4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização e índices físicos

	Amostras				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
w (%)	23,75	27,21	32,83	23,89	21,64
γ_{nat} (KN/m ³)	17,77	17,76	17,57	17,92	17,88
γ_d (KN/m ³)	14,36	13,96	13,23	14,50	14,70
e	0,89	1,19	0,93	0,84	0,81
S (%)	74,2	71,34	92,01	77,60	72,44
G	2,78	3,12	2,61	2,73	2,71
LL (%)	70,15	63,87	58,93	65,71	64,39
LP (%)	37,28	34,84	29,3	39,56	38,32
IP (%)	32,87	29,03	29,63	26,15	26,07

4.2 – Ensaios de granulometria conjunta

As curvas granulométricas de cada amostra estão apresentadas nas figuras 4.1 a 4.5 e os resultados obtidos nos ensaios de granulometria conjunta estão descritos no Quadro 4.2.

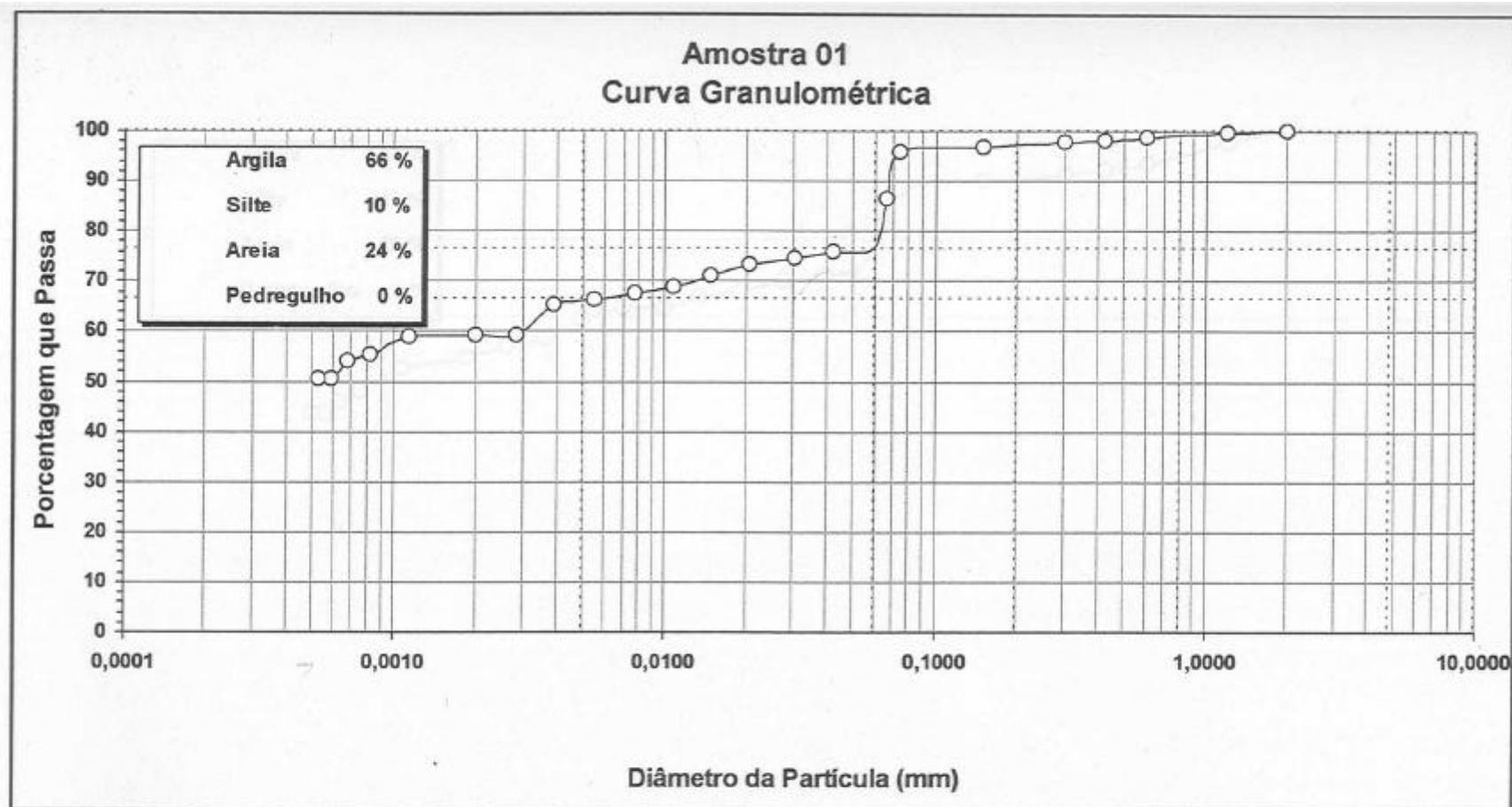


Figura 4.1 – Curva granulométrica da amostra 01

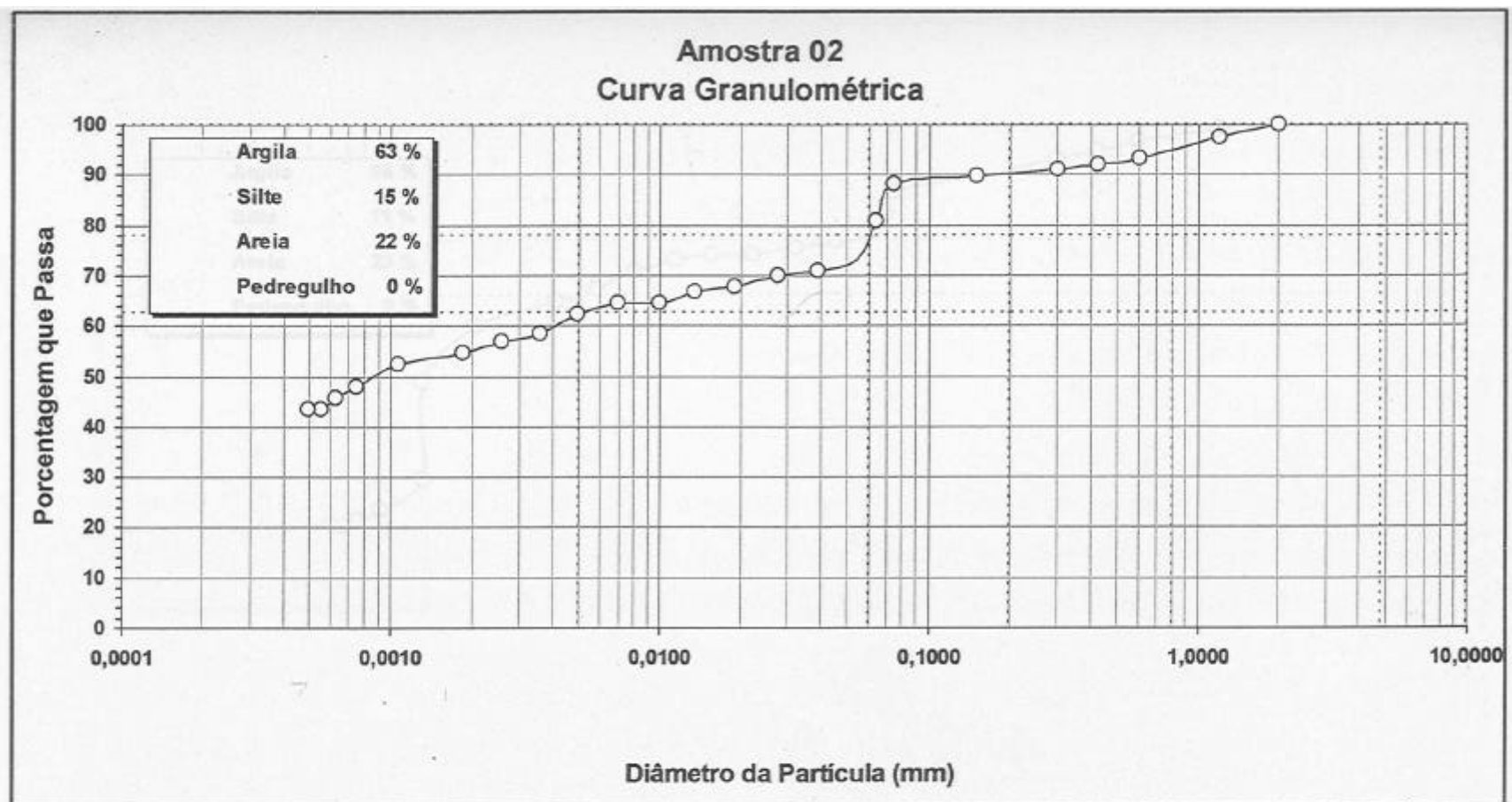


Figura 4.2 – Curva granulométrica da amostra 02

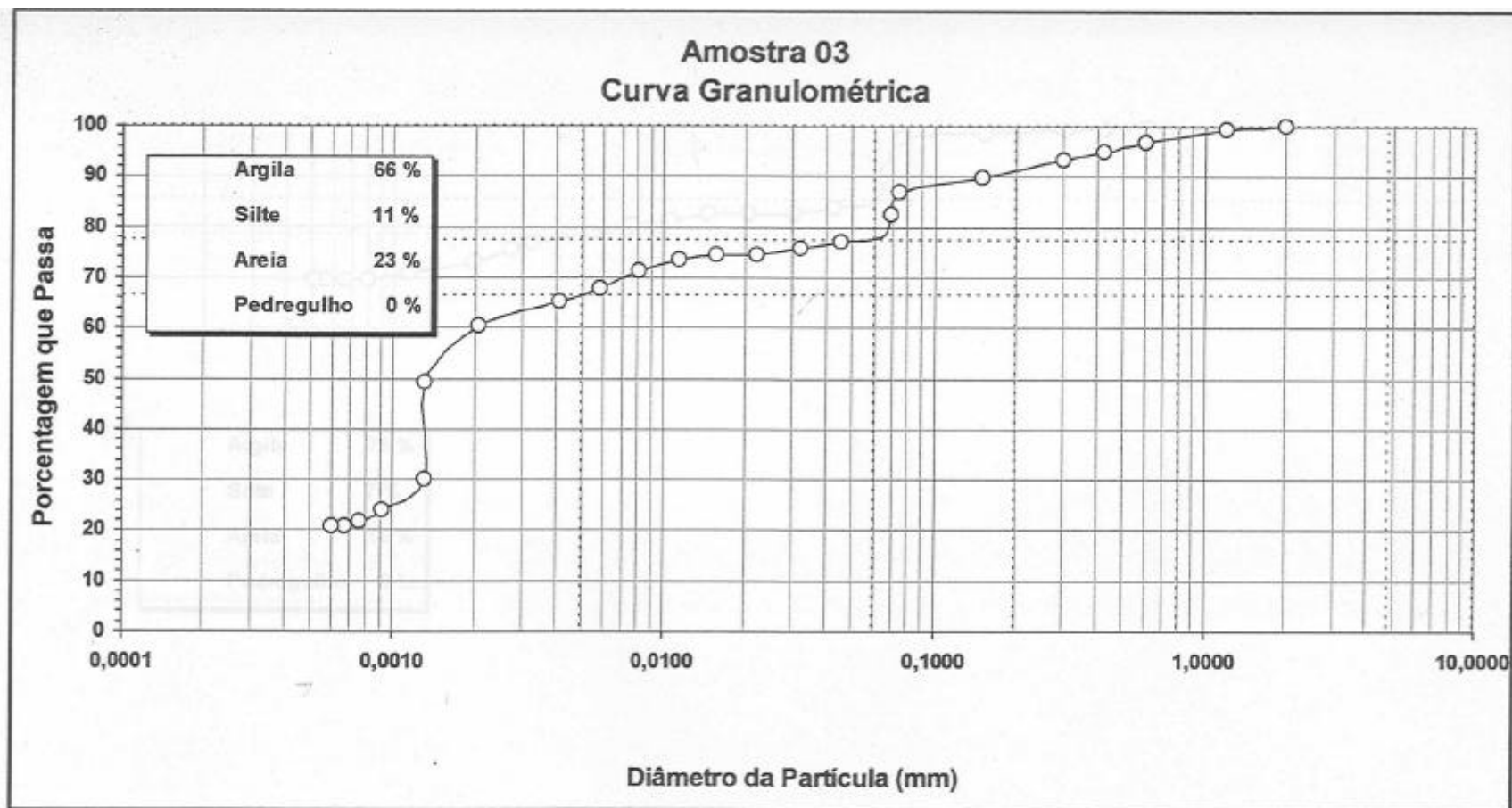


Figura 4.3 – Curva granulométrica da amostra 03

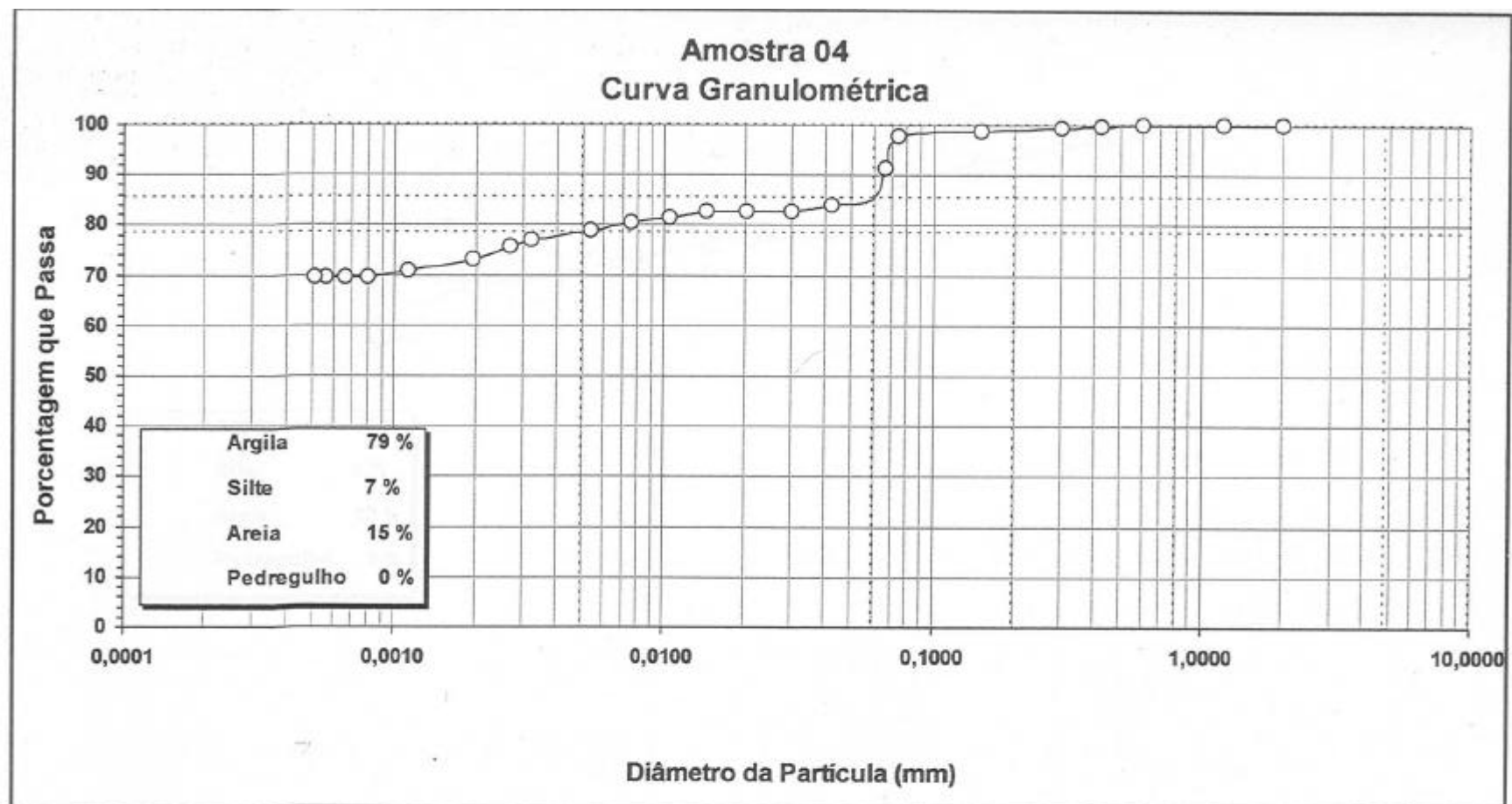


Figura 4.4 – Curva granulométrica amostra da 04

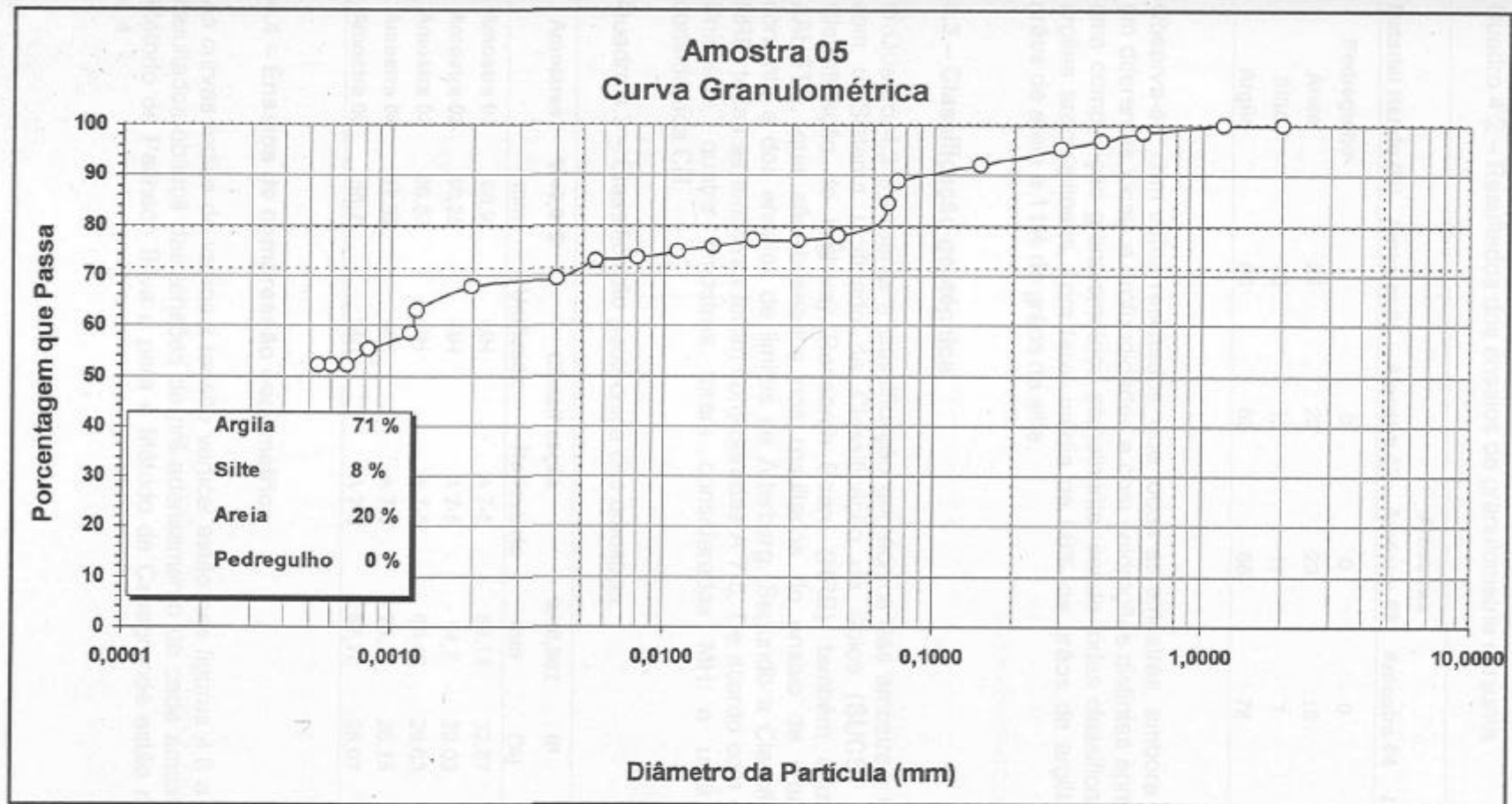


Figura 4.5 – Curva granulométrica da amostra 05

Quadro 4.2 – Resultados dos ensaios de granulometria conjunta

Material Retido (%)	Amostras				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Pedregulho	0	0	0	0	0
Areia	24	22	23	15	20
Silte	10	15	11	7	8
Argila	66	63	66	78	71

Observa-se, com estes resultados, que todas as amostras, embora coletadas em diferentes locais e profundidades e com colorações distintas apresentaram uma composição granulométrica semelhante, sendo todas classificadas como argilas areno-siltosas, com faixa média de 68% de grãos de argila, 21% de grãos de areia e 11% de grãos de silte.

4.3 – Classificação geotécnica

O Quadro 4.3 apresenta a classificação geotécnica das amostras, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e com a Classificação do Highway Research Board (HRB), também adotada pela AAHSTO, que são baseados nos resultados do ensaio de granulometria conjunta e dos ensaios de limites de Atterberg. Segundo a Classificação do HRB, todas as amostras foram consideradas A 7-5. De acordo com o Sistema Unificado, quatro amostras foram consideradas MH e uma amostra considerada CH.

Quadro 4.3 – Classificação geotécnica das amostras.

Amostras	%<0,075	Classificação		%<0,002	IP	LL
	mm	Unificada	Rodoviária	mm	(%)	(%)
Amostra 01	95,9	MH	A 7-5	59,13	32,87	70,15
Amostra 02	88,25	MH	A 7-5	54,7	29,03	63,87
Amostra 03	86,83	CH	A 7-5	60,40	29,63	58,93
Amostra 04	97,67	MH	A 7-5	73,22	26,15	65,71
Amostra 05	88,7	MH	A 7-5	67,70	26,07	64,39

4.4 – Ensaios de compressão oedométrica

As curvas índice de vazios x tensão vertical estão nas figuras 4.6 a 4.15 e os resultados obtidos das tensões de pré-adensamento de cada amostra para o Método de Pacheco Silva e para o Método de Casagrande estão no Quadro 4.4.

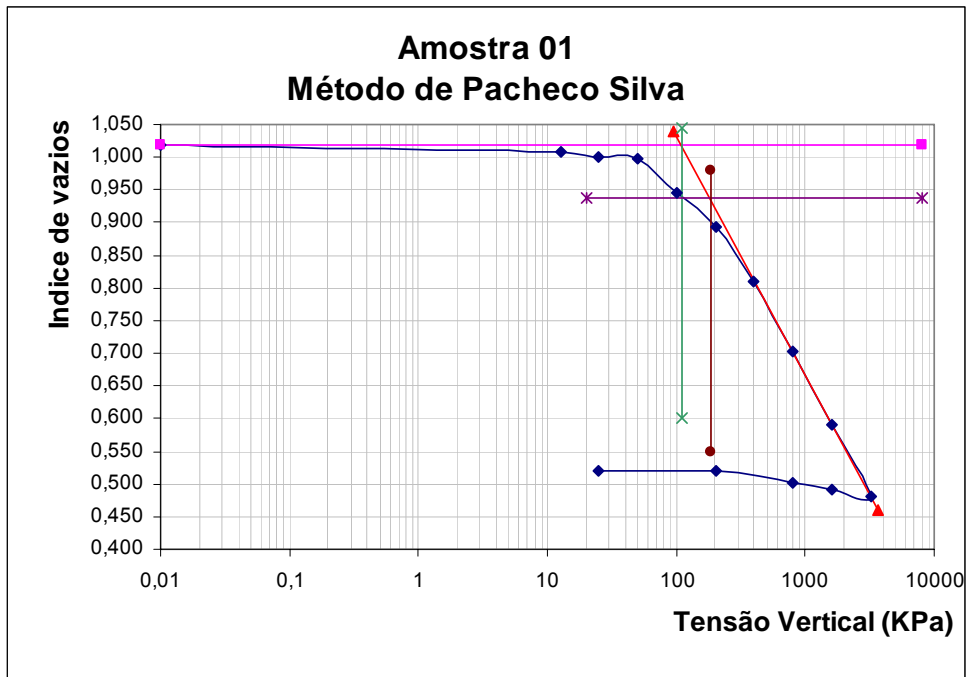


Figura 4.6 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 01 pelo método de Pacheco Silva.

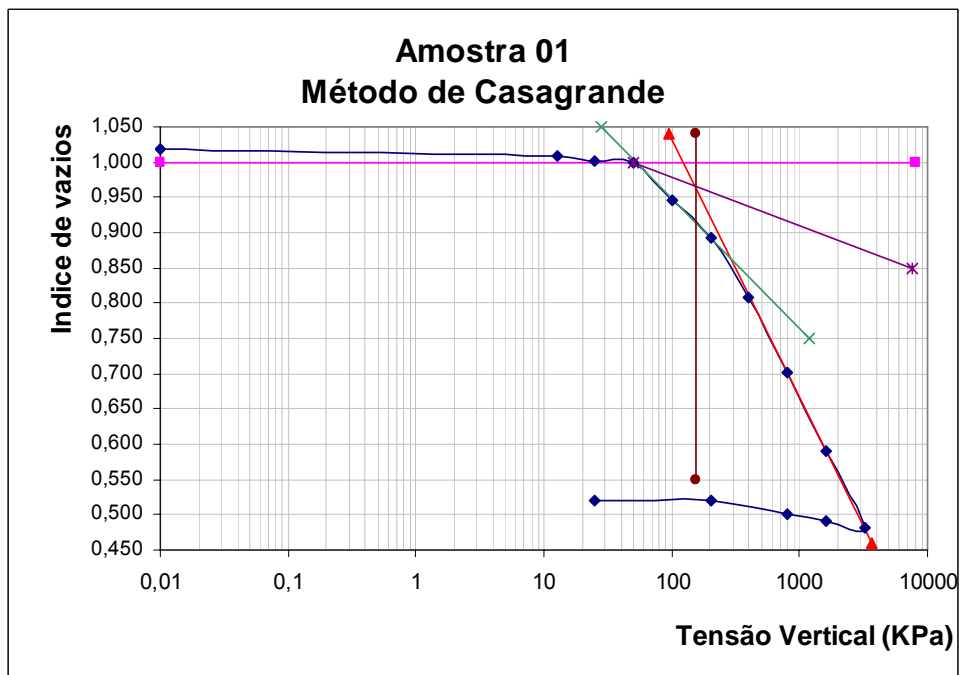


Figura 4.7 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 01 pelo método de Casagrande.

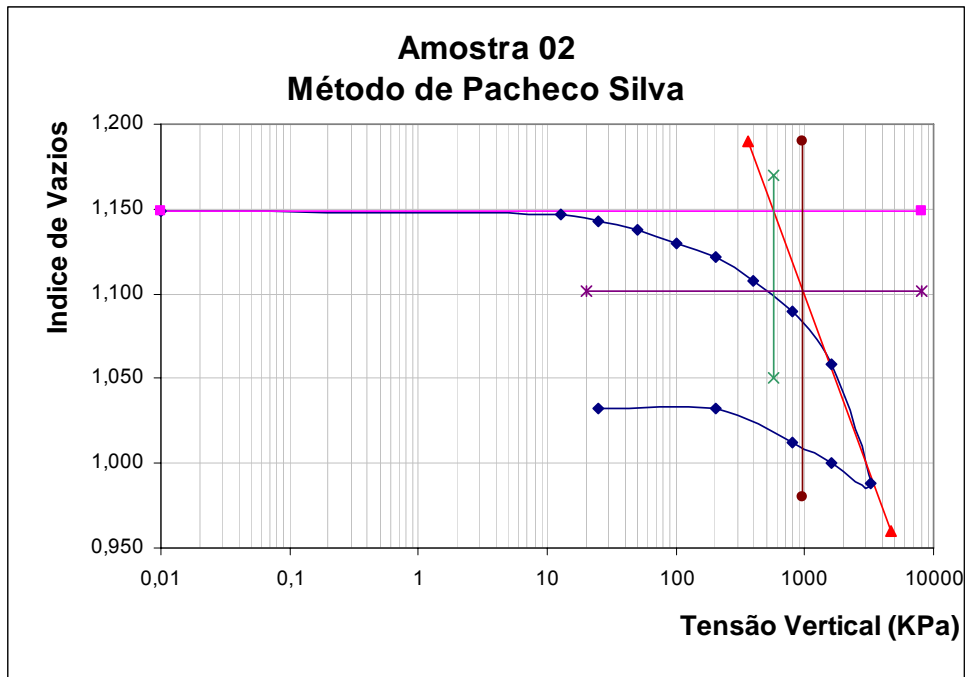


Figura 4.8 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 02 pelo método de Pacheco Silva.

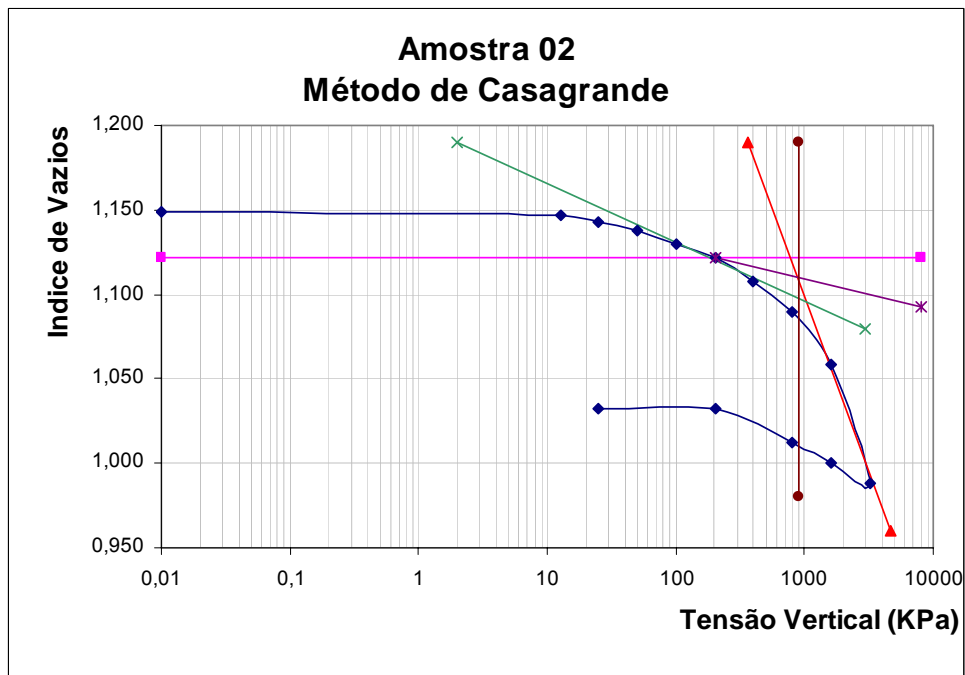


Figura 4.9 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 02 pelo método de Casagrande.

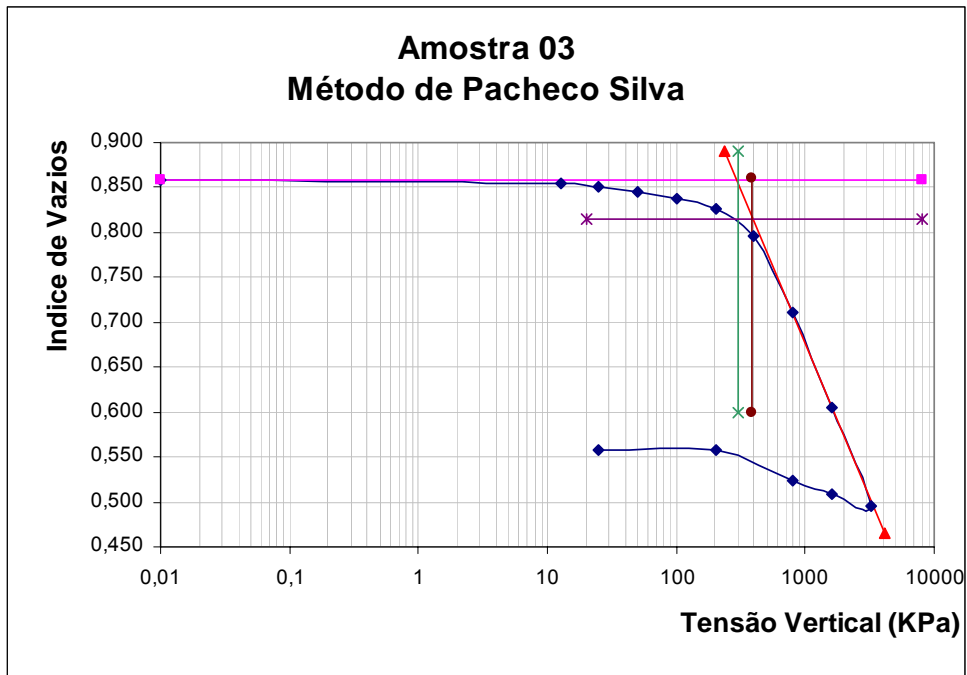


Figura 4.10 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 03 pelo método de Pacheco Silva.

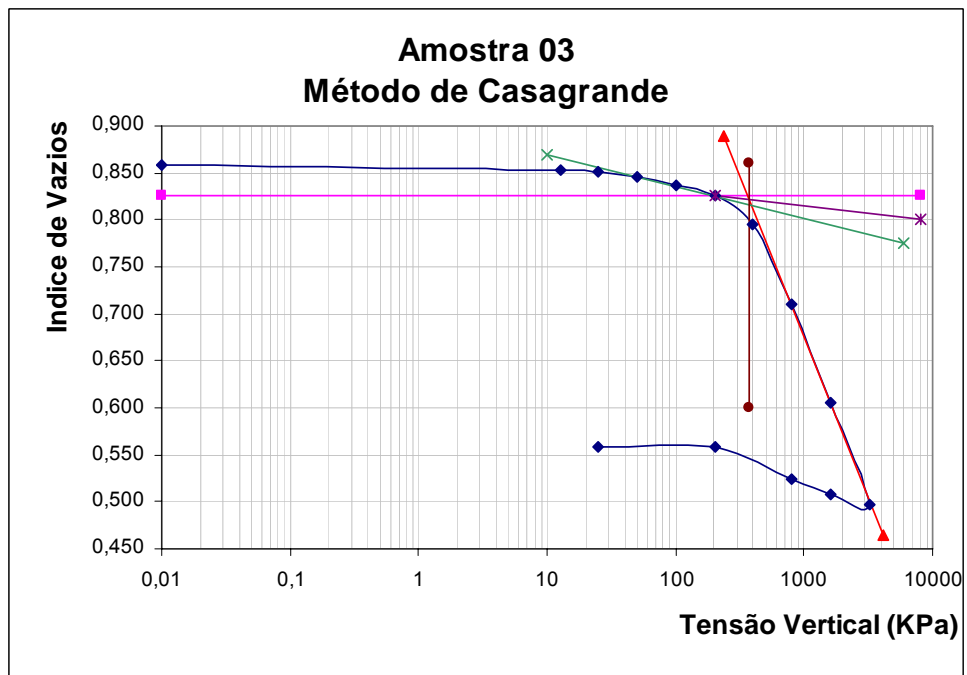


Figura 4.11 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 03 pelo método de Casagrande.

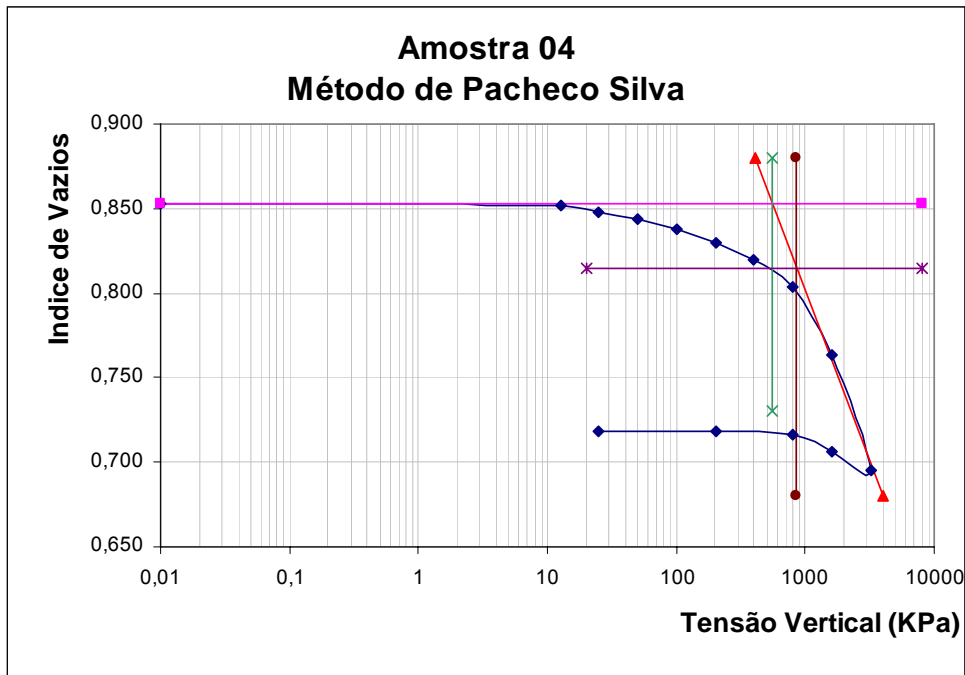


Figura 4.12 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 04 pelo método de Pacheco Silva.

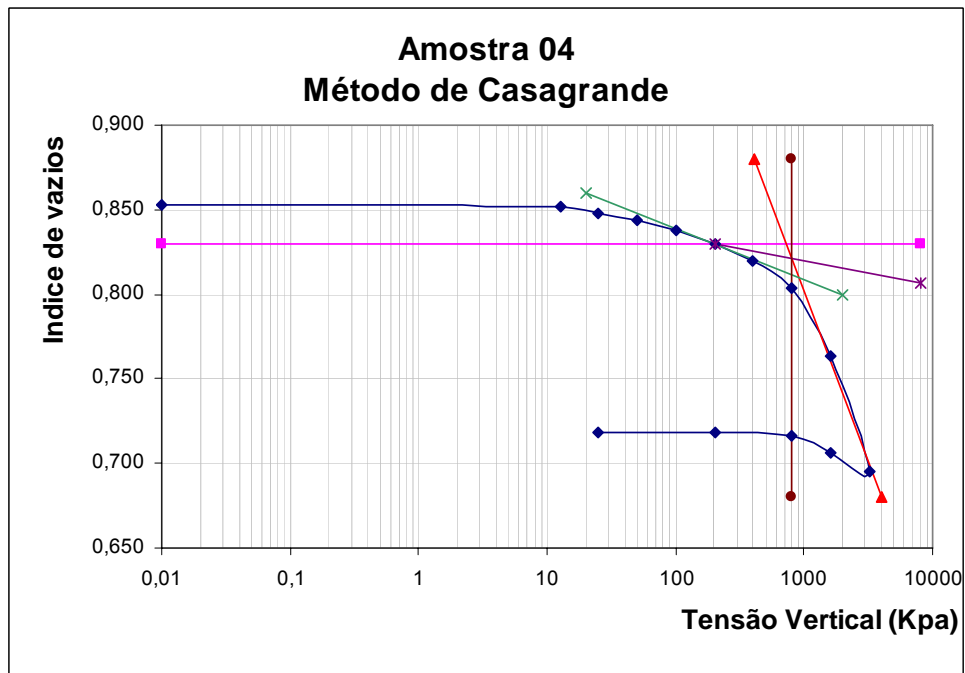


Figura 4.13 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 04 pelo método de Casagrande.

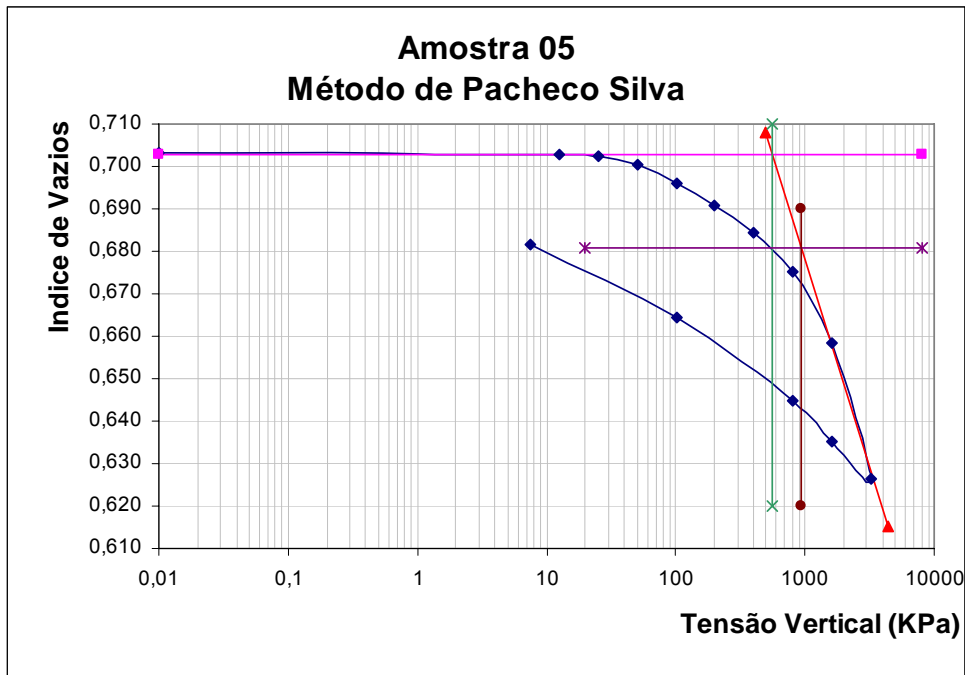


Figura 4.14 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 05 pelo método de Pacheco Silva.

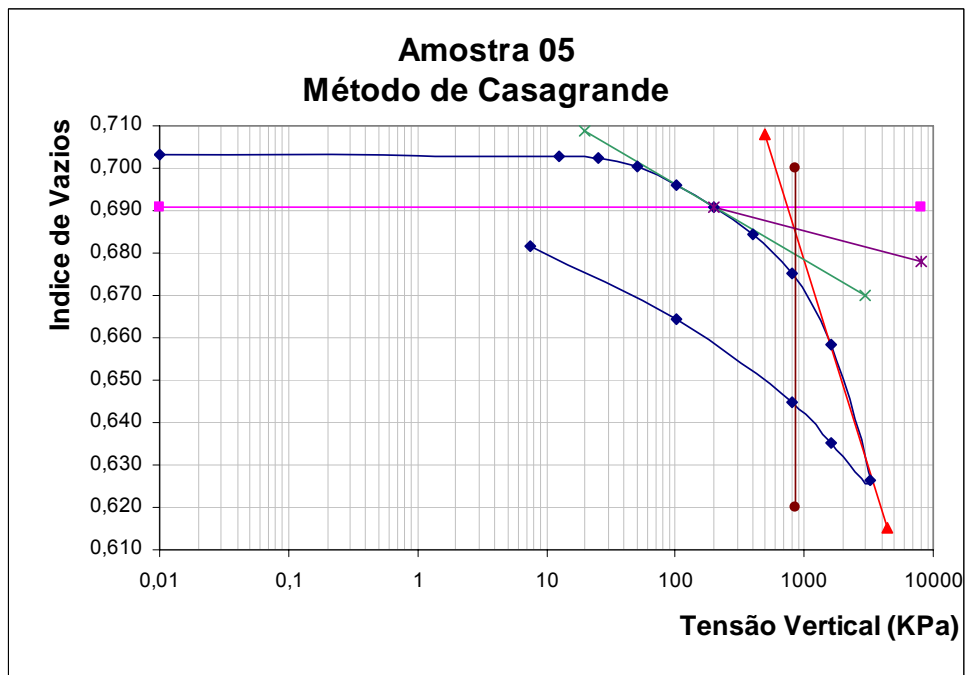


Figura 4.15 – Cálculo de σ_{vm} da amostra 05 pelo método de Casagrande.

Quadro 4.4 – Resultados dos ensaios de compressão oedométrica

	Amostras				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
w %	27,84	26,4	32,66	23,93	25,08
γ_{nat} KN/m ³	17,27	18,01	18,25	17,91	17,78
σ_v Kpa	51,81	360,2	638,75	358,2	355,6
σ_{vm} Kpa *	235	970	390	860	950
σ_{vm} Kpa **	215	900	375	808	870

* Método de Pacheco Silva
 **Método de Casagrande

De posse destes resultados pode-se notar que as amostras 02, 04 e 05 apresentam tensões de pré-adensamento elevadas e com valores próximos. A amostra 01 apresenta uma tensão de pré-adensamento bem menor que as demais, como era esperado uma vez que a amostra 01 é um solo de cobertura. O fato que chamou mais atenção foi que a amostra três diferente das demais amostras encontra-se em condição normalmente-adensada e o valor de sua tensão de pré-adensamento ser menor do que a das amostras 02, 04 e 05, uma vez que esta amostra foi coletada no pé do talude, portanto com maior profundidade.

4.5 – Ensaio de cisalhamento direto

As curvas tensão cisalhante x deformação horizontal e deformação vertical x deformação horizontal de cada amostra, estão nas figuras 4.16 a 4.29 e os resultados dos ensaios de cisalhamento direto com os parâmetros de resistência c e ϕ estão descritos no Quadro 4.5 para a condição natural e no Quadro 4.6 para a condição inundada.

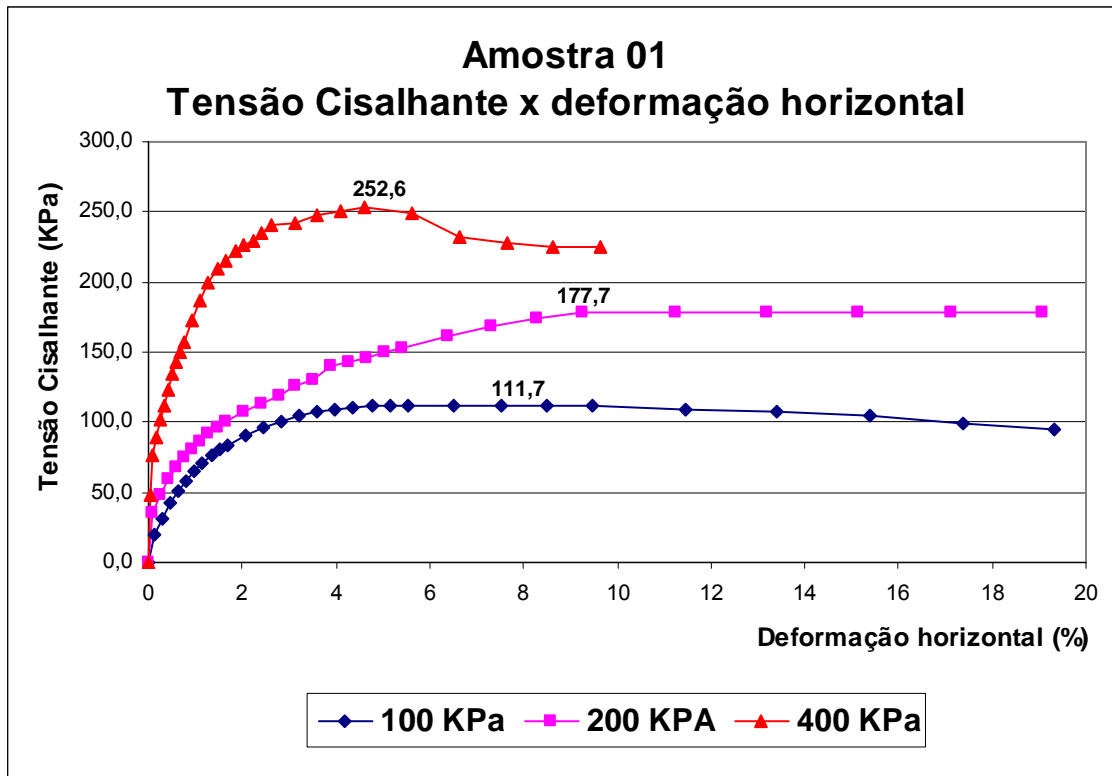


Figura 4.16 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal Amostra 01 em condições naturais.

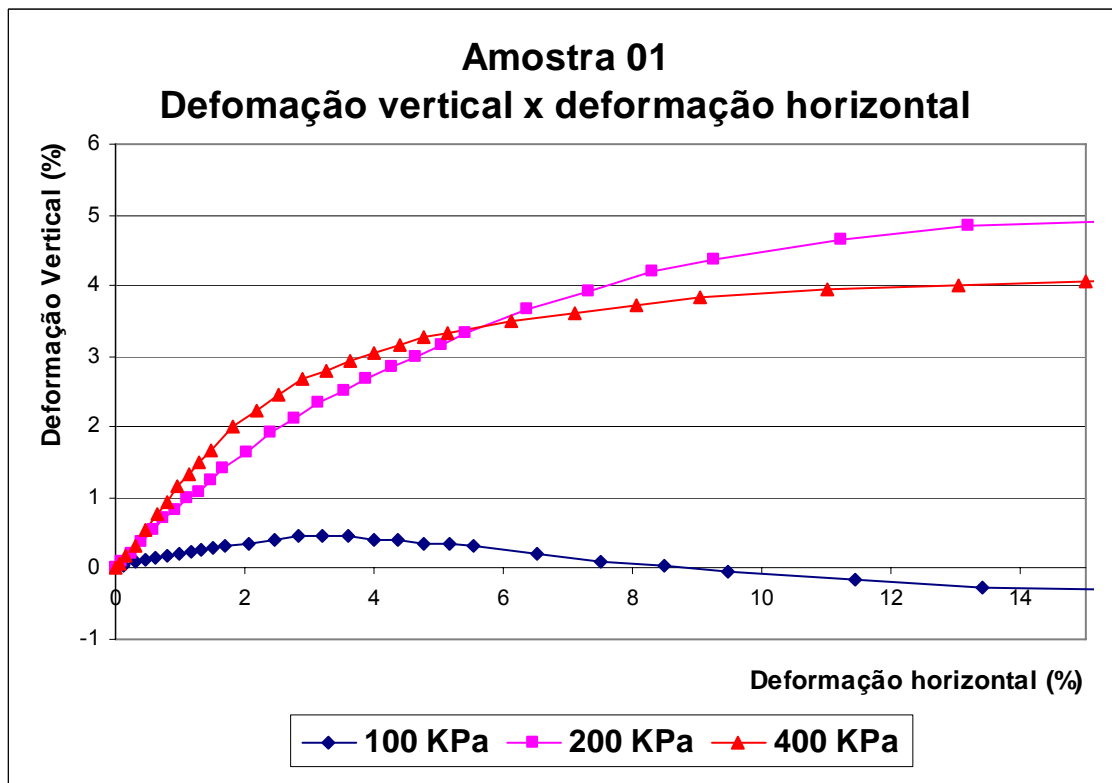


Figura 4.17 – Curva deformação vertical x deformação horizontal Amostra 01 em condições naturais.

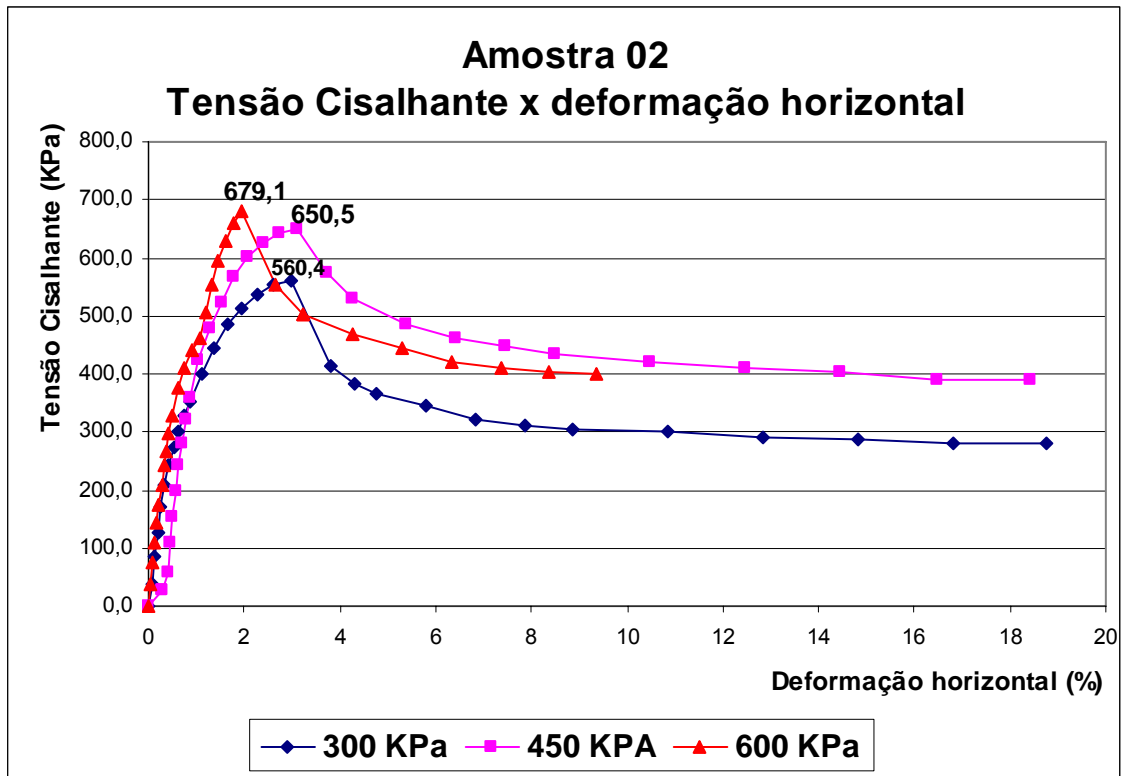


Figura 4.18 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal Amostra 02 em condições naturais.

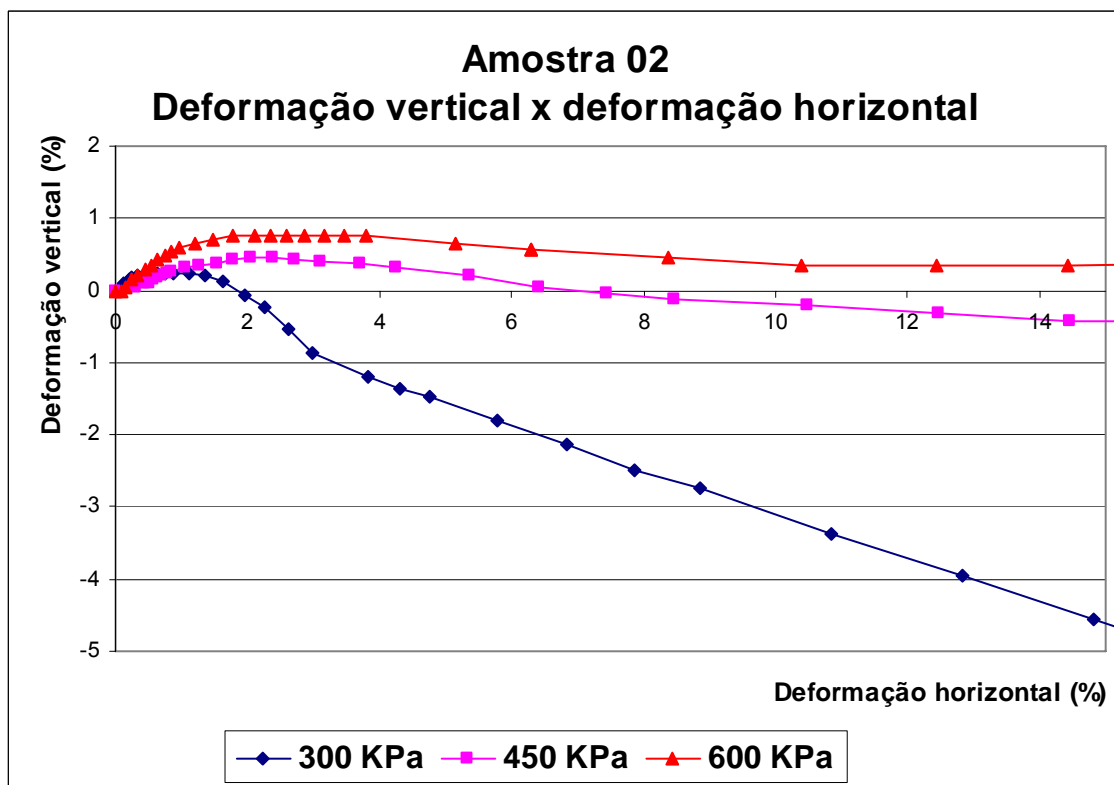


Figura 4.19 – Curva deformação vertical x deformação horizontal Amostra 02 em condições naturais.

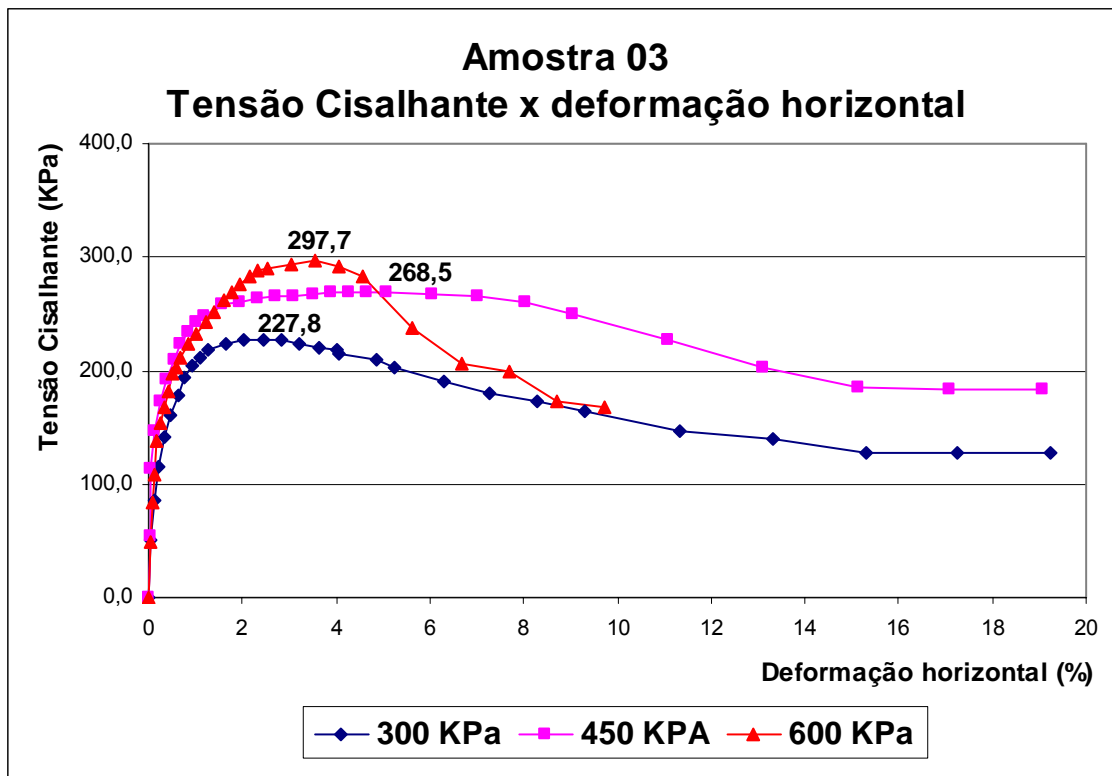


Figura 4.20 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal Amostra 03 em condições naturais.

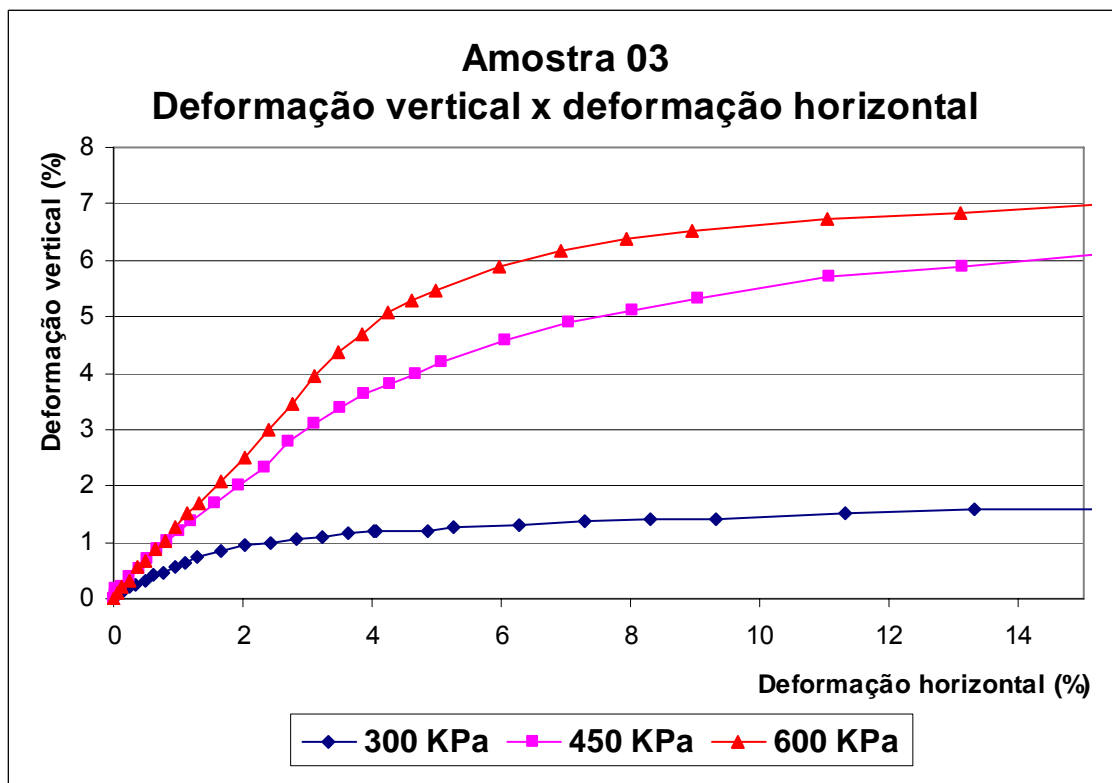


Figura 4.21 – Curva deformação vertical x deformação horizontal Amostra 03 em condições naturais.

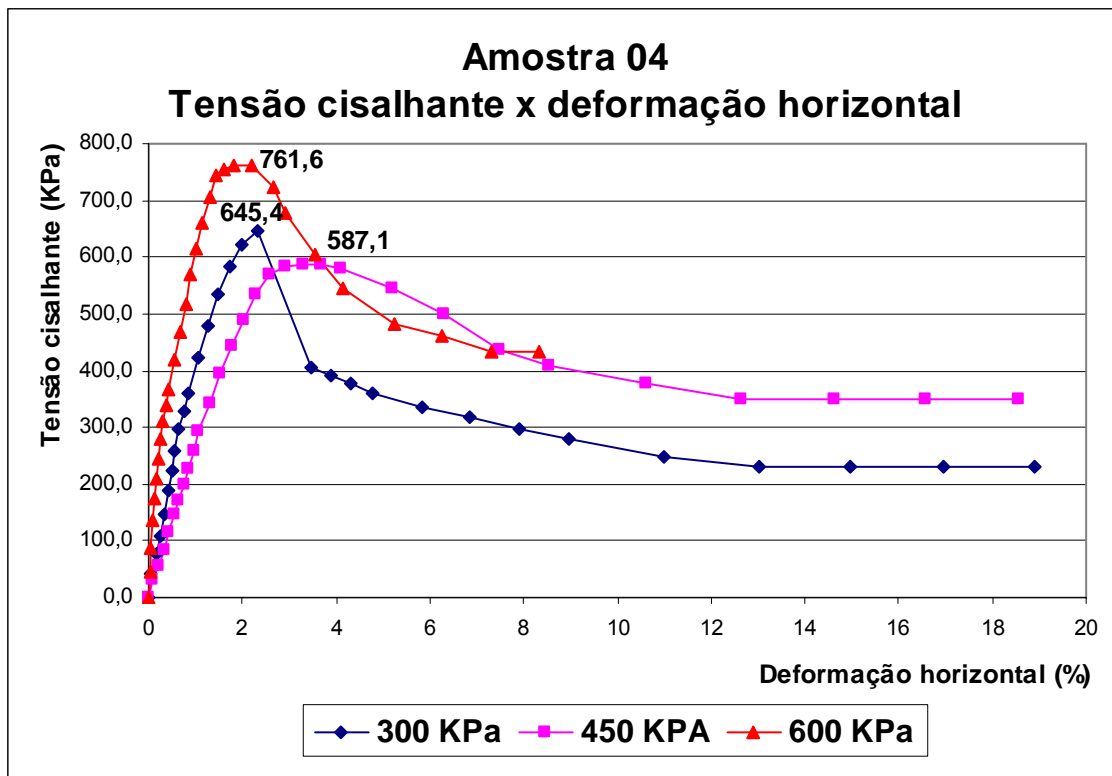


Figura 4.22 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal Amostra 04 em condições naturais.

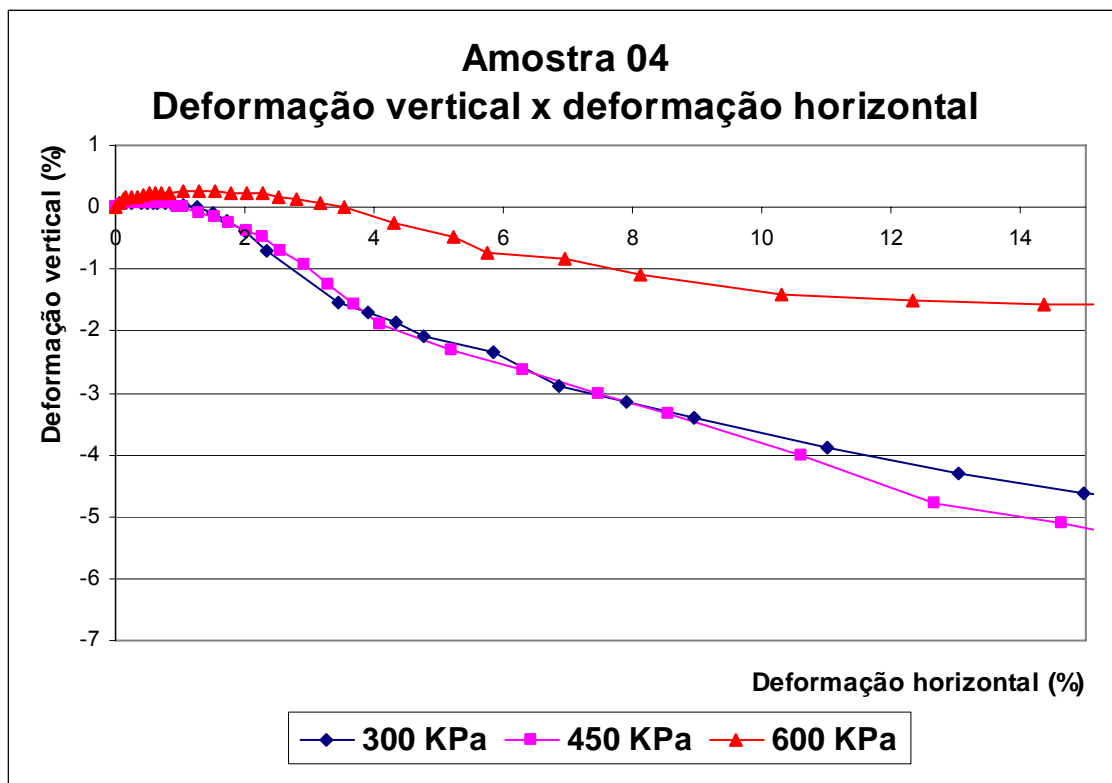


Figura 4.23 – Curva deformação vertical x deformação horizontal Amostra 04 em condições naturais.

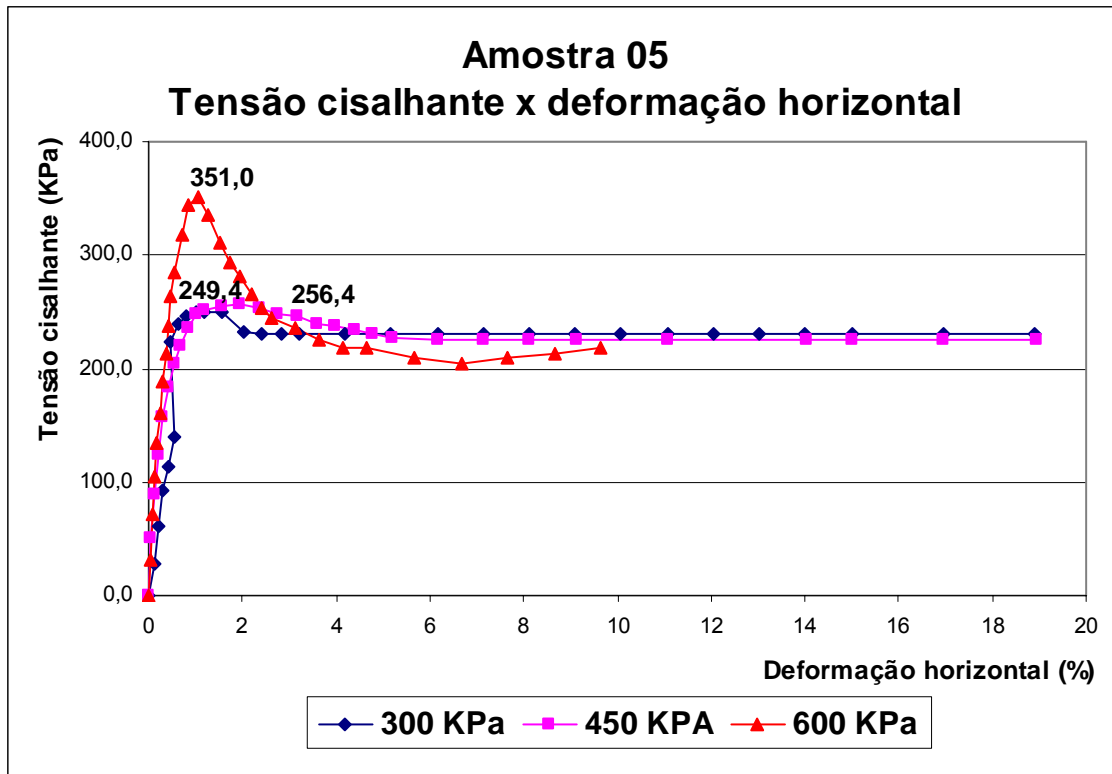


Figura 4.24 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal Amostra 05 em condições naturais.

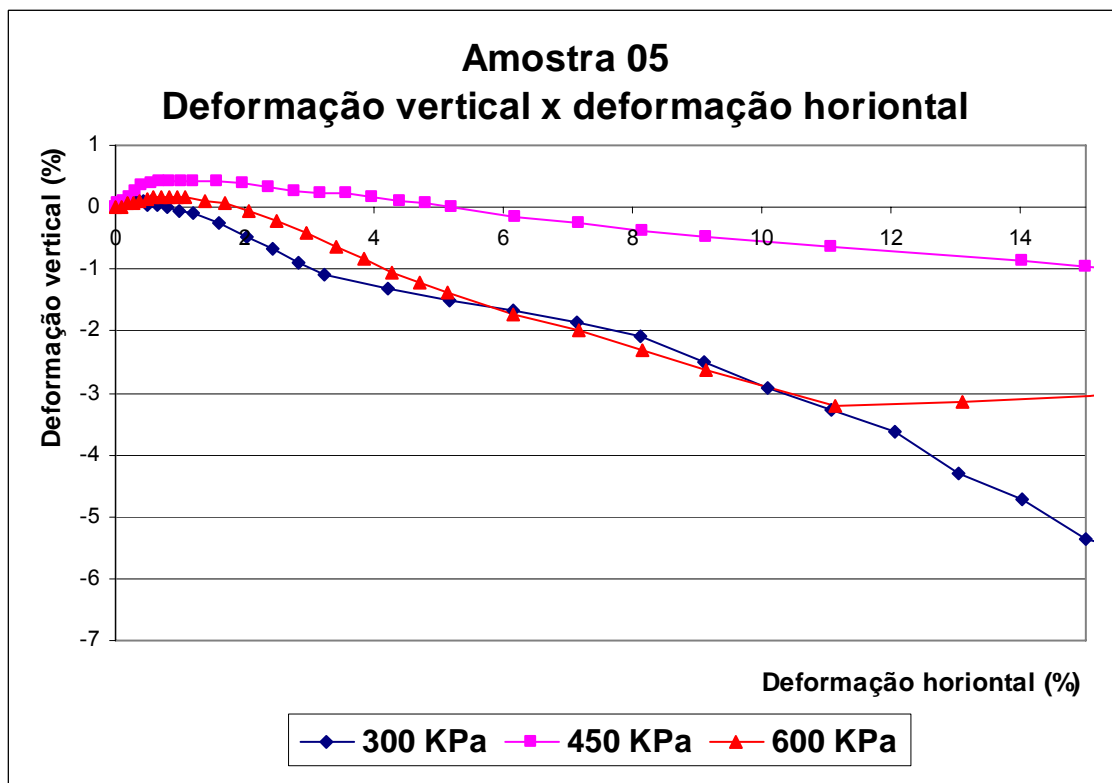


Figura 4.25 – Curva deformação vertical x deformação horizontal Amostra 05 em condições naturais.

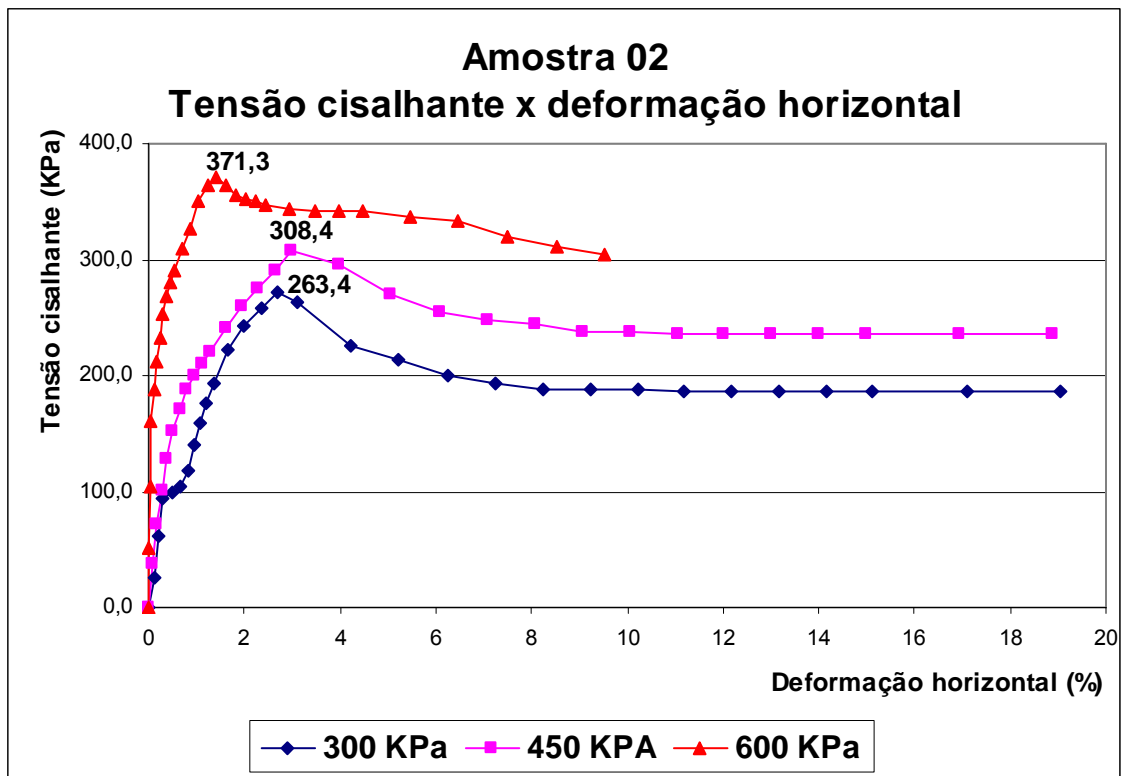


Figura 4.26 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal Amostra 02 em condição inundada.

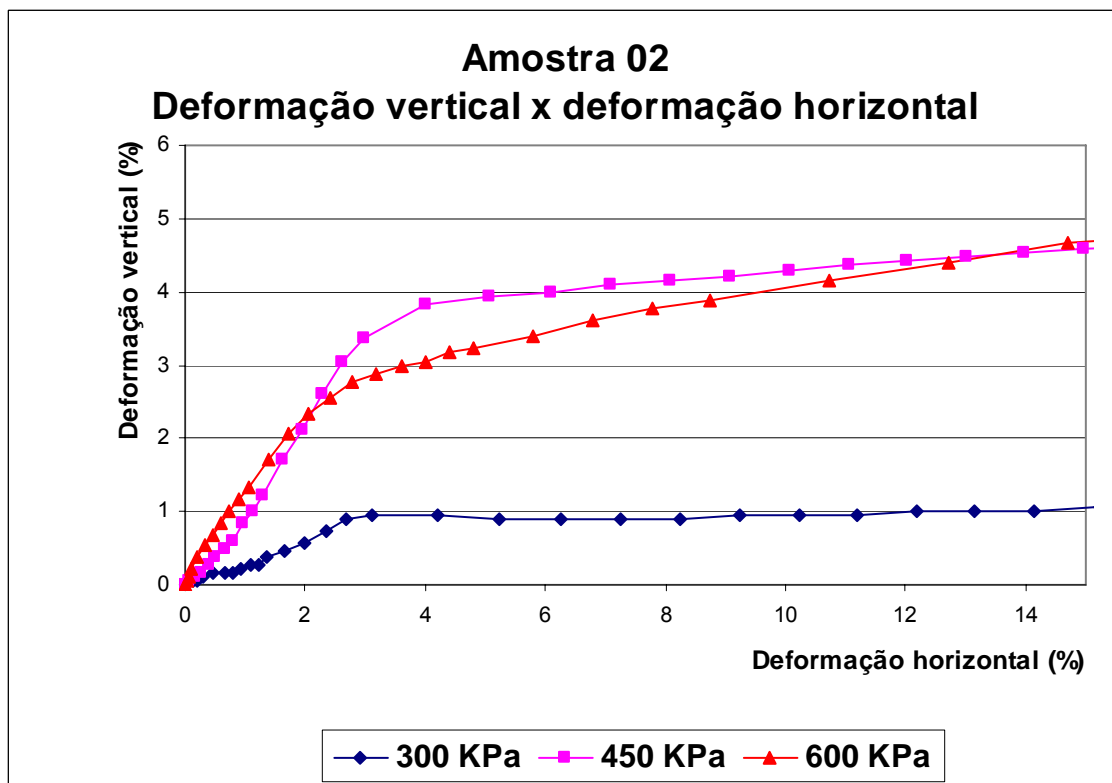


Figura 4.27 – Curva deformação vertical x deformação horizontal Amostra 02 em condição inundada.

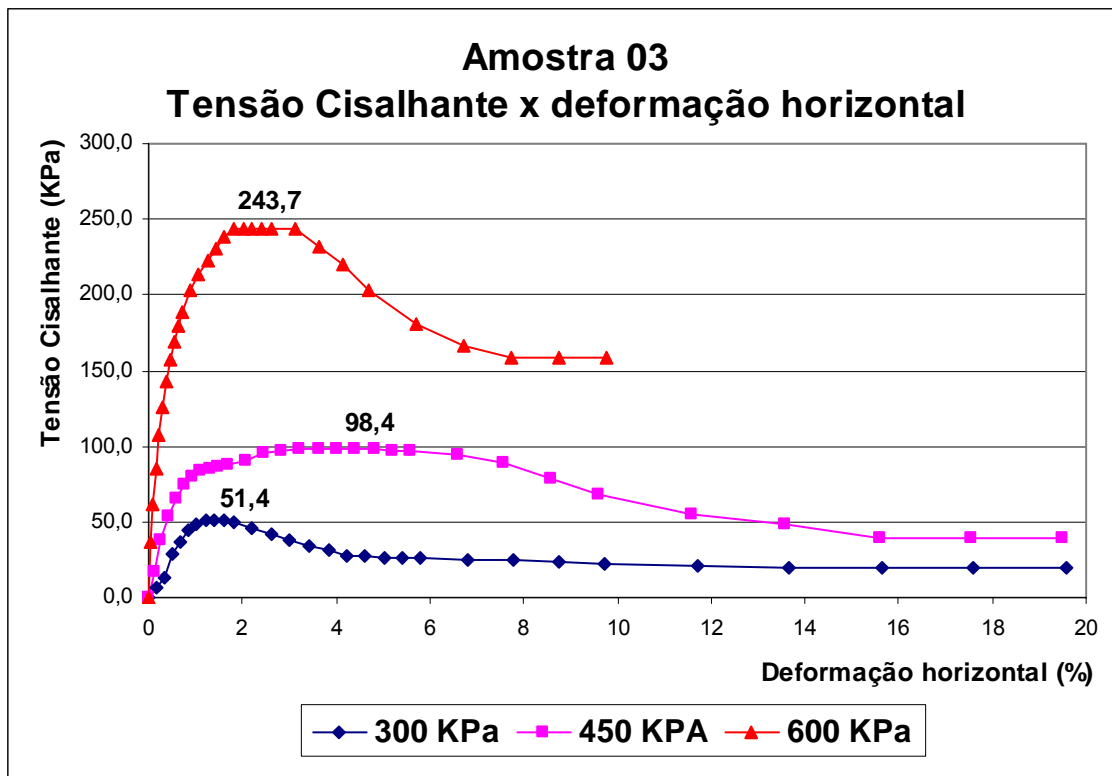


Figura 4.28 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal Amostra 03 em condição inundada.

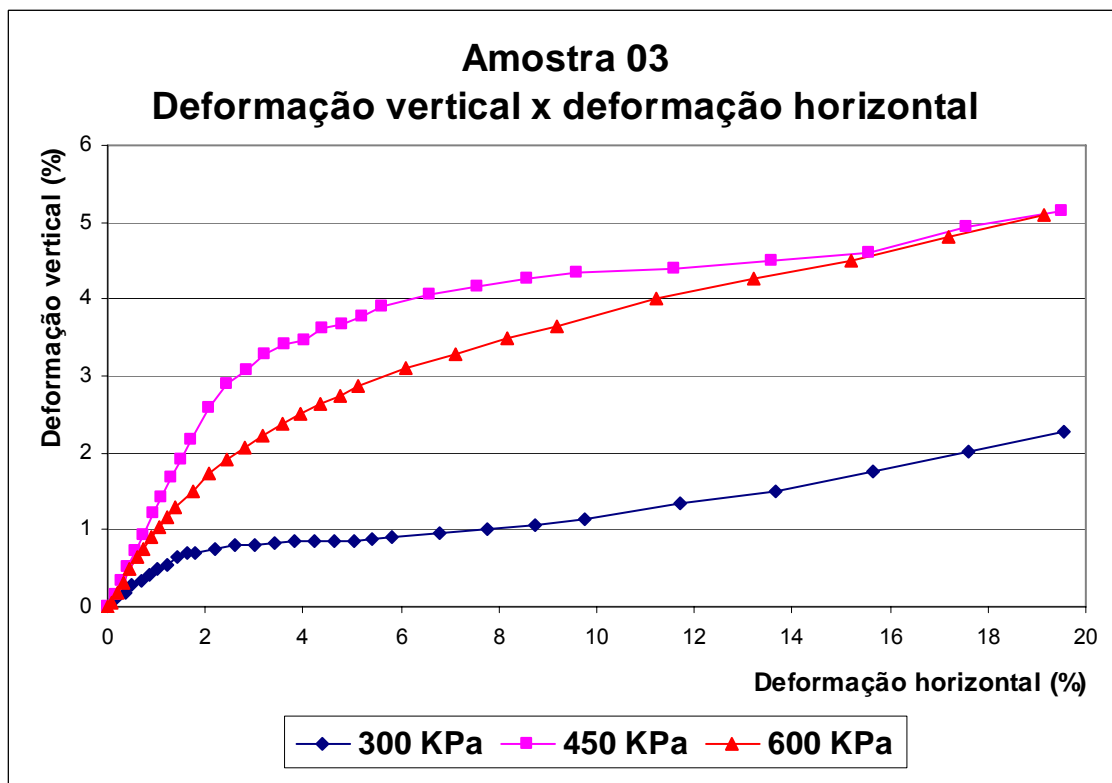


Figura 4.29 – Curva deformação vertical x deformação horizontal Amostra 03 em condição inundada.

Quadro 4.5 – Resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em condições naturais.

	Amostras				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
W (%)	23,75	27,53	33,09	24,41	23,61
γ_{nat} (KN/m ³)	17,77	17,03	17,47	17,16	17,86
S (%)	74,18	72,18	92,85	79,33	78,99
c (KPa)	74,25	451,95	151,38	493,08	129,26
ϕ (graus)	24,51	24,31	14,69	21,67	19,92

Quadro 4.6 – Resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em condição inundada.

	Amostras				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
W _{antes} (%)	***	27,23	33,56	***	***
W _{depois} (%)	***	34,20	34,35	***	***
γ_{nat} (KN/m ³)	***	17,98	17,64	***	***
S (%)	***	89,66	96,40	***	***
c (KPa)	***	152,52	0	***	***
ϕ (graus)	***	21,77	25,58	***	***

*** Indica que os ensaios não foram realizados devido à falta de amostras

4.6 – Ensaio triaxial CIU_{sat}

As trajetórias de tensões totais, trajetórias de tensões efetivas e as curvas tensão desviadora x deformação axial e poro pressão x deformação axial de cada amostra, estão nas figuras 4.30 a 4.45. Os resultados dos ensaios triaxiais com os parâmetros de resistência c , ϕ , c' e ϕ' estão descritos no Quadro 4.7.

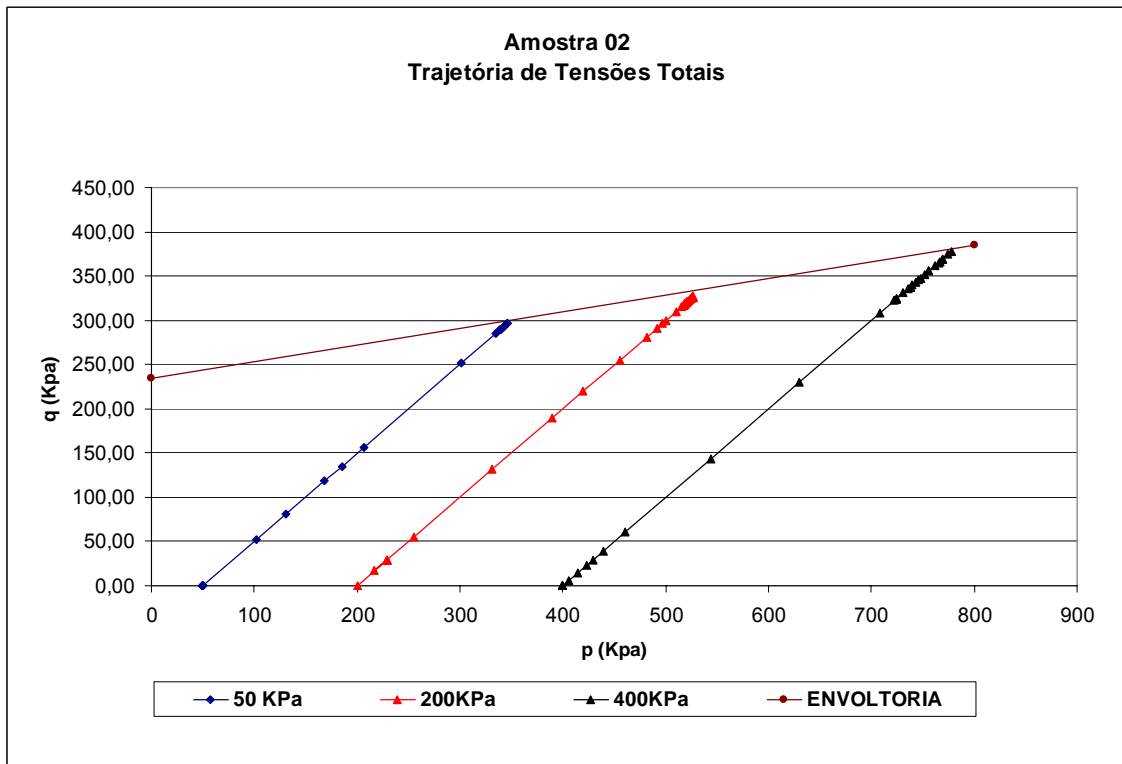


Figura 4.30 –Trajetória de tensões totais Amostra 02.

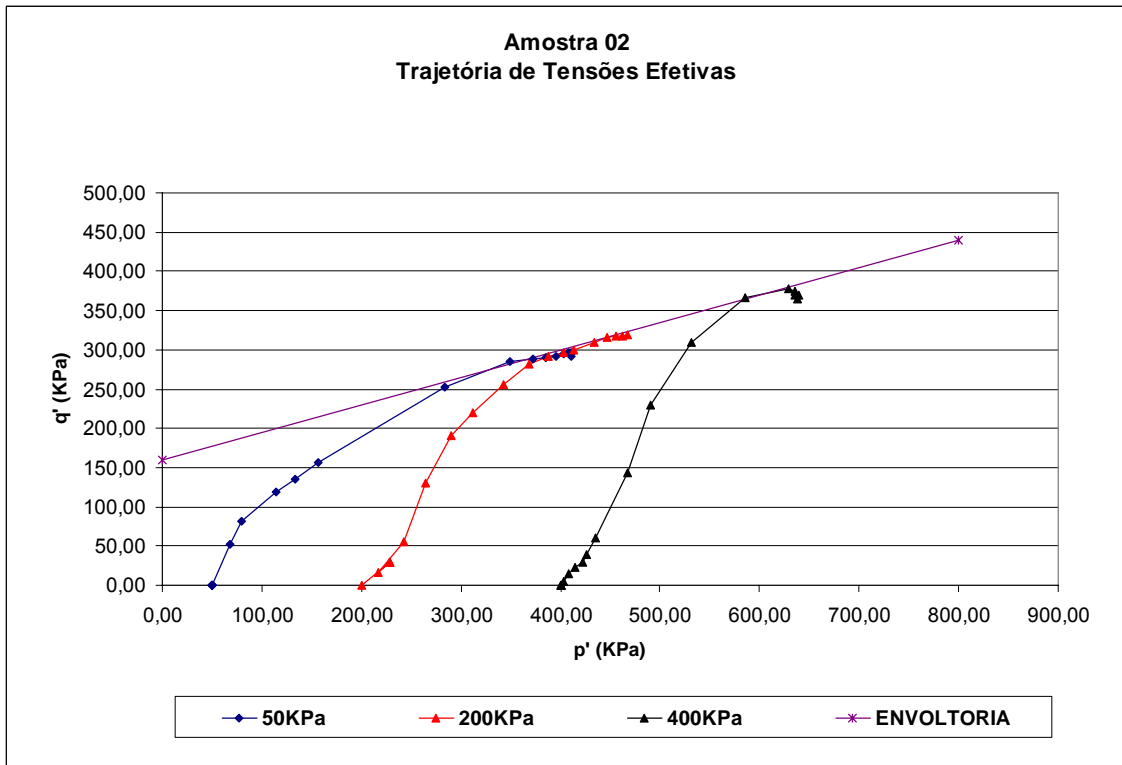


Figura 4.31 –Trajetória de tensões efetivas Amostra 02.

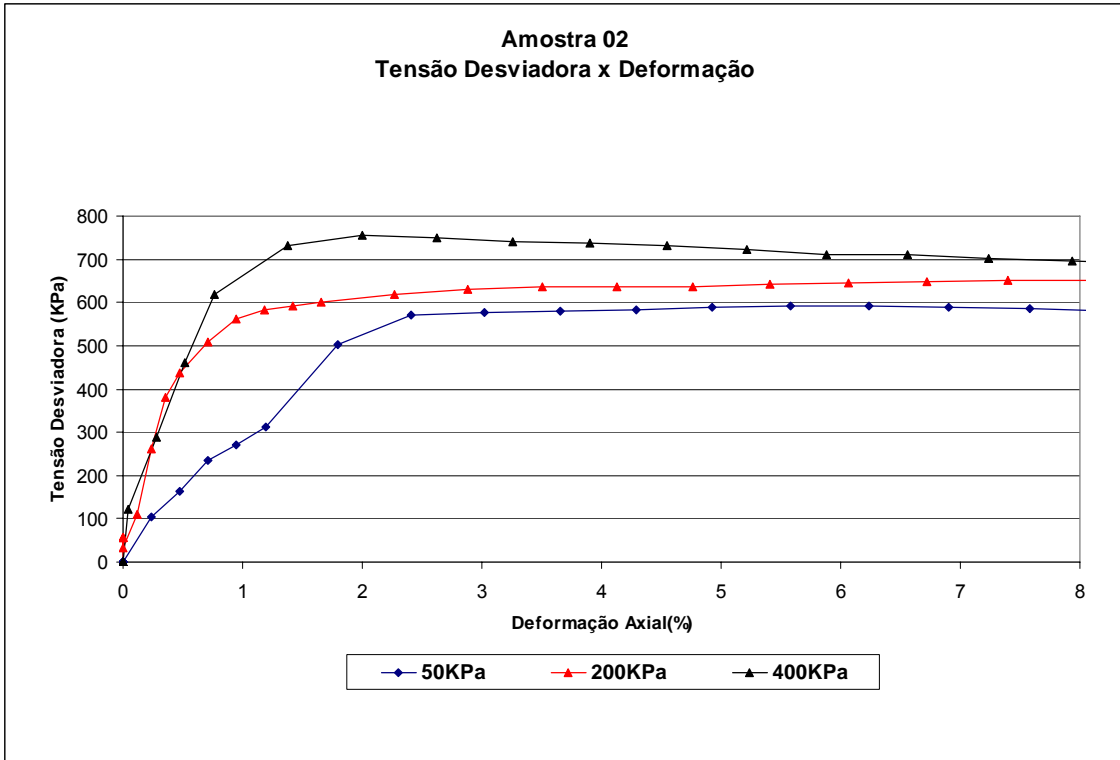


Figura 4.32 – Curva tensão desviadora x deformação axial Amostra 02.

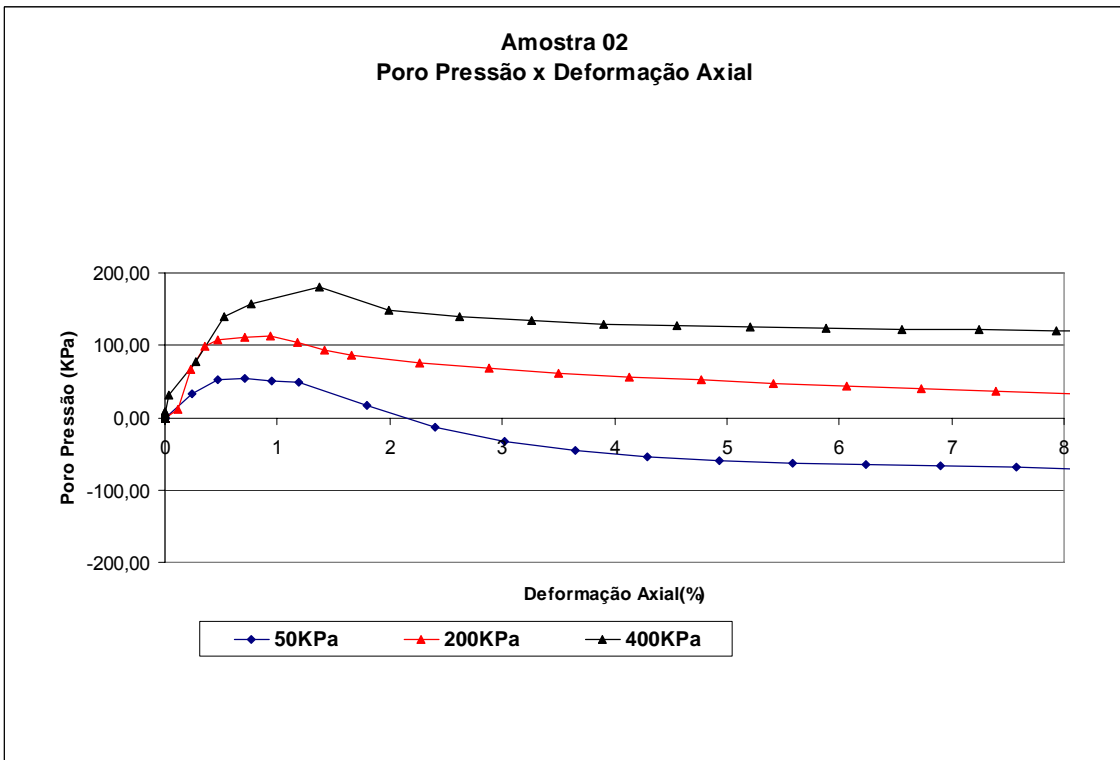


Figura 4.33 – Curva porosidade x deformação axial Amostra 02.

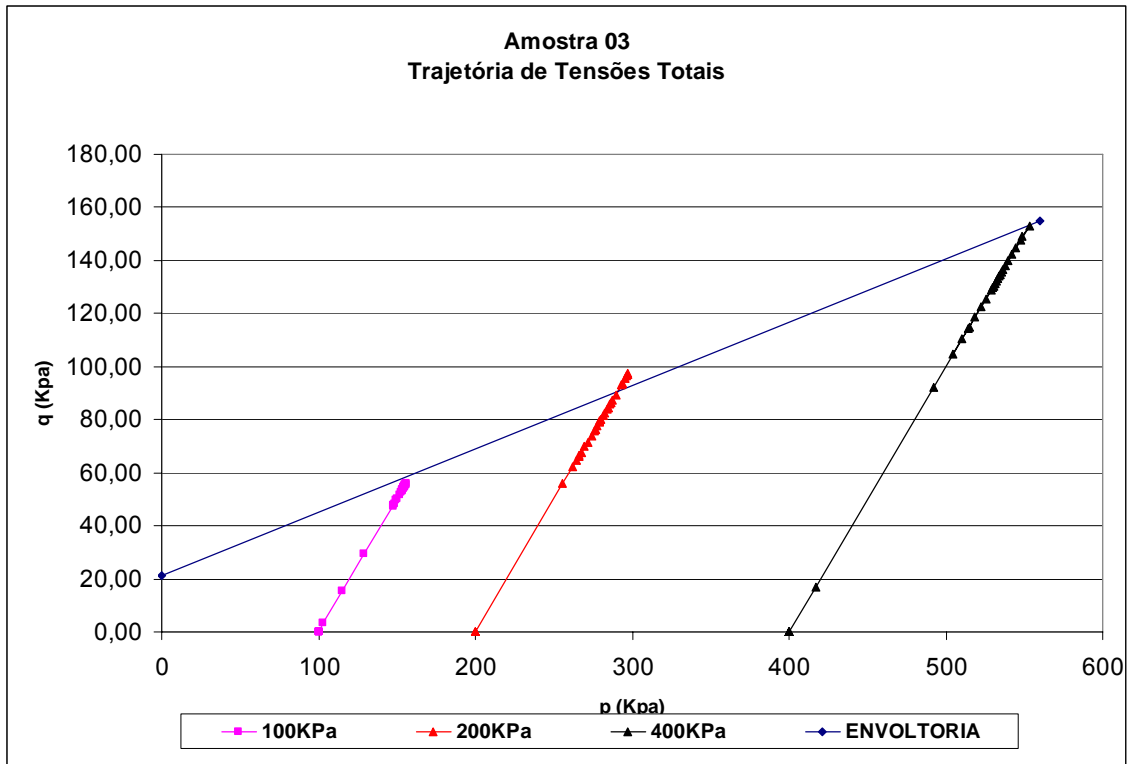


Figura 4.34 –Trajetória de tensões totais Amostra 03.

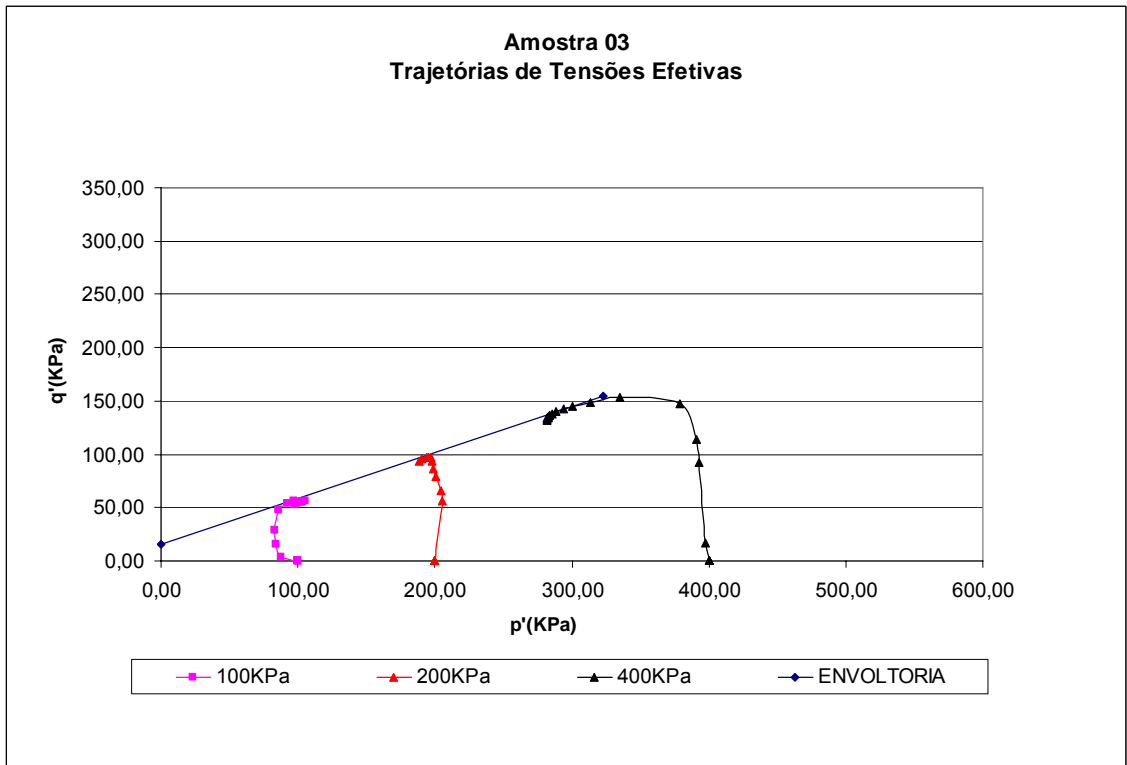


Figura 4.35 –Trajetória de tensões efetivas Amostra 03.

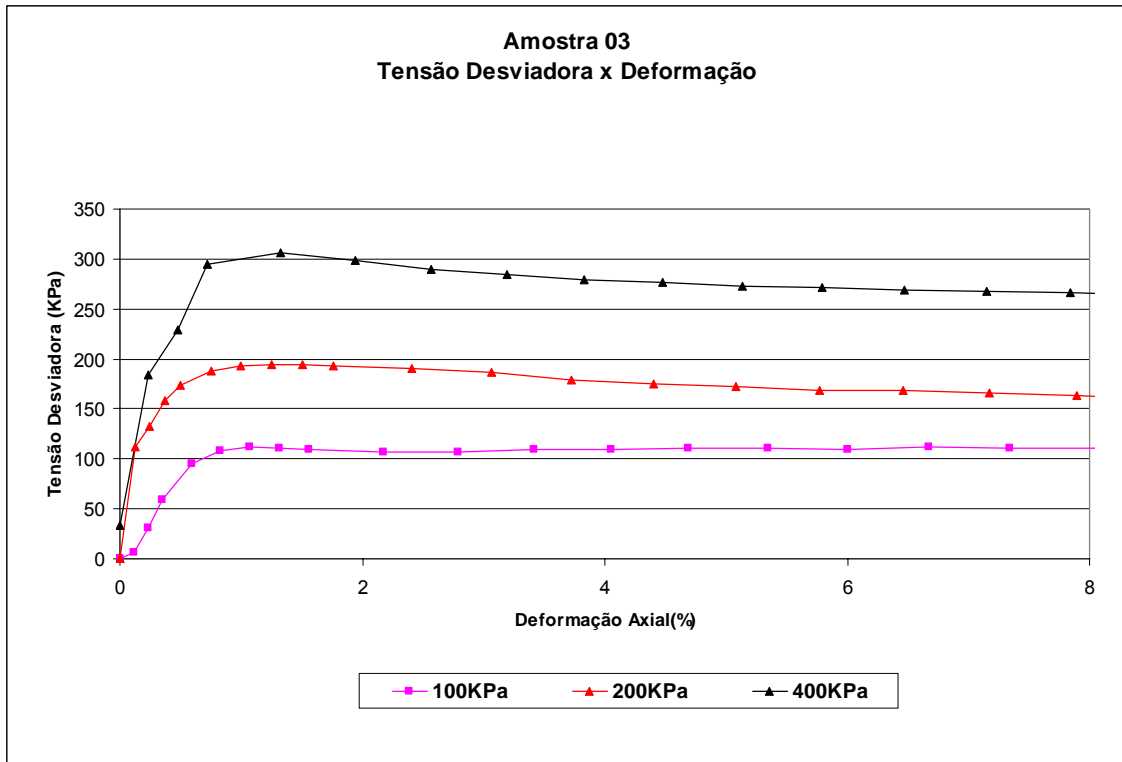


Figura 4.36 – Curva tensão desviadora x deformação axial Amostra 03.

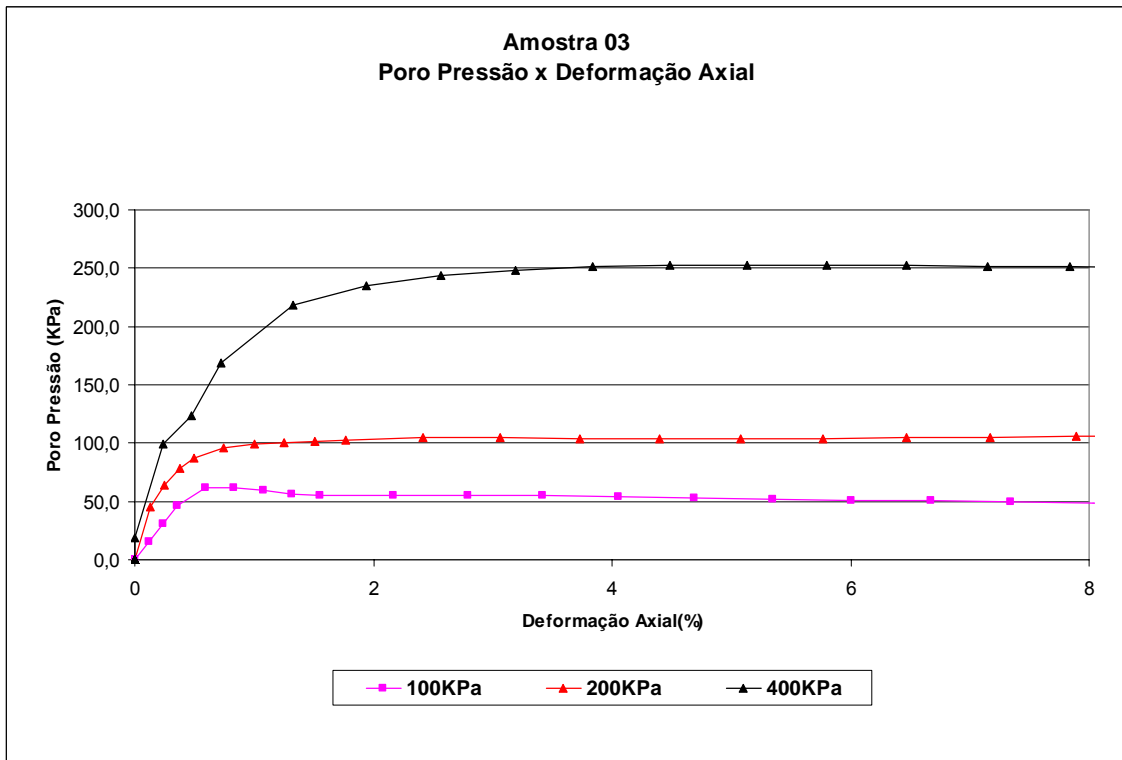


Figura 4.37 – Curva poro pressão x deformação axial Amostra 03.

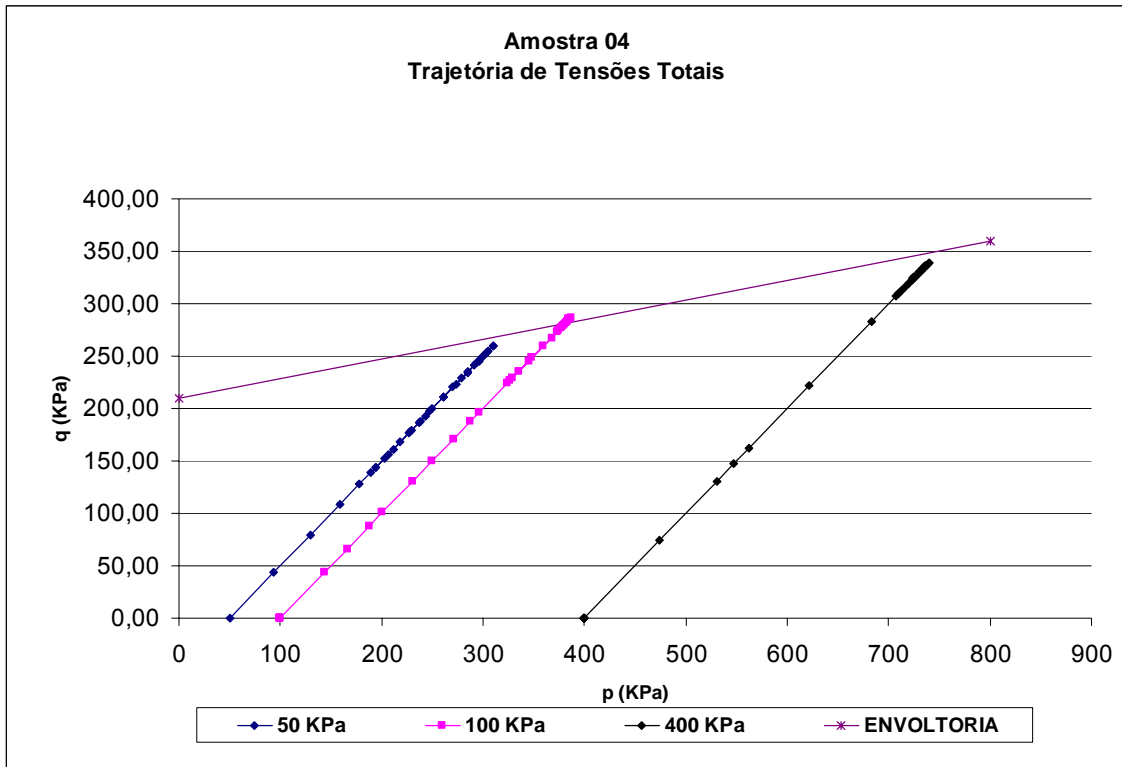


Figura 4.38 –Trajetória de tensões totais Amostra 04.

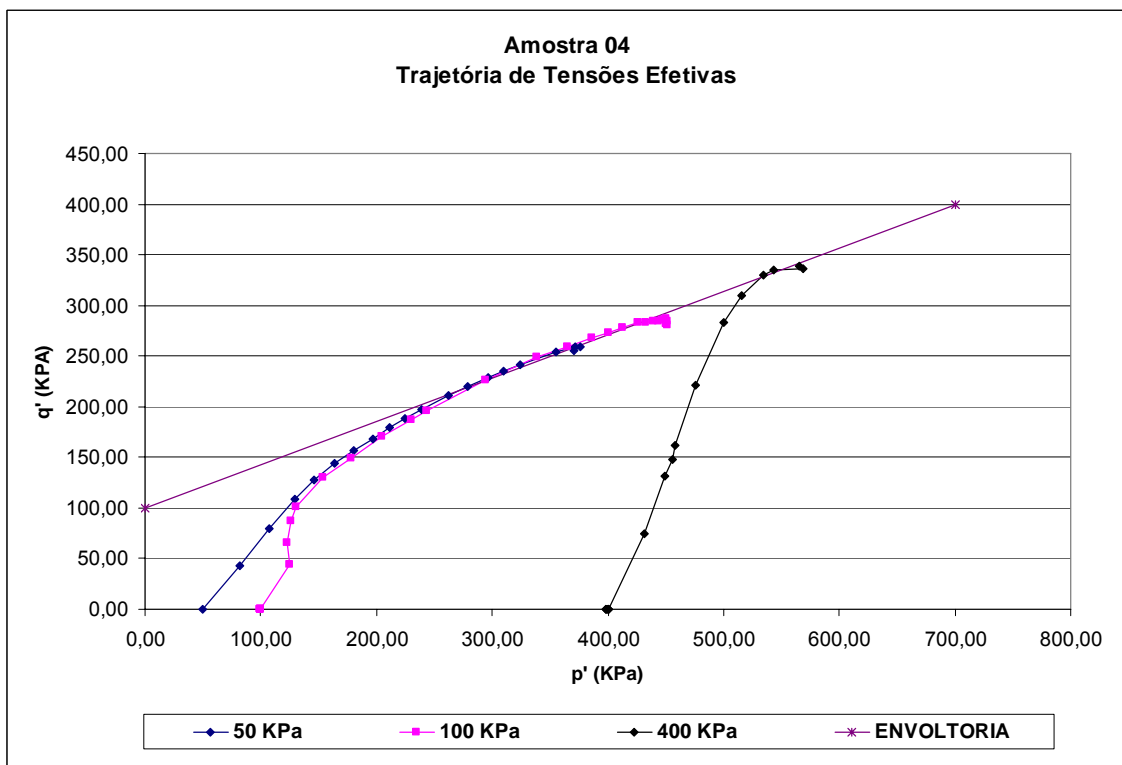


Figura 4.39 –Trajetória de tensões efetivas Amostra 04.

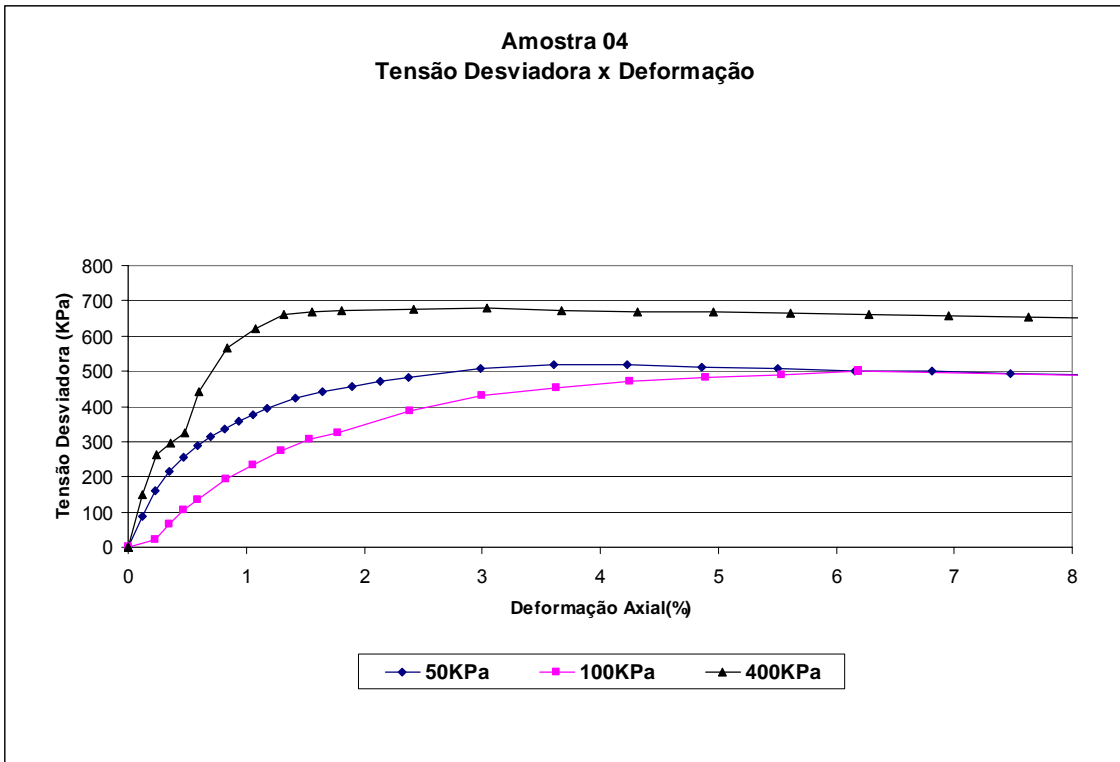


Figura 4.40 – Curva tensão desviadora x deformação axial Amostra 04.

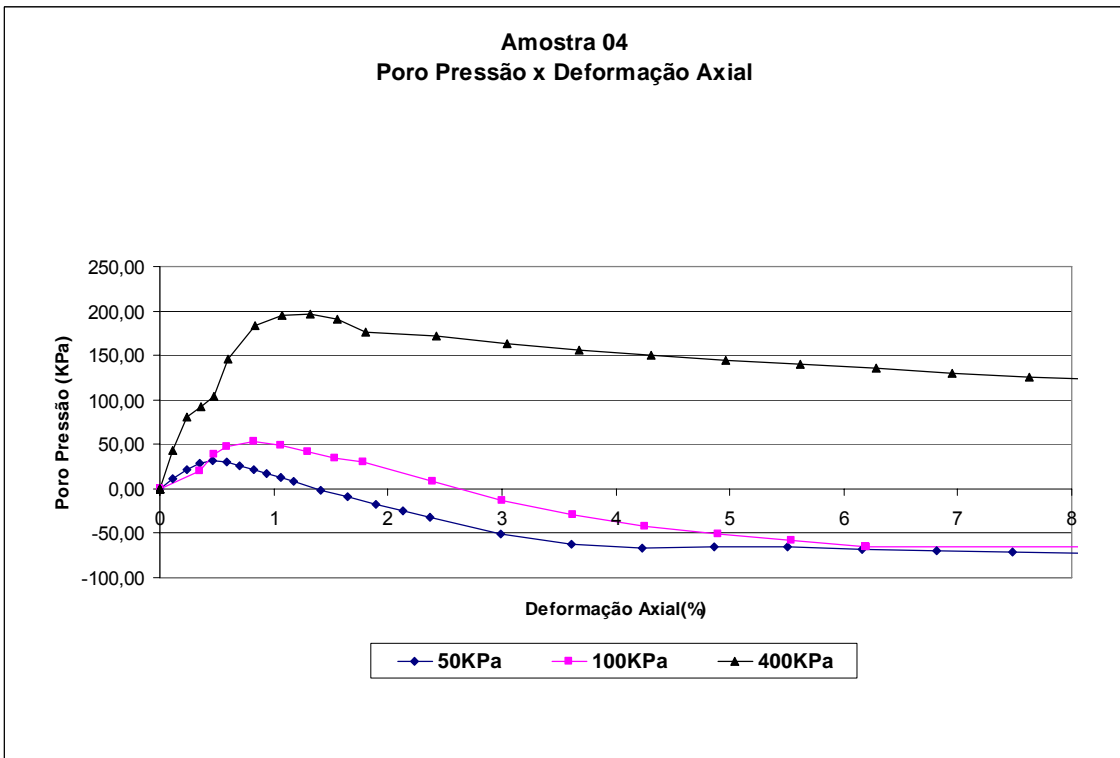


Figura 4.41 – Curva porosidade pressão x deformação axial Amostra 04.

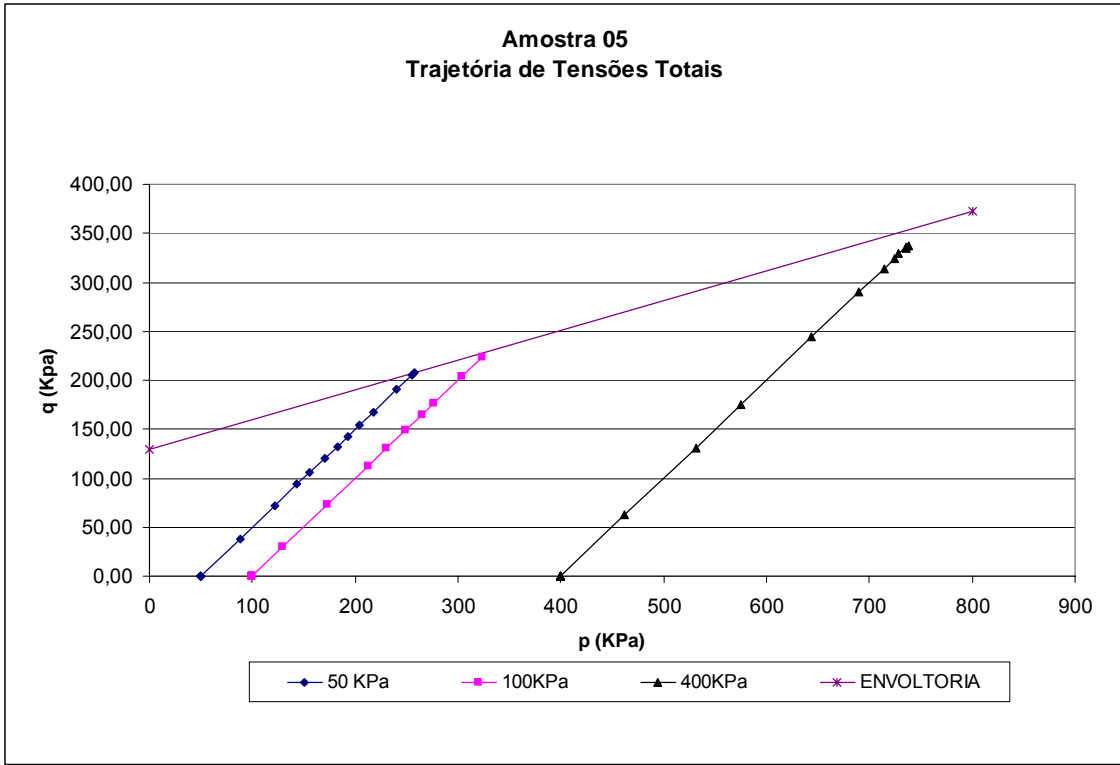


Figura 4.42 –Trajetória de tensões totais Amostra 05.

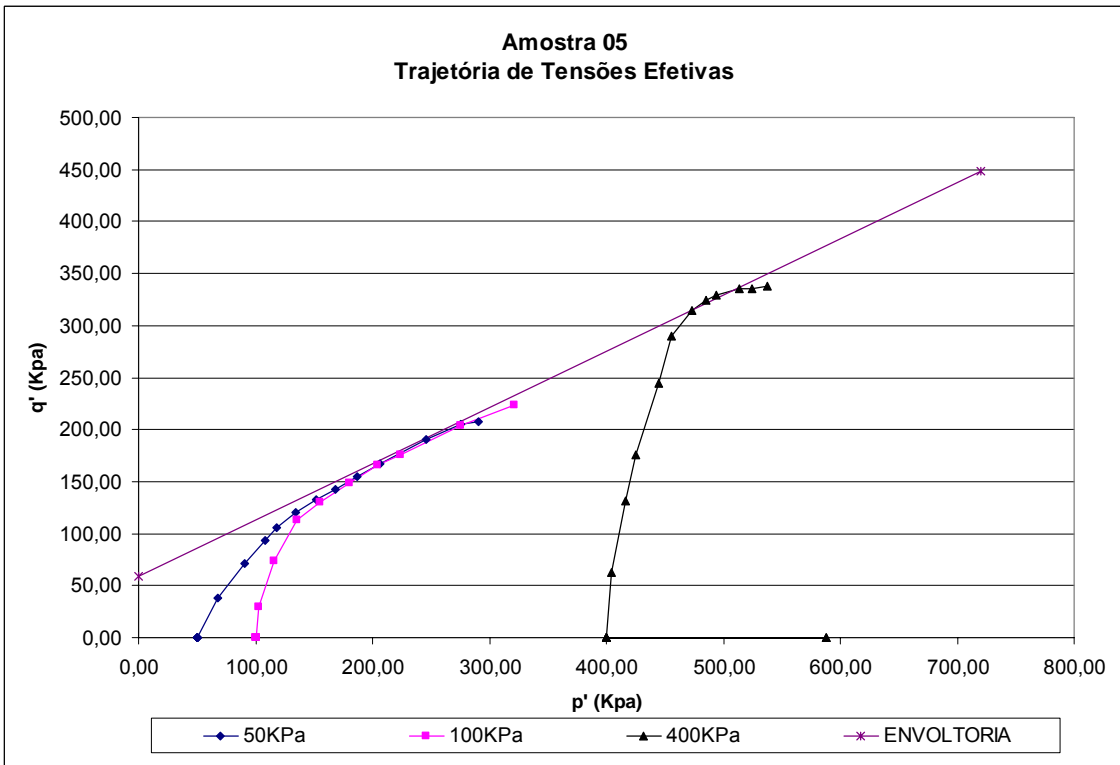


Figura 4.43 –Trajetória de tensões efetivas Amostra 05.

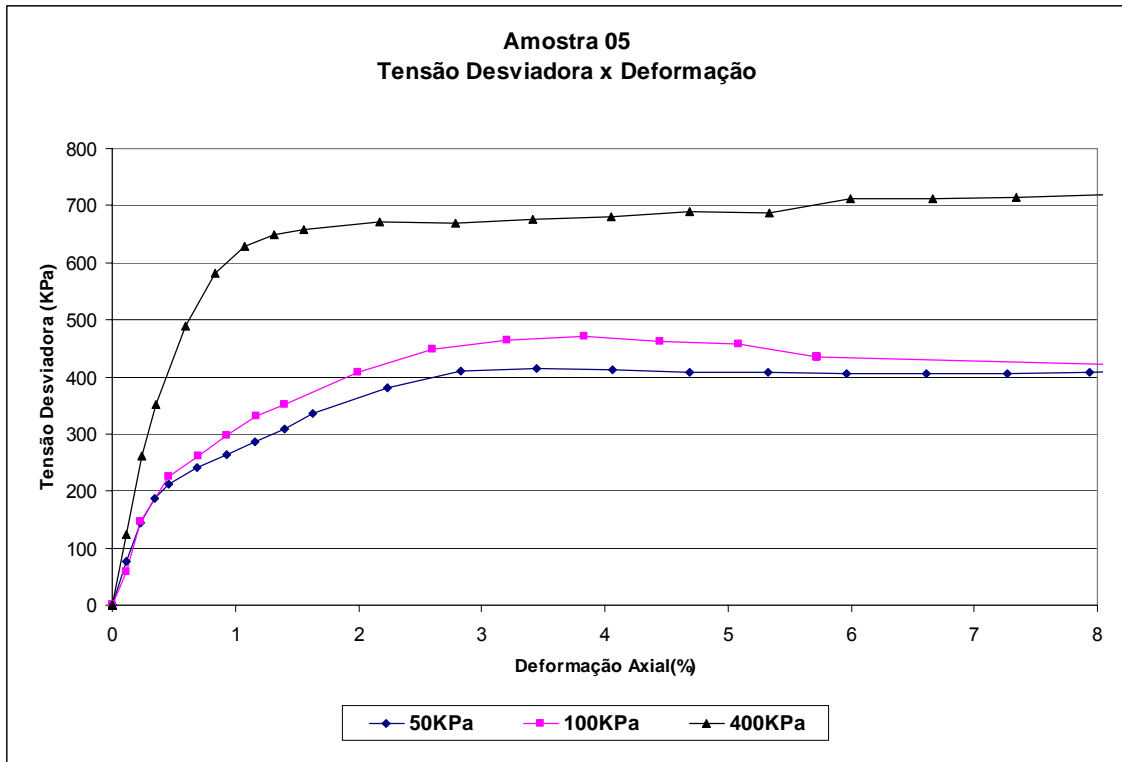


Figura 4.44 – Curva tensão desviadora x deformação axial Amostra 05.

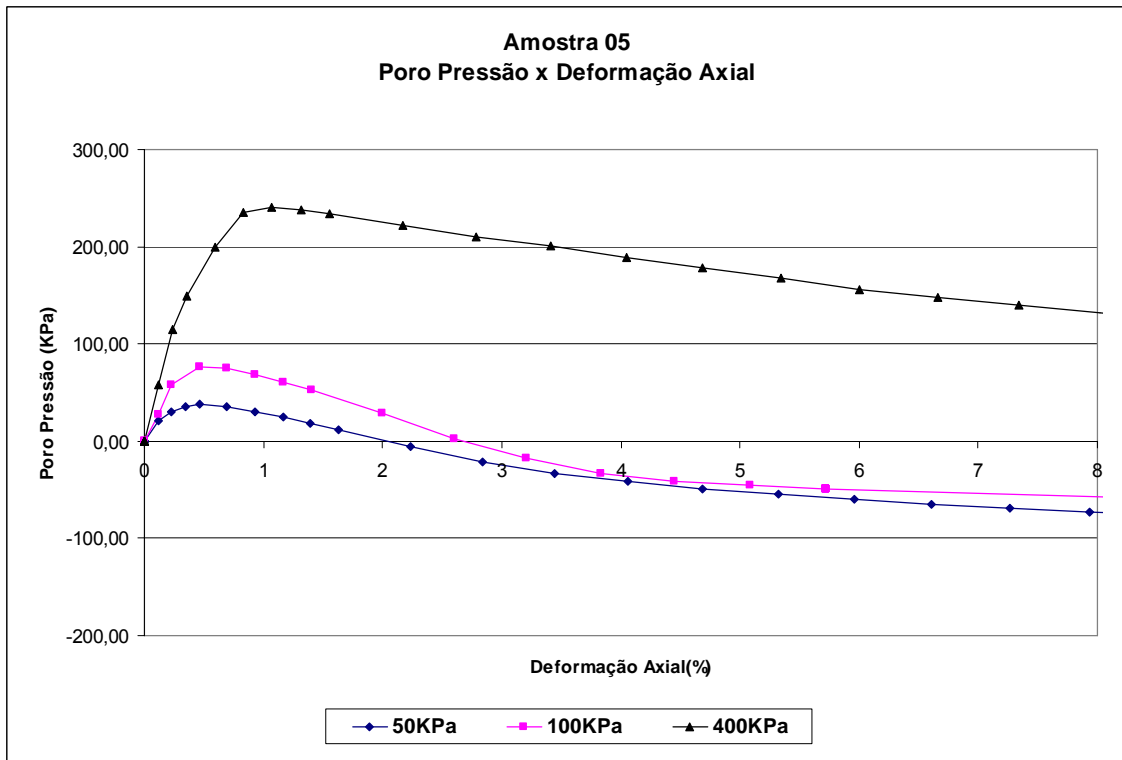


Figura 4.45 – Curva poro pressão x deformação axial Amostra 05.

Quadro 4.7 – Resultados obtidos nos ensaios triaxiais

	Amostras				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
w (%)	***	27,21	32,83	23,89	21,64
γ_{nat}	***	17,76	17,57	17,92	17,88
e	***	1,19	0,93	0,84	0,81
S (%)	***	99,37	99,21	99,4	98,95
w_{sat}	***	37,9	35,4	30,6	29,56
γ_{sat}	***	19,25	17,92	18,94	19,04
c KPa	***	225,32	21,63	213,8	146,46
ϕ°	***	12,49	13,9	12,9	15,08
c' KPa	***	136,83	17,18	110,68	96,02
ϕ'°	***	22,95	25,55	25,37	26,73

Não foram realizados ensaios triaxiais na Amostra 01 devido à falta de material, nos demais ensaios verificou-se que as amostras 02, 04 e 05 apresentaram parâmetros de resistência próximos e que a amostra 03 apresentou parâmetros muito aquém das demais amostras, este fato ocorreu devido ao fato desta amostra se encontrar em um local próximo ao nível de água da lagoa de bombeamento, com isso, estando saturada por capilaridade perdendo completamente sua coesão.

5. ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Nas seções apresentadas, as cores utilizadas nas figuras e o tipo de material correspondente são mostrados na figura abaixo.

Depósito Terciário	
Itabirito Macio	
Itabirito Duro	
Itabirito Limonítico	
Itabirito Argiloso	
Itabirito Dolomítico	
Hematita Macia	
Hematita Média	
Hematita Manganésífera	
Canga	
Dolomito	
Rocha Básica	

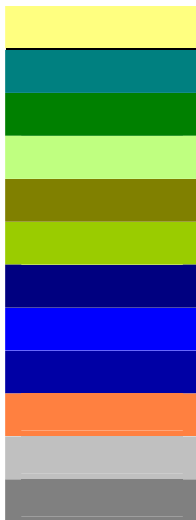


Figura 5.1 – Legenda de cores adotadas nas seções analisadas

5.1 – Análises de estabilidade das seções A, B, E, F, 2200 e 2300 em condições naturais.

Foram realizadas análises de estabilidade global e localizada sobre o Depósito Terciário nas seções utilizando-se os parâmetros c e ϕ encontrados nos ensaios de cisalhamento direto em condições naturais. As Figuras A.1, A.2, A.3, A.4, A.5 e A.6 em anexo mostram as superfícies de ruptura encontradas na pior condição de estabilidade global de cada seção e as Figuras A.7, A.8, A.9, A.10, A.11 e A.12 em anexo mostram as superfícies de ruptura encontradas na pior condição de estabilidade localizada sobre o Depósito Terciário. Os Quadros 5.1, 5.2, 5.3, 5.4, 5.5 e 5.6 mostram todos os fatores de segurança encontrados nas análises de estabilidade global e localizada sobre o Depósito Terciário.

Quadro 5.1 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção A em condições naturais.

Seção A - Condição Natural					
Ruptura Global					
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,181	1,258	1,226	1,247	1,215
Bishop	1,186	1,254	1,230	1,236	1,214
GLE	1,194	1,261	1,228	1,255	1,221

Seção A - Condição Natural					
Ruptura Localizada Sobre o Depósito Terciário					
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,565	4,849	1,847	4,803	1,847
Bishop	1,645	4,913	1,883	4,809	1,896
GLE	1,640	4,909	1,881	4,813	1,892

Quadro 5.2 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção B em condições naturais.

Seção B - Condição Natural					
Ruptura Global					
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,012	1,306	1,057	1,309	1,063
Bishop	1,019	1,324	1,044	1,324	1,061
GLE	1,029	1,321	1,067	1,323	1,074

Seção B - Condição Natural					
Ruptura Localizada Sobre o Depósito Terciário					
FS	Amostras				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,087	2,450	1,137	2,513	1,185
Bishop	1,127	2,508	1,162	2,578	1,229
GLE	1,124	2,562	1,164	2,585	1,231

Quadro 5.3 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção E em condições naturais.

Seção E - Condição Natural					
Ruptura Global					
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,177	1,286	1,223	1,286	1,218
Bishop	1,183	1,295	1,223	1,295	1,225
GLE	1,191	1,301	1,236	1,301	1,234

Seção E - Condição Natural					
Ruptura Localizada Sobre o Depósito Terciário					
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,253	4,780	1,404	4,895	1,440
Bishop	1,281	4,786	1,429	4,900	1,472
GLE	1,279	4,786	1,427	4,900	1,470

Quadro 5.4 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção F em condições naturais.

Seção F - Condição Natural					
Ruptura Global					
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	0,457	1,817	1,507	1,849	1,499
Bishop	1,482	1,835	1,516	1,868	1,515
GLE	1,485	1,931	1,527	1,969	1,521

Seção F - Condição Natural					
Ruptura Localizada Sobre o Depósito Terciário					
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,698	5,104	1,899	5,454	1,988
Bishop	1,761	5,158	2,041	5,495	2,067
GLE	1,756	5,155	2,039	5,494	2,063

Quadro 5.5 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2200 em condições naturais.

Seção 2200 - Condição Natural					
Ruptura Global					
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,569	1,569	1,569	1,569	1,569
Bishop	1,633	1,633	1,633	1,633	1,633
GLE	1,636	1,636	1,636	1,636	1,636

Seção 2200 - Condição Natural					
Ruptura Localizada Sobre o Depósito Terciário					
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,374	3,963	1,616	4,160	1,607
Bishop	1,428	3,961	1,642	4,153	1,653
GLE	1,423	4,053	1,630	4,198	1,651

Quadro 5.6 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2300 em condições naturais.

Seção 2300 - Condição Natural					
Ruptura Global					
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,699	1,926	1,695	1,933	1,686
Bishop	1,699	2,048	1,711	2,059	1,717
GLE	1,699	2,047	1,751	2,057	1,748

Seção 2300 - Condição Natural					
Ruptura Localizada Sobre o Depósito Terciário					
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário				
	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,298	4,015	1,488	4,183	1,433
Bishop	1,386	4,070	1,554	4,229	1,513
GLE	1,381	4,064	1,550	4,225	1,508

5.2 – Análises de estabilidade das seções A, B, E, F, 2200 e 2300 em condição inundada.

Foram realizadas análises de estabilidade global e localizada sobre o Depósito Terciário na seção utilizando-se os parâmetros c e ϕ encontrados nos ensaios de cisalhamento direto inundado. As Figuras A.13, A.14, A.15, A.16, A.17 e A.18 em anexo mostram as superfícies de ruptura encontradas na condição de estabilidade global da seção e as Figuras A.19, A.20, A.21, A.22, A.23 e A.24 mostram as superfícies de ruptura encontradas na condição de estabilidade localizada sobre o Depósito Terciário. Os Quadros 5.7, 5.8, 5.9, 5.10, 5.11 e 5.12 mostram todos os fatores de segurança encontrados nas análises de estabilidade global e localizada sobre o Depósito Terciário.

Quadro 5.7 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção A em condição inundada.

Seção A - Condição Inundada		
Ruptura Global		
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário	
	Amostra 02	Amostra 03
Fellenius	1,186	0,477*
Bishop	1,181	0,485*
GLE	1,197	0,497*

Seção A - Condição Inundada		
Ruptura Localizada Sobre o Depósito Terciário		
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário	
	Amostra 02	Amostra 03
Fellenius	2,097	0,725*
Bishop	2,162	0,743*
GLE	2,164	0,752*

* indicam valores de coeficientes de segurança que não apresentaram superfície de ruptura definida

Quadro 5.8 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção B em condição inundada.

Seção B - Condição Inundada		
Ruptura Global		
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário	
	Amostra 02	Amostra 03
Fellenius	1,117	0,380*
Bishop	1,119	0,391*
GLE	1,125	0,396*

Seção B - Condição Inundada		
Ruptura Localizada Sobre o Depósito Terciário		
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário	
	Amostra 02	Amostra 03
Fellenius	1,336	0,328*
Bishop	1,382	0,342*
GLE	1,382	0,342*

* indicam valores de coeficientes de segurança que não apresentaram superfície de ruptura definida

Quadro 5.9 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção E em condição inundada.

Seção E - Condição Inundada		
Ruptura Global		
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário	
	Amostra 02	Amostra 03
Fellenius	1,247	0,292*
Bishop	1,260	0,314*
GLE	1,264	0,385*

Seção E - Condição Inundada		
Ruptura Localizada Sobre o Depósito Terciário		
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário	
	Amostra 02	Amostra 03
Fellenius	1,617	0,352*
Bishop	1,672	0,374*
GLE	1,668	0,452*

* indicam valores de coeficientes de segurança que não apresentaram superfície de ruptura definida

Quadro 5.10 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção F em condição inundada.

Seção F - Condição Inundada		
Ruptura Global		
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário	
	Amostra 02	Amostra 03
Fellenius	1,483	0,138*
Bishop	1,548	0,156*
GLE	1,576	0,268*

Seção F - Condição Inundada		
Ruptura Localizada Sobre o Depósito Terciário		
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário	
	Amostra 02	Amostra 03
Fellenius	2,216	0,263*
Bishop	2,302	0,287*
GLE	2,303	0,297*

* indicam valores de coeficientes de segurança que não apresentaram superfície de ruptura definida

Quadro 5.11 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2200 em condição inundada.

Seção 2200 - Condição Inundada		
Ruptura Global		
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário	
	Amostra 02	Amostra 03
Fellenius	1,569	1,569
Bishop	1,633	1,633
GLE	1,636	1,636

Seção 2200 - Condição Inundada		
Ruptura Localizada Sobre o Depósito Terciário		
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário	
	Amostra 02	Amostra 03
Fellenius	1,839	0,385*
Bishop	1,882	0,395*
GLE	1,880	0,412*

* indicam valores de coeficientes de segurança que não apresentaram superfície de ruptura definida

Quadro 5.12 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2300 em condição inundada.

Seção 2300 - Condição Inundada		
Ruptura Global		
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário	
	Amostra 02	Amostra 03
Fellenius	1,672	0,225*
Bishop	1,681	0,246*
GLE	1,707	0,252*

Seção 2300 - Condição Inundada		
Ruptura Localizada Sobre o Depósito Terciário		
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário	
	Amostra 02	Amostra 03
Fellenius	1,614	0,322*
Bishop	1,685	0,322*
GLE	1,716	0,342*

* indicam valores de coeficientes de segurança que não apresentaram superfície de ruptura definida

5.3 – Análises de estabilidade da seção A, B, E, F, 2200 e 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.

Foram realizadas análises de estabilidade global e localizada sobre o Depósito Terciário na seção utilizando-se os parâmetros c e ϕ encontrados nos ensaios triaxiais CIU_{sat} em termos de tensões totais. As Figuras A.25, A.26, A.27, A.28, A.29 e A.30 em anexo mostram as superfícies de ruptura encontradas na pior condição de estabilidade global da seção, as Figuras A.31, A.32, A.33, A.34, A.35 e A.36 em anexo mostram as superfícies de ruptura encontradas na pior condição de estabilidade localizada sobre o Depósito Terciário. Os Quadros 5.13, 5.14, 5.15, 5.16, 5.17 e 5.18 mostram todos os fatores de segurança encontrados nas análises de estabilidade global e localizada.

Quadro 5.13 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção A em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.

Seção A - Condição Saturada - Parâmetros Totais				
Ruptura Global				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,235	0,621*	1,241	1,181
Bishop	1,223	0,629*	1,246	1,185
GLE	1,241	0,636*	1,252	1,195
Seção A - Condição Saturada - Parâmetros Totais				
Ruptura Localizada				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	2,172	0,545*	2,128	1,699
Bishop	2,206	0,558*	2,164	1,744
GLE	2,209	0,560*	2,162	1,742

Quadro 5.14 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção B em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.

Seção B - Condição Saturada - Parâmetros Totais				
Ruptura Global				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,101	0,669*	1,096	1,024
Bishop	1,089	0,676*	1,084	1,029
GLE	1,106	0,682*	1,101	1,037

Seção B - Condição Saturada - Parâmetros Totais				
Ruptura Localizada				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,295	0,488*	1,277	1,073
Bishop	1,309	0,511*	1,292	1,101
GLE	1,311	0,509*	1,294	1,103

Quadro 5.15 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção E em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.

Seção E - Condição Saturada - Parâmetros Totais				
Ruptura Global				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,250	0,610*	1,247	1,191
Bishop	1,255	0,612*	1,252	1,185
GLE	1,264	0,611*	1,261	1,205

Seção E - Condição Saturada - Parâmetros Totais				
Ruptura Localizada				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,613	0,534*	1,584	1,292
Bishop	1,636	0,550*	1,609	1,327
GLE	1,635	0,548*	1,608	1,325

Quadro 5.16 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção F em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.

Seção F - Condição Saturada - Parâmetros Totais				
Ruptura Global				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,543	1,124	1,539	1,464
Bishop	1,551	1,085	1,547	1,473
GLE	1,558	1,126	1,556	1,485

Seção F - Condição Saturada - Parâmetros Totais				
Ruptura Localizada				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	2,382	0,685	2,346	1,817
Bishop	2,437	0,717	2,39	1,872
GLE	2,435	0,715	2,388	1,869

Quadro 5.17 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2200 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.

Seção 2200 - Condição Saturada – Parâmetro Totais				
Ruptura Global				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,569	1,569	1,569	1,569
Bishop	1,633	1,633	1,633	1,633
GLE	1,636	1,636	1,636	1,636

Seção 2200 - Condição Saturada - Parâmetros Totais				
Ruptura Localizada				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,922	0,593*	1,882	1,494
Bishop	1,938	0,623*	1,901	1,528
GLE	2,031	0,621*	1,969	1,509

* indicam valores de coeficientes de segurança que não apresentaram superfície de ruptura definida

Quadro 5.18 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais.

Seção 2300 - Condição Saturada - Parâmetros Totais				
Ruptura Global				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,786	0,656*	1,778	1,672
Bishop	1,795	0,659*	1,788	1,681
GLE	1,811	0,665*	1,804	1,707

Seção 2300 – Condição Saurada - Parâmetros Totais				
Ruptura Localizada				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,584	0,691*	1,563	1,286
Bishop	1,630	0,698*	1,608	1,349
GLE	1,630	0,699*	1,607	1,346

5.4 – Análises de estabilidade da seção A, B, E, F, 2200 e 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivas.

Foram realizadas análises de estabilidade global e localizada sobre o Depósito Terciário na seção utilizando-se os parâmetros c e ϕ encontrados nos ensaios triaxiais CIU_{sat} em termos de tensões efetivas considerando-se que o nível de água encontra-se pendurado na camada de argila supondo-se que os demais materiais estarão em condição drenada em função de sistemas eficientes de drenagem e do bombeamento para rebaixamento do nível de água. As Figuras A.37, A.38, A.39, A.40, A.41 e A.42 em anexo mostram as superfícies de ruptura encontradas na pior condição de estabilidade global da seção, as Figuras A.43, A.44, A.45, A.46, A.47 e A.48 em anexo mostram as superfícies de ruptura encontradas na pior condição de estabilidade localizada sobre o Depósito Terciário. Os Quadros 5.19, 5.20, 5.21, 5.22, 5.23 e 5.24 mostram todos os fatores de segurança encontrados nas análises de estabilidade global e localizada de cada seção.

Quadro 5.19 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção A em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivas.

Seção A - Condição Saturada - Parâmetros Efetivos				
Ruptura Global				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,180	0,580*	1,158	1,133
Bishop	1,175	0,575*	1,153	1,135
GLE	1,190	0,593*	1,166	1,147

Seção A - Condição Saturada - Parâmetros Efetivos				
Ruptura Localizada				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,296	0,342*	1,125	1,024
Bishop	1,369	0,426*	1,218	1,131
GLE	1,367	0,451*	1,219	1,131

* indicam valores de coeficientes de segurança que não apresentaram superfície de ruptura definida

Quadro 5.20 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção B em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivas.

Seção B - Condição Saturada - Parâmetros Efetivos				
Ruptura Global				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	0,877	0,320*	0,830	0,803
Bishop	0,869	0,327*	0,825	0,799
GLE	0,899	0,324*	0,852	0,818

Seção B - Condição Saturada - Parâmetros Efetivos				
Ruptura Localizada				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	0,739	0,156*	0,650	0,600
Bishop	0,812	0,241*	0,748	0,701
GLE	0,823	0,271*	0,655	0,707

* indicam valores de coeficientes de segurança que não apresentaram superfície de ruptura definida

Quadro 5.21 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção E em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivas.

Seção E - Condição Saturada - Parâmetros Efetivos				
Ruptura Global				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,087	0,549*	1,049	1,030
Bishop	1,088	0,555*	1,057	1,038
GLE	1,110	0,550*	1,076	1,056

Seção E - Condição Saturada - Parâmetros Efetivos				
Ruptura Localizada				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	0,965	0,230*	0,844	0,775
Bishop	1,024	0,282*	0,914	0,851
GLE	1,022	0,311*	0,914	0,853

* indicam valores de coeficientes de segurança que não apresentaram superfície de ruptura definida

Quadro 5.22 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção F em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivas.

Seção F - Condição Saturada - Parâmetros Efetivos				
Ruptura Global				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,373	0,658*	1,336	1,316
Bishop	1,396	0,664*	1,367	1,352
GLE	1,404	0,658*	1,472	1,356

Seção F - Condição Saturada - Parâmetros Efetivos				
Ruptura Localizada				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,445	0,336*	1,239	1,114
Bishop	1,535	0,436*	1,35	1,241
GLE	1,531	0,455*	1,347	1,240

* indicam valores de coeficientes de segurança que não apresentaram superfície de ruptura definida

Quadro 5.23 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2200 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivas.

Seção 2200 - Condição Saturada - Parâmetros Efetivos				
Ruptura Global				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,569	1,569	1,569	1,569
Bishop	1,633	1,633	1,633	1,633
GLE	1,636	1,636	1,636	1,636
Seção 2200 - Condição Saturada - Parâmetros Efetivos				
Ruptura Localizada				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,079	0,312*	0,926	0,859
Bishop	1,160	0,324*	1,033	0,962
GLE	1,158	0,325*	1,033	0,965

* indicam valores de coeficientes de segurança que não apresentaram superfície de ruptura definida

Quadro 5.24 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade da seção 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivas.

Seção 2300 - Condição Saturada - Parâmetros Efetivos				
Ruptura Global				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	1,546	0,325*	1,515	1,490
Bishop	1,577	0,327*	1,560	1,532
GLE	1,606	0,333*	1,580	1,557
Seção 2300 - Condição Saturada - Parâmetros Efetivos				
Ruptura Localizada				
FS	Parâmetros Adotados para o Depósito Terciário			
	Amostra 02	Amostra 03	Amostra 04	Amostra 05
Fellenius	0,978	0,189*	0,854	0,783
Bishop	1,074	0,193*	0,965	0,904
GLE	1,073	0,198*	0,967	0,909

* indicam valores de coeficientes de segurança que não apresentaram superfície de ruptura definida

6 . CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 – Conclusões.

Com base nos resultados obtidos nos ensaios de laboratórios executados durante a realização do presente trabalho é possível concluir que:

- i) todas as amostras de solo coletadas apresentaram curvas granulométricas semelhantes, sendo classificadas como argilas areno-siltosas de alta plasticidade. Do ponto de vista mineralógico, os baixos valores de IP encontrados sugerem um predomínio de caulinita nestes solos.
- ii) os valores das tensões de pré adensamento obtidas nos ensaios de compressão unidimensional são superiores as tensões encontradas atualmente no maciço o que indica que este está pré adensado.
- iii) Comparando-se os valores de coesão obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em condições naturais com os ensaios de cisalhamento direto inundados, observa-se uma considerável redução, o que indica que os valores encontrados no estado natural estão bastante majorados devido ao fenômeno da sucção originado pelas poro-pressões negativas ocasionadas pelo baixo grau de saturação.
- iv) A amostra 03 apresentou parâmetros de resistência muito inferiores às demais. Provavelmente isto se deve ao fato desta amostra ter sido coletada próximo ao nível de água de uma lagoa de bombeamento existente no local, estando praticamente saturada por capilaridade como pode ser observado no Quadro 4.5 (90% de saturação). Por conta disto, não foram considerados os resultados das análises de estabilidade realizados com este material, pois a condição existente no local de amostragem não irá ocorrer nos taludes projetados.

Em relação às análises de estabilidade, cujas conclusões são apresentadas a seguir, como não existem informações sobre a distribuição sub-superficial das diversas camadas que compõem o Depósito Terciário, optou-se por considerar que o mesmo era composto por um único material, dentre aqueles amostrados e ensaiados.

Foram realizadas as análises de estabilidade global e localizada sobre o Depósito Terciário tanto para as condições de teor de umidade natural, quanto para a condição inundada e na condição saturada em termos de tensões totais e de tensões efetivas. As condições de estabilidade foram baseadas nos limites utilizados na mineração a céu aberto onde o fator de segurança mínimo adotado para taludes operacionais deve ser igual ou superior a 1.3.

Para a condição **natural**, pode-se concluir que:

- i) Os resultados obtidos para a seção **A, F, 2200 e 2300** mostram que a possibilidade de ocorrência de uma ruptura **localizada** neste depósito é pequena, posto que os valores de FS encontrados (ver Quadros 5.1, 5.4, 5.5 e 5.6) são sempre superiores ao limite mínimo de 1.3, comprovando a viabilidade da execução destes taludes;
- ii) Para seção **A**, se analisarmos a possibilidade de uma ruptura **global** (Quadro 5.1), nenhum dos FS obtidos atinge o valor mínimo de 1.3. Estes resultados sugerem, portanto, que o talude, apesar de encontrar-se estável na condição natural, não passaria no critério adotado para taludes operacionais de mineração;
- iii) Os resultados obtidos para as seções **F, 2200 e 2300** mostram que a possibilidade de ocorrência de uma ruptura **global** neste depósito é pequena, posto que os valores de FS encontrados (Quadros 5.4, 5.5 e 5.6) são sempre superiores ao limite mínimo de 1.3, comprovando a viabilidade da execução destes taludes;
- iv) Os resultados obtidos tanto para a análise de estabilidade **localizada** quanto para a análise de estabilidade **global**, para as seções **B e E**, mostram FS inferiores a 1.3, ao se considerar o depósito constituído pelos solos das amostras 01 e 05 (Quadros 5.2 e 5.3). Para as amostras 02 e 03, o valor de FS é superior a 1.3. Este caso comprova a necessidade de se conhecer com maior detalhe a estratigrafia do depósito, de maneira a permitir a realização de análises mais precisas;

Para a condição **inundada**, pode-se concluir que:

- i) Os resultados obtidos na análise de estabilidade **localizada**, para todas as seções, mostram FS superiores a 1.3 (Quadros 5.7, 5.8, 5.9, 5.10, 5.11 e 5.12), indicando a estabilidade dos taludes projetados;
- ii) Os resultados obtidos nas análises de estabilidade **global**, das seções **A, B e E** mostram valores de FS superiores a 1.0 (Quadros 5.7, 5.8, 5.9), mas inferiores a 1.3, comprovando que os taludes

projetados são estáveis, mas não atingem o critério adotado para taludes operacionais de mineração;

- iii) Os resultados obtidos nas análises de estabilidade **global** para as seções **F, 2200 e 2300**, mostram FS superiores a 1.3 (Quadros 5.10, 5.11 e 5.12), indicando a estabilidade dos taludes projetados;

Para a condição **saturada** e análise em termos de **tensões totais**, pode-se concluir que:

- i) Os resultados obtidos na análise de estabilidade **localizada**, para todas as seções, mostram FS superiores a 1.3 (Quadro 5.13, 5.14, 5.15, 5.16, 5.17 e 5.18), indicando a estabilidade dos taludes projetados;
- ii) Os resultados obtidos nas análises de estabilidade **global**, das seções **B e E** mostram valores de FS superiores a 1.0 (Quadros 5.14, e 5.15), mas inferiores a 1.3, mostrando que os taludes projetados são estáveis, mas não atingem o critério adotado para taludes operacionais de mineração;
- iii) Os resultados obtidos na análise de estabilidade **global**, para as seções **A, F, 2200 e 2300**, mostram FS superiores a 1.3 (Quadro 5.13, 5.16, 5.17 e 5.18), indicando a estabilidade dos taludes projetados;

Para a condição **saturada** e análise em termos de **tensões efetivas**, pode-se concluir que:

- i) Os resultados obtidos para na análise de estabilidade **localizada**, para a seção **A**, mostram FS inferiores a 1.3 ao se considerar o depósito constituído pelos solos das amostras 04 e 05 (Quadro 5.19). Para a amostra 02, o valor de FS é superior a 1.3. Este caso comprova a necessidade de se conhecer com maior detalhe a estratigrafia do depósito, de maneira a permitir a realização de análises mais precisas;
- ii) Para esta mesma seção, para a análise de ruptura **global**, foram obtidos valores de FS superiores a 1.0, mas inferiores a 1.3 (Quadro 5.19), mostrando que o talude projetado é estável, mas não atinge o critério adotado para taludes operacionais de mineração;
- iii) Os resultados obtidos para a análise de estabilidade **localizada e global**, para a seção **B**, mostram FS inferiores a 1 (Quadro 5.20) comprovando que o talude projetado é instável.
- iv) Os resultados obtidos para a análise de estabilidade **localizada**, para a seção **E**, mostram FS inferiores a 1 (Quadro 5.21) mostrando que o talude projetado é instável no Depósito Terciário;

- v) Para esta mesma seção, para a análise de ruptura **global**, foram obtidos valores de FS superiores a 1.0 (Quadro 5.21), mas inferiores a 1.3, mostrando que o talude projetado é estável, mas não atinge o critério adotado para taludes operacionais de mineração;
- vi) Os resultados obtidos para a seção **F** mostram que a possibilidade de ocorrência de uma ruptura **localizada e global** neste depósito é pequena, posto que os valores de FS encontrados (ver Quadro 5.22) são sempre superiores ao limite mínimo de 1.3, comprovando a viabilidade da execução destes taludes;
- vii) Os resultados obtidos para a análise de estabilidade **localizada**, para a seção **2200**, mostram FS inferiores a 1.3 ao se considerar o depósito constituído pelos solos das amostras 02 e 04 e FS inferior a 1.0 ao se considerar o depósito constituído pelo solo da amostra 05 (Quadro 5.23). Em ambos os casos não se atinge critério adotado para taludes operacionais de mineração
- viii) Os resultados obtidos para a seção **2300** mostram que a possibilidade de ocorrência de uma ruptura **global** neste depósito é pequena, posto que os valores de FS encontrados (ver Quadro 5.24) são sempre superiores ao limite mínimo de 1.3, comprovando a viabilidade da execução destes taludes;
- ix) Os resultados obtidos para a análise de estabilidade **localizada**, para a seção **2200**, mostram FS inferiores ou muito próximos a 1,0 (Quadro 5.23) mostrando que os taludes projetados são instáveis.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

- i) Realização de furos de sondagem ao longo do Depósito Terciário para uma melhor caracterização da distribuição espacial dos materiais que compõe o perfil geológico do depósito
- ii) Realização de mais ensaios de caracterização com coleta de amostras no corpo dos taludes operacionais em diferentes épocas do ano com intuito de determinar a variação dos parâmetros de resistência destes materiais em diferentes condições de umidade proporcionadas pela variação do regime de chuvas ao longo do ano.
- iii) Determinação da curva característica destes materiais podendo-se com isso então determinar a influência da sucção sobre os parâmetros de resistência utilizados nas análises de estabilidade
- iv) Re-análise de estabilidade das seções estudadas caso sejam observadas modificações significativas na composição da estratigrafia do depósito em relação à suposição adotada neste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, F. F. M. de, RIBEIRO, A. C. O., **Geologia de Engenharia – cap.1 – A Terra em Transformação**, São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *Ensaio de Adensamento Unidimensional* – MB 3336 (1990). . Rio de Janeiro

- Solo – *Análise Granulométrica* – NBR 7181 (1984). . Rio de Janeiro

- Solo – *Determinação do Limite de Liquidez* – NBR 6459. (1984). . Rio de Janeiro

- Solo – *Determinação do Limite de Plasticidade* – NBR 7180 (1984). . Rio de Janeiro

- Solo – *Determinação da Massa Específica dos Grãos* – NBR 6508. (1980). . Rio de Janeiro

AUGUSTO FILHO, O., VIRGILI, J.C., **Geologia de Engenharia – cap.15 – Estabilidade de Taludes**, São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. 26 p.

AZEVEDO. I. C. D., MARQUES, E. A. G., **Introdução à mecânica das rochas**, Viçosa: UFV, 2002.

BISHOP, A.W. AND MORGENSTERN, N., 1960. **Stability coefficients for earth slopes. Geotechnique**, Vol. 10, No. 4, pp. 164 169.

BISHOP. A. W. The use of slip circle in the stability analysis of slopes, **Geotechnique**, v.5, n. 1, p. 7 – 17, 1995.

BROMHEAD, E. N. **The stability of slopes**. New York: Surrey University, 1986. 373 p.

DECOURT, L. Stability of slopes in residual soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9, 1977, Tokio. **Proceedings ...** Tokyo:1977. v.2. p. 41 – 42.

D'ORSI, R., D'ÁVILA, C., ORTIGÃO, J.AR., DIAS, A., MORAES, L., SANTOS, M.D. Rio-watch: the Rio de Janeiro landslide watch system. In: PAN – AMERICAN SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 2; CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 2, 1997, Rio de Janeiro. **Anais ...** Rio de Janeiro: ABMS/ABGE, 1997. v. 1. p. 21-30.

FAN, K., FREDLUND, D.G. AND WILSON, G.W., 1986. An Interslice Force Function for Limit Equilibrium Slope Stability Analysis. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 23, No. 3, pp. 287 296.

FERNADES, N. F.. AMARAL, C. P. Movimentos de Massa: Uma abordagem geológica-geomorfológica. In: GUERRA, A. J. T., CUNHA, S. B., (Eds) **Geomorfologia e meio ambiente**. Rio de Janeiro: Bertand Brasil, 1996. p 123 – 194.

FREDLUND, D. G. **Slope Stability Analysis Incorporating the Effect of Soil Suction**. New York: John Wiley & Sons Ltd., 1986. p. 113 -114.

GREENWAY, D. T. Vegetation and slope stability. In: ANDERSON, M. G., RICHARDS K. S., (Eds.) **Slope Stability**. New York: John Wiley & Sons, 1987. p 187 – 230.

GUIDICINI, G.. NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo: Edusp/Edgard Blücher, 1984. 170p.

GUSMÃO FILHO, J. A., FERREIRA, S. R. M., AMORIM JUNIOR. W. M. Escorregamento em morros urbanos em Recife. In: PAN – AMERICAN SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 2; CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 2, 1997, Rio de Janeiro. **Anais ...** Rio de Janeiro: ABMS/ABGE, 1997. v. 2. p. 985 – 994.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing**, Londos: Pentech Press, 1982a. v. 2. 747 p.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing**, Londos: Pentech Press, 1982a. v. 3. 1238p.

HUANG, Y.H. **Stability analysis of earth slopes**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1983. 305 p.

HUNT, T. Slope failures in colluvium overlying weak residual soil. In: HONG KONG. CONFERENCE ON ENGINEERING IN TROPICAL AND RESIDUAL SOILS, 1982, Honolulu, **Proceedings ...** Honolulu: 1982. p. 443 – 462.

IVERSON, R. M., MAJOR, J. J. Rainfall, ground-water flow, and seasonal movement at Minor Creek landslide, northwestern Califórnia; physical interpretation of empirical relations with suppls. **Geological Society Of America Bulletin**, Boulder: v.99, n. 4, p. 579 – 594, 1987.

JANBU, N., BJERRUM, J. AND KJAERNSLI, B., 1956. Stabilitetsberegning for Fyllinger Skjaeringer og Naturlige Skraninger. **Norwegian Geotechnical Publications**, No. 16, Oslo.

JANBU, N. Slope satability computation, embankment-dam engineering. In: HIRSCHFELD, R. C., POULOS, J. S., (Eds.) **Casagrande volume**. New York: 1993. p. 47 – 86.

LACERDA, W. A. Fatigue of residual soils due to cyclic pore pressure variation. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings ...** Rio de Janeiro: 1989. . p. 3085 – 3087.

LUIZ, PATRÍCIA DAS GRAÇAS. **Caracterização geotécnica e considerações sobre a estabilidade de taludes em solos residuais de Viçosa - MG**. Viçosa. UFV, 2000. 154 p. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Viçosa, 2000

LUMB, P. Slope failures in hong Kong. **Quaterly Journal of Engineering Geology**, v. 8., p. 31 – 65, 1975.

MALONE, A. W., SHELTON, J.C. Landslides in Hong Kong 1978 – 1980. CONFERENCE ON ENGINEERING IN TROPICAL AND RESIDUAL SOILS, 1982, Honolulu, **Proceedings ...** Honolulu: 1982. p. 425 – 442.

MENDONÇA, M. B., GUERRA, A. J. T. A. A problemática dos processos geodinâmicos frente à ocupação de encostas. In: PAN – AMERICAN SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 2; CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 2, 1997, Rio de Janeiro. **Anais ...** Rio de Janeiro: ABMS/ABGE, 1997. v. 1. p. 935 – 940.

MORGESTERN, N., PRICE, V. E. The analysis of the stability of general slip surfaces. **Geotechnique**, v. 15, n. 1, p. 79 – 93 , 1965.

NIELSEN, T. H., TURNER, B. L. **Influence of rainfall and anciente landslide deposits on recent landslides (1950 – 1971) in urban areas of Contra Costa Coutry, Califórnia**. Washington: 1975. 18 p. (U. S. Geological Survey Bulletin 1388).

PINHEIRO, R. J. B., BREESSANI, L. A., BICA, A. V. D. **A Study on the Residual shear strength of two Unstable Slope in state of Rio grande do Sul**. . In: PAN – AMERICAN SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 2; CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 2, 1997, Rio de Janeiro. **Anais ...** Rio de Janeiro: ABMS/ABGE, 1997. v. 1. p. 443 – 452.

PINTO, F. A. **Chuvas intensas no estado de Minas Gerais: análises e modelos**. Viçosa UFV, 1995. 87 p. Tese (doutorado em Engenharia Agrícola) – Universidade Federal de Viçosa, 1995.

REID, M. E. Slope instability cause by small variations in hidraulic conductivity. **Journal of Geotechnical and Environmental Engineering**, v. 123., n. 8, P 717 – 725, 1997

REID, M. E., NIELSEN, H. P., DREISS, S. J. Hydrological factors triggering a shallow hillslope failure. **Bulletin of the Association of Engineering Geologists**, v. 25. n.3, P. 349 – 361, 1988.

SPENCER, E. A Method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. **Geotechnique**, v. 17, n. 1, p. 11 – 26, 1967. p. 11-26.

TAYLOR, D. W. **Fundamentals of soil mechanics**. New York: John Willey & Sons, 1948. 700 p.

TERZAGHI, K. Mecanismo dos escorregamentos de terra. São Paulo: revista **Politécnica**, n 167, 41 p, 1952.

VARNES, D. J. "Landslide Types and Processes" Landslides: Invetigation and Mitigation. Washigton, DC: **Transportation Research Board, National Academy of Sciences**, Chapter 3, 1978.

VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G., PUFAHL, D. E., CLIFTON A. W. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. Ottawa, **Canadian Geotechnical Journal**. V.33, p. 379 – 392, 1996.

VIANA, R. F. **Parametrização e regionalização de atributos físicos para a dinâmica de erosão na bacia das codornas**. Viçosa: UFV, 1998. 94 p. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 1999.

WHITMAN, R. V., BAILEY, W. A. Use of Computers for slope stability analysis. **Journal of Soil Mechanics and foundation Division, ASCE**, v. 93, n. SM4, p.475 – 498, 1967.

WU, T. H. Slope stabilization. In: MORGAN, R. P. C., RICKSON, R. J. (Eds.) **Slope stabilization and erosion control: A bioengineering approach** Bedfordshire: Cranfield University, 1995. p 221 – 264.

ANEXO

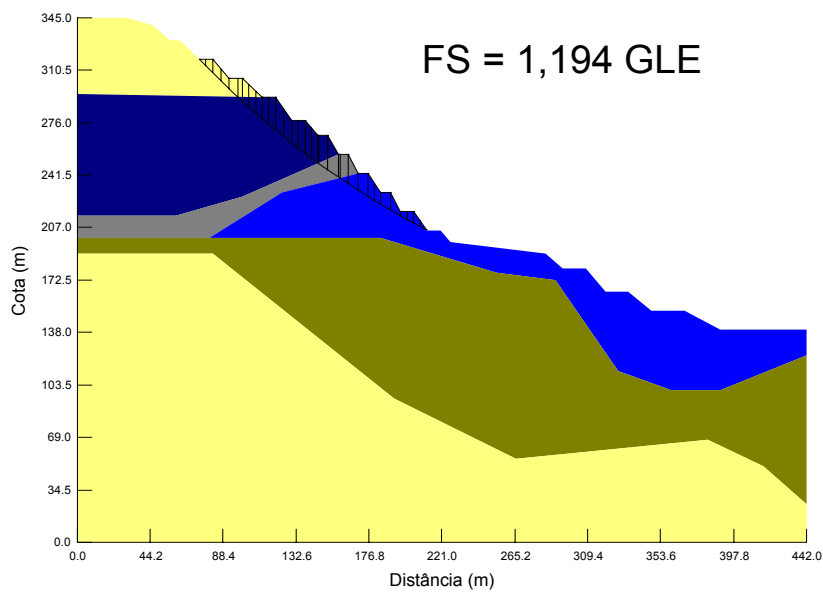


Figura A.1 – Superfície de ruptura global da seção A em condições naturais

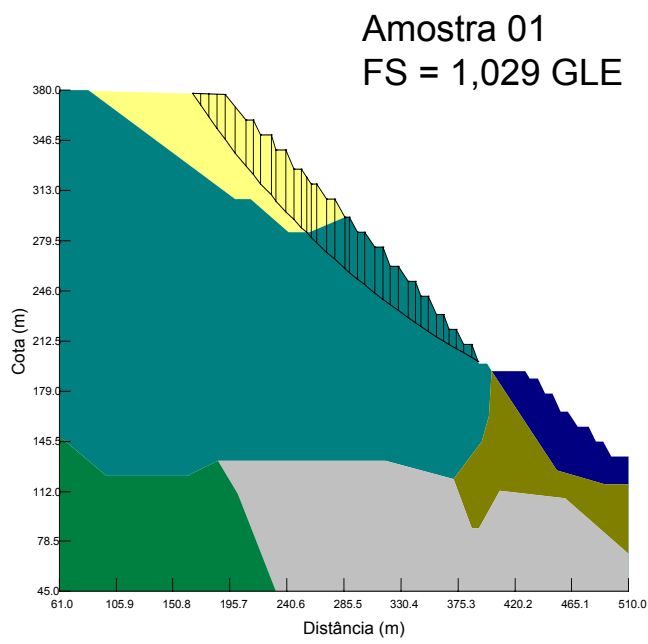
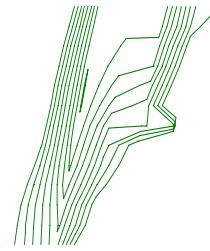


Figura A.2 – Superfície de ruptura global da seção B em condições naturais

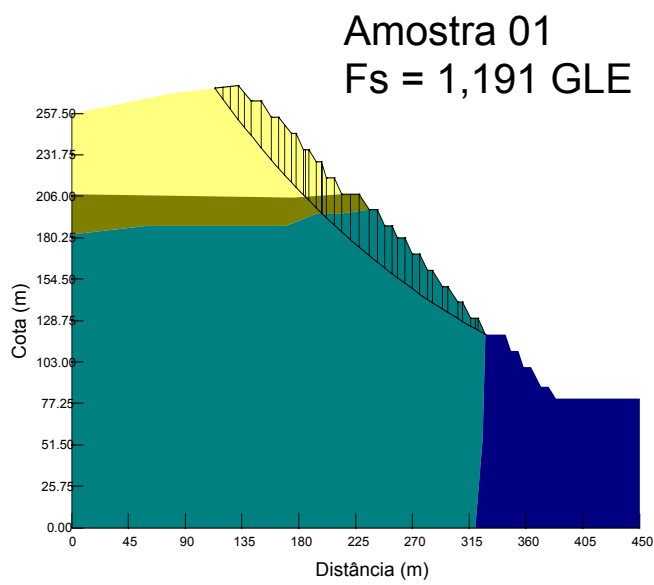
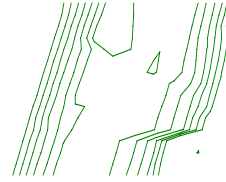


Figura A.3 – Superfície de ruptura global da seção E em condições naturais

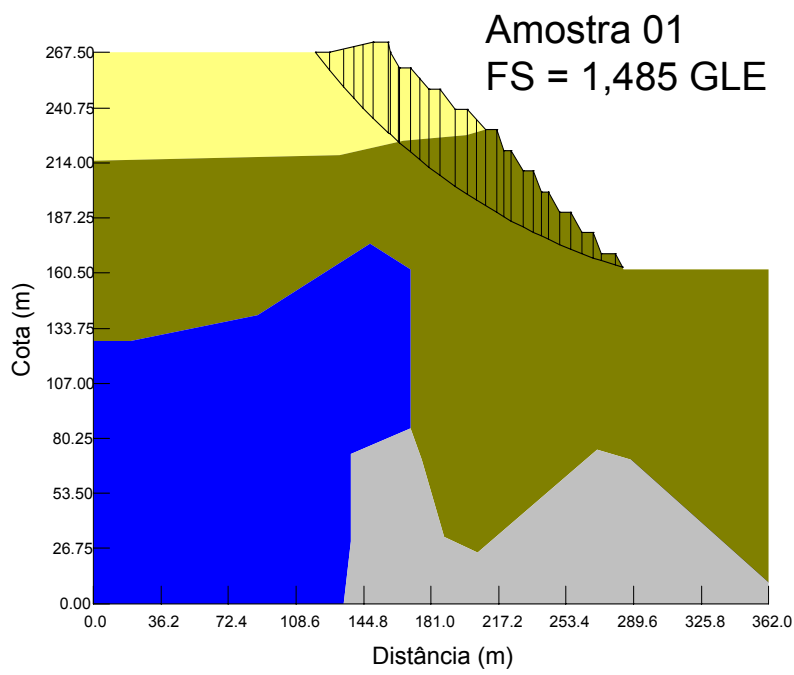
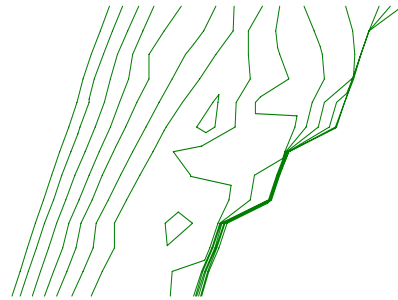


Figura A.4 – Superfície de ruptura global da seção F em condições naturais

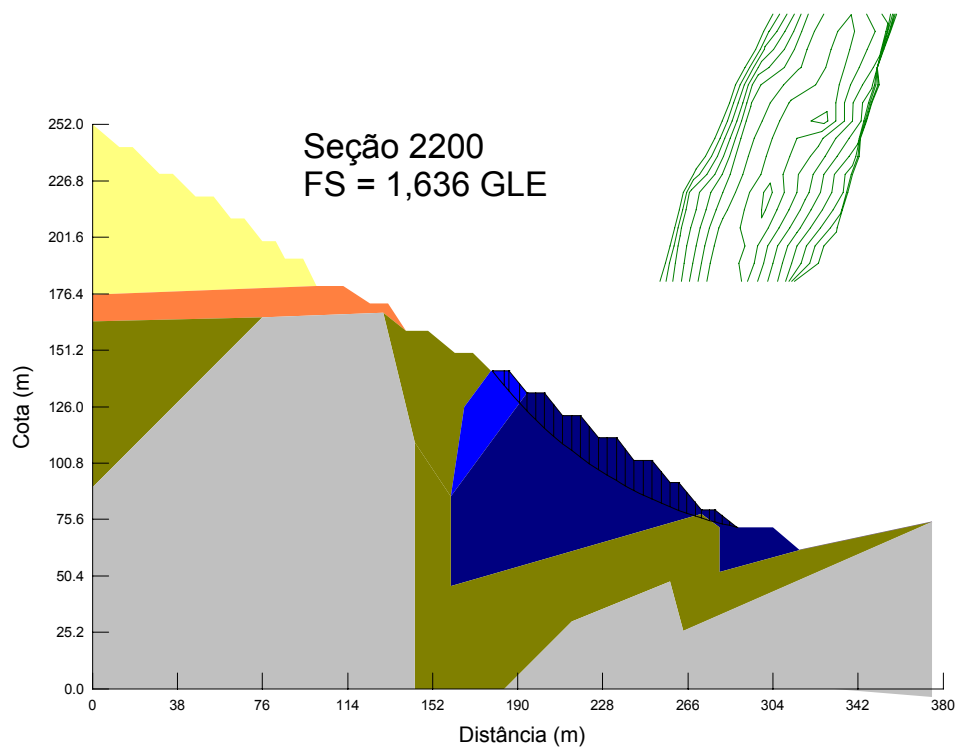


Figura A.5 – Superfície de ruptura global da seção 2200 em condições naturais

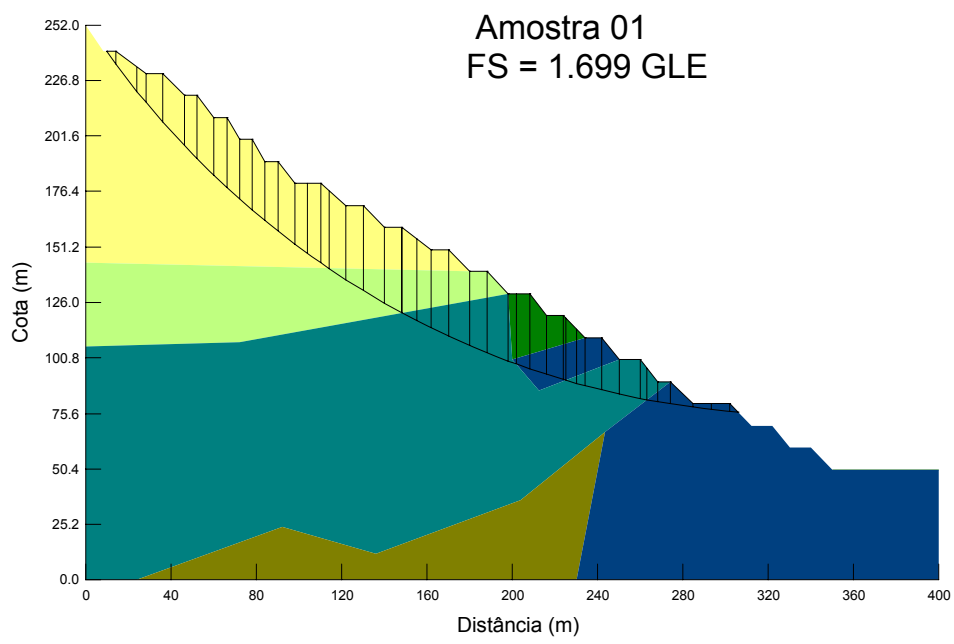


Figura A.6 – Superfície de ruptura global da seção 2300 em condições naturais

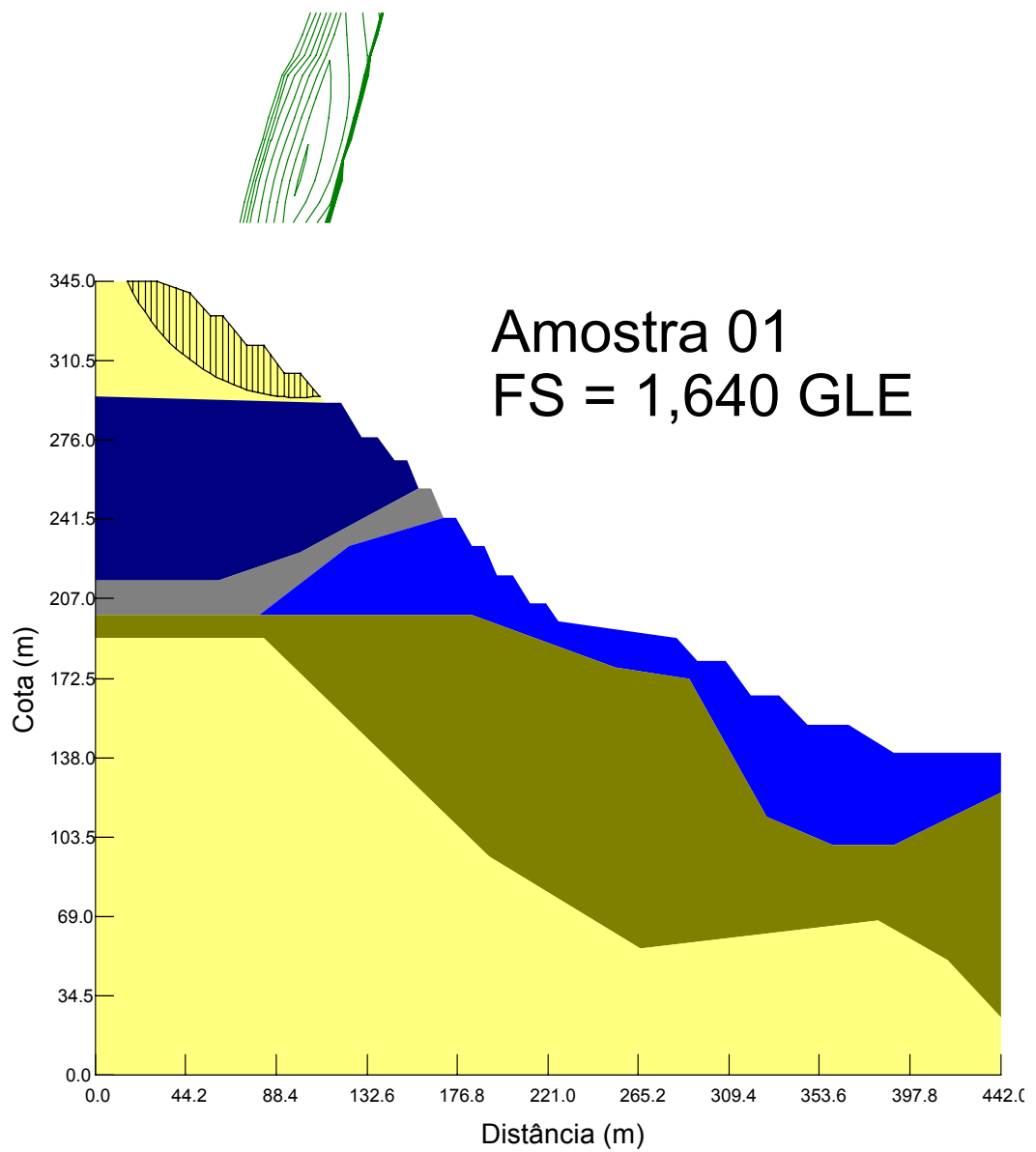


Figura A.7 – Superfície de ruptura localizada sobre o Depósito Terciário da seção A em condições naturais.

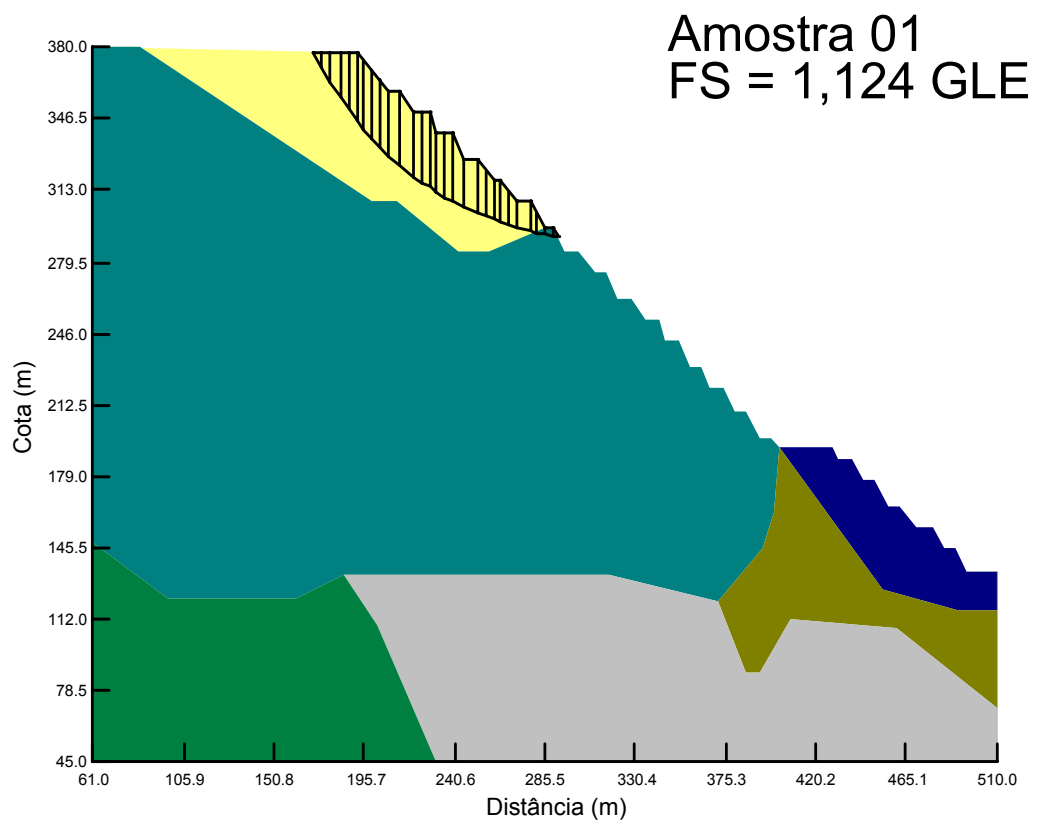
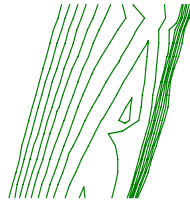


Figura A.8 – Superfície de ruptura localizada sobre o Depósito Terciário da seção B em condições naturais.



Amostra 01
 $F_s = 1,279$ GLE

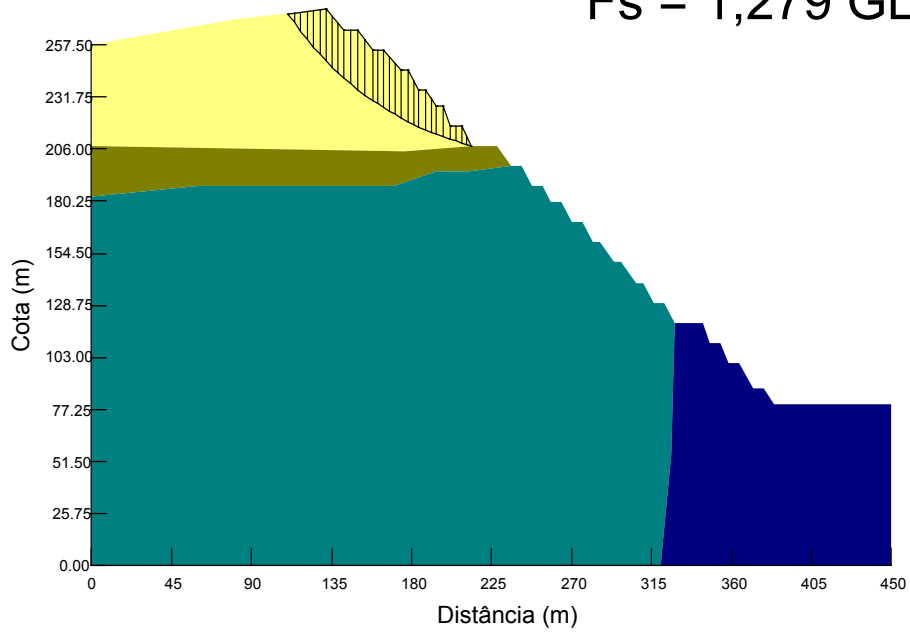


Figura A.9 – Superfície de ruptura localizada sobre o Depósito Terciário da seção E em condições naturais.

Amostra 01
FS = 1,756 GLE

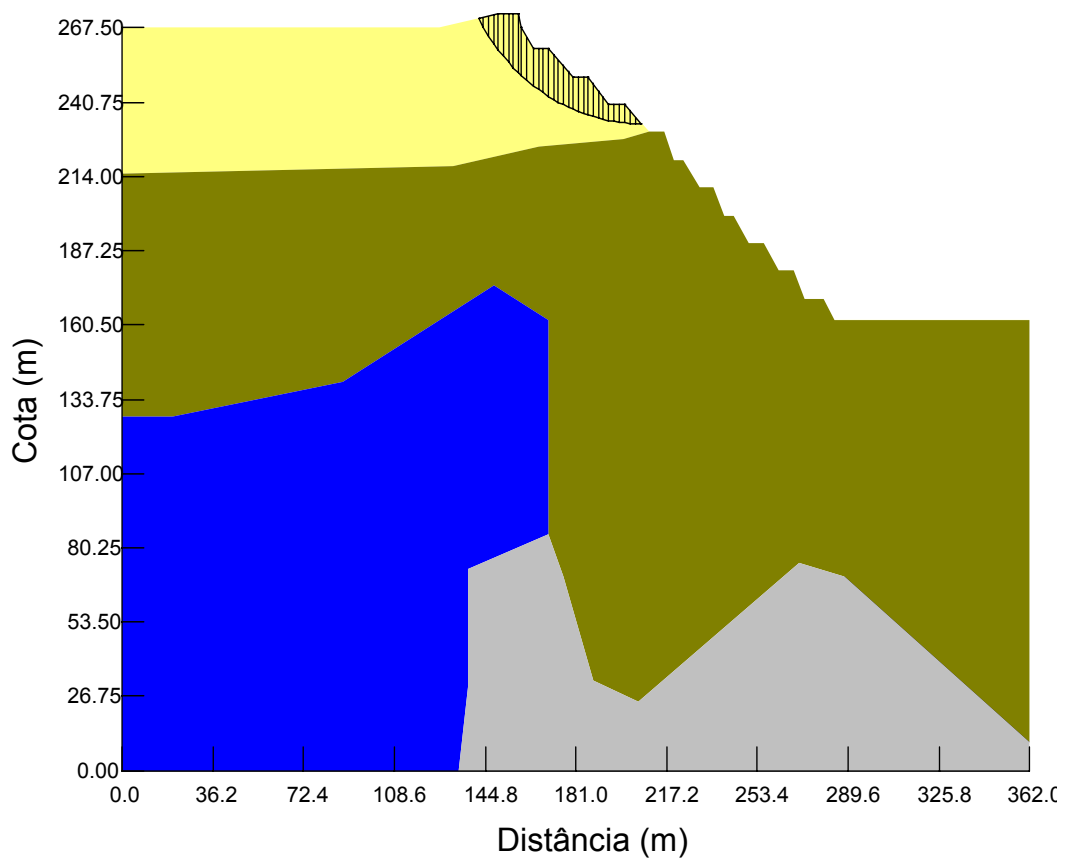
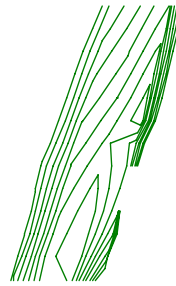


Figura A.10 – Superfície de ruptura localizada sobre o Depósito Terciário da seção F em condições naturais.

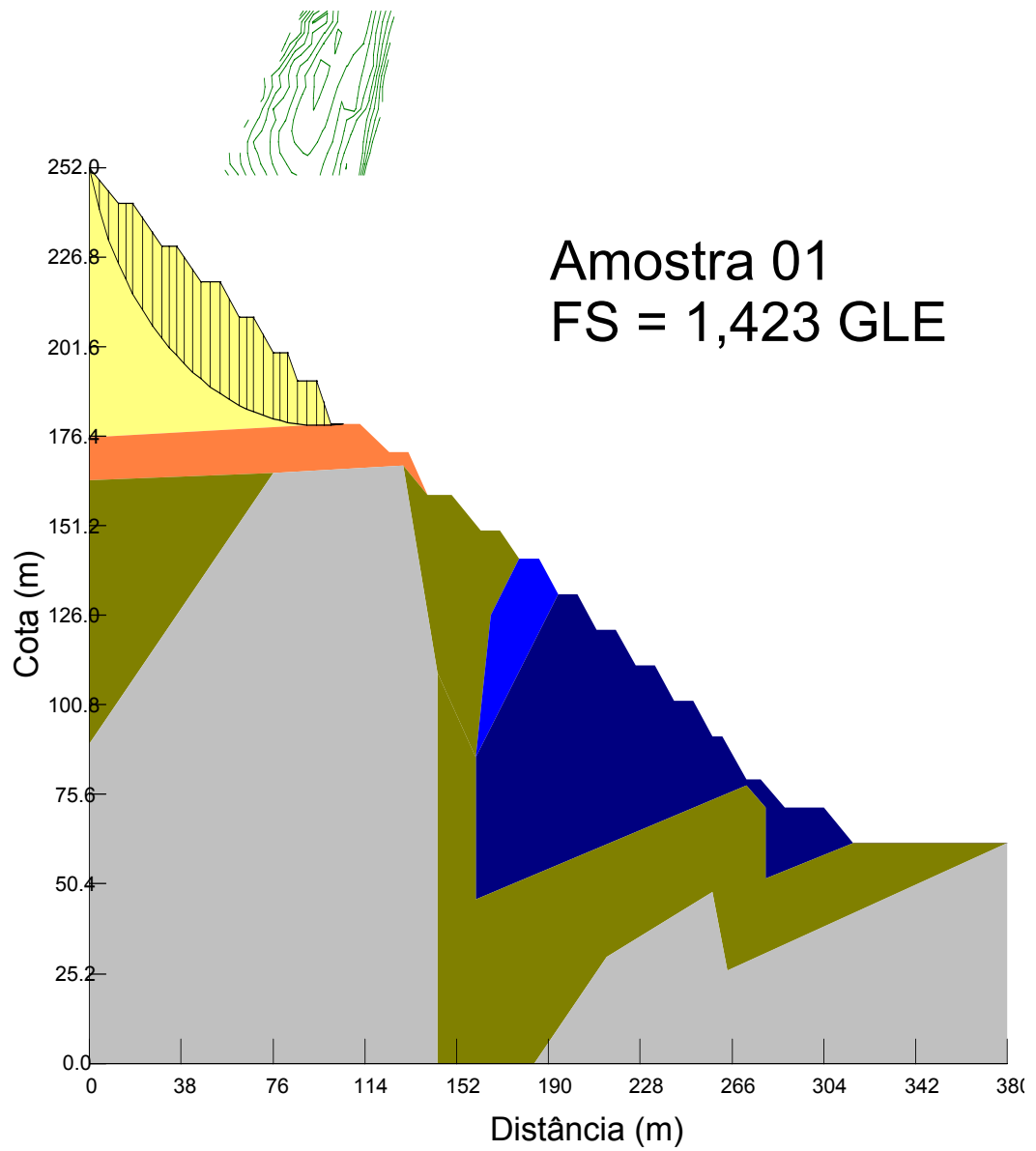


Figura A.11 – Superfície de ruptura localizada sobre o Depósito Terciário da seção 2200 em condições naturais.

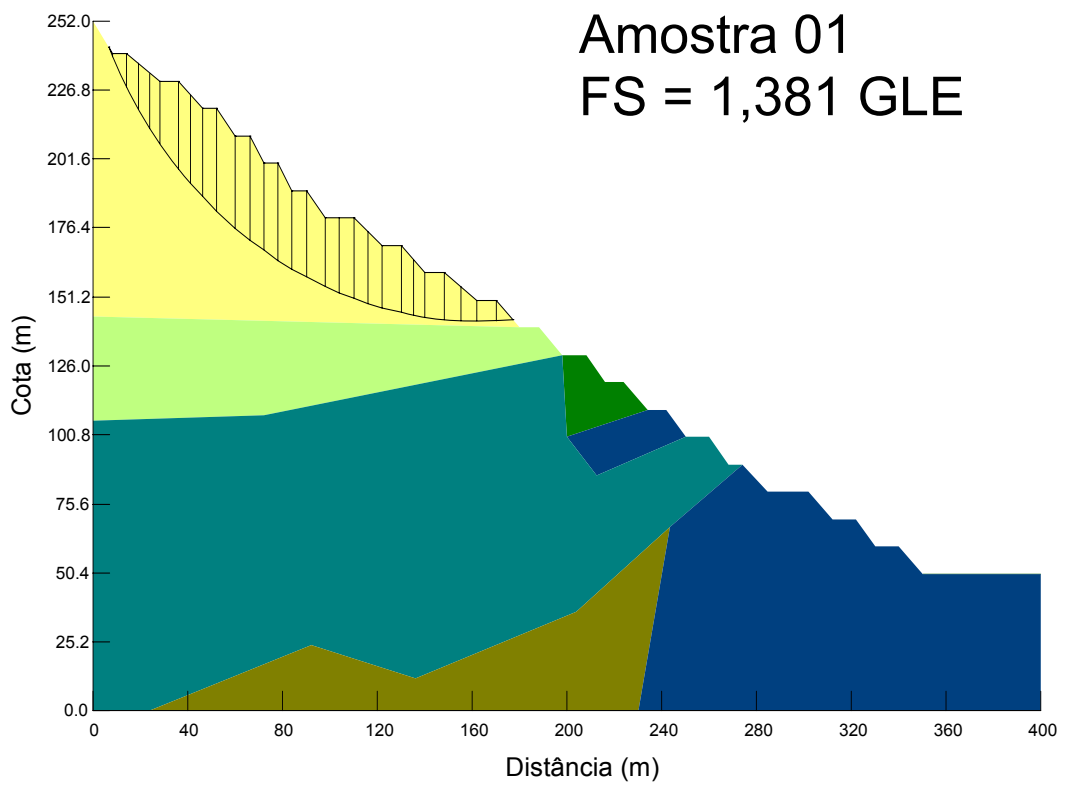
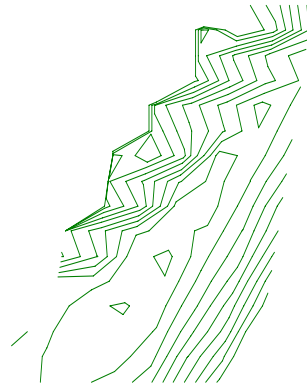


Figura A.12 – Superfície de ruptura localizada sobre o Depósito Terciário da seção 2300 em condições naturais.

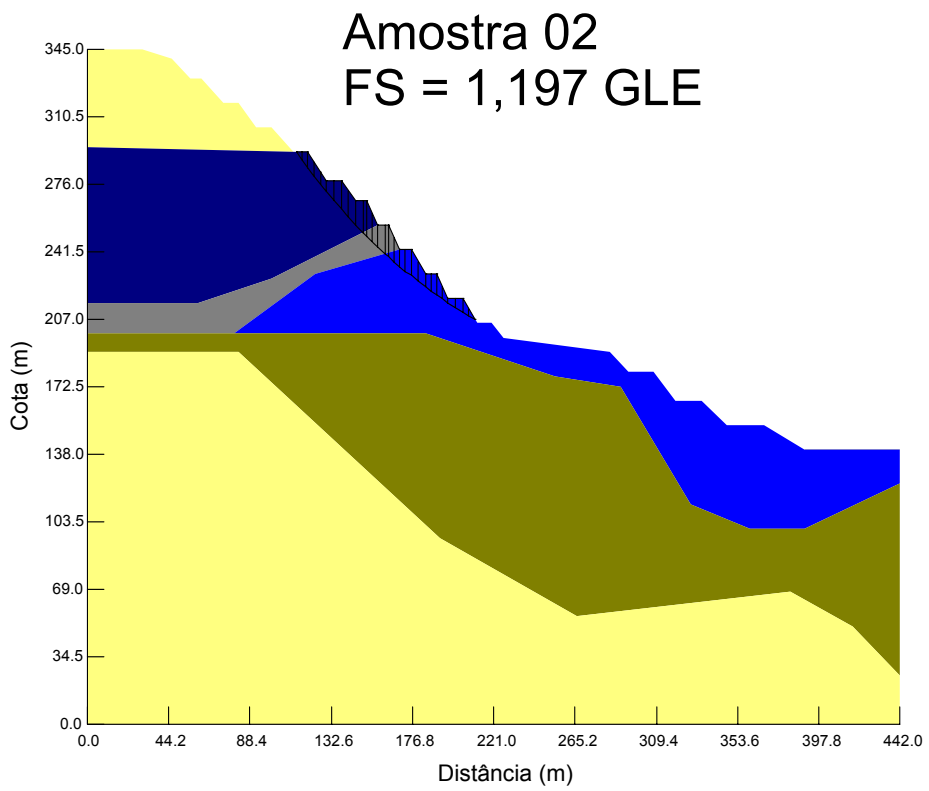


Figura A.13 – Superfície de ruptura global da seção A em condição inundada.

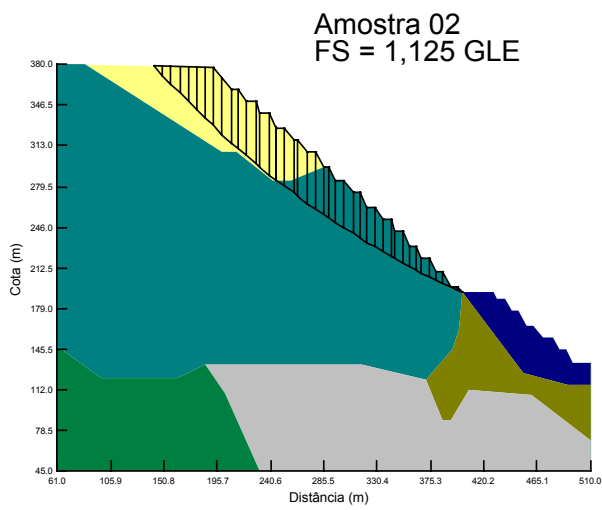
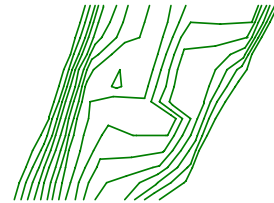


Figura A.14 – Superfície de ruptura global da seção B em condição inundada.

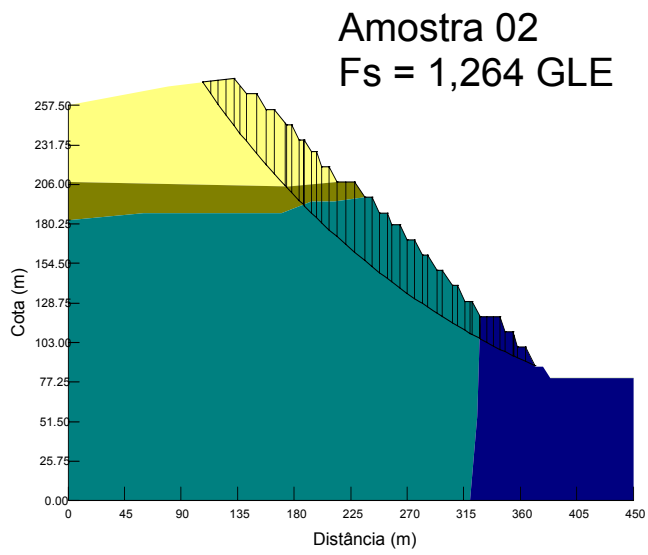
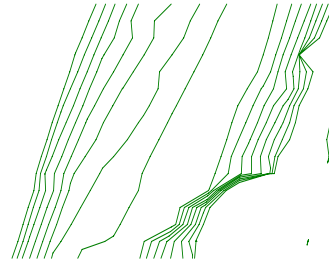


Figura A.15 – Superfície de ruptura global da seção E em condição inundada.

Amostra 02
FS = 1,576 GLE

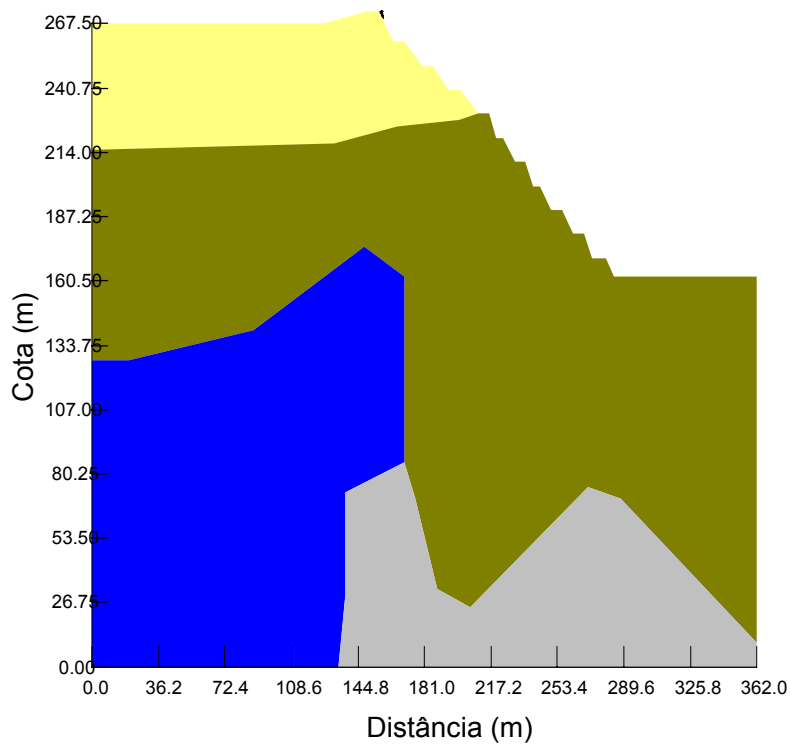
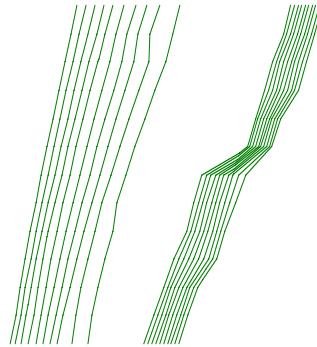


Figura A.16 – Superfície de ruptura global da seção F em condição inundada.

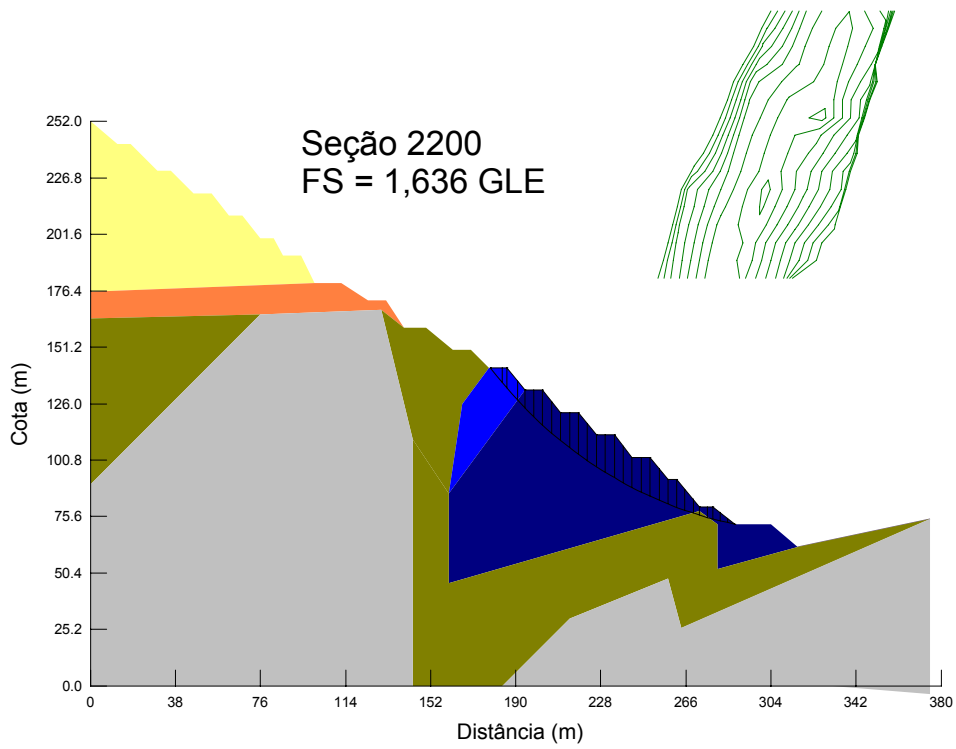


Figura A.17 – Superfície de ruptura global da seção 2200 em condição inundada.

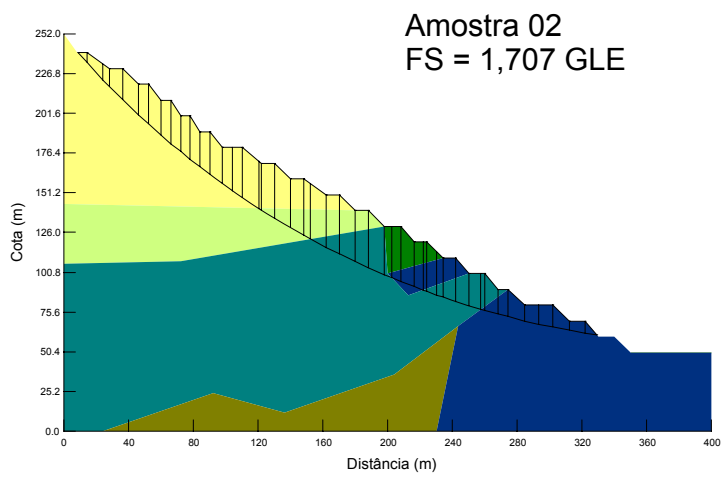
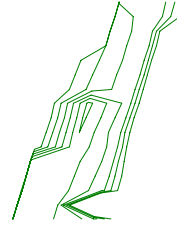


Figura A.18 – Superfície de ruptura global da seção 2300 em condição inundada.

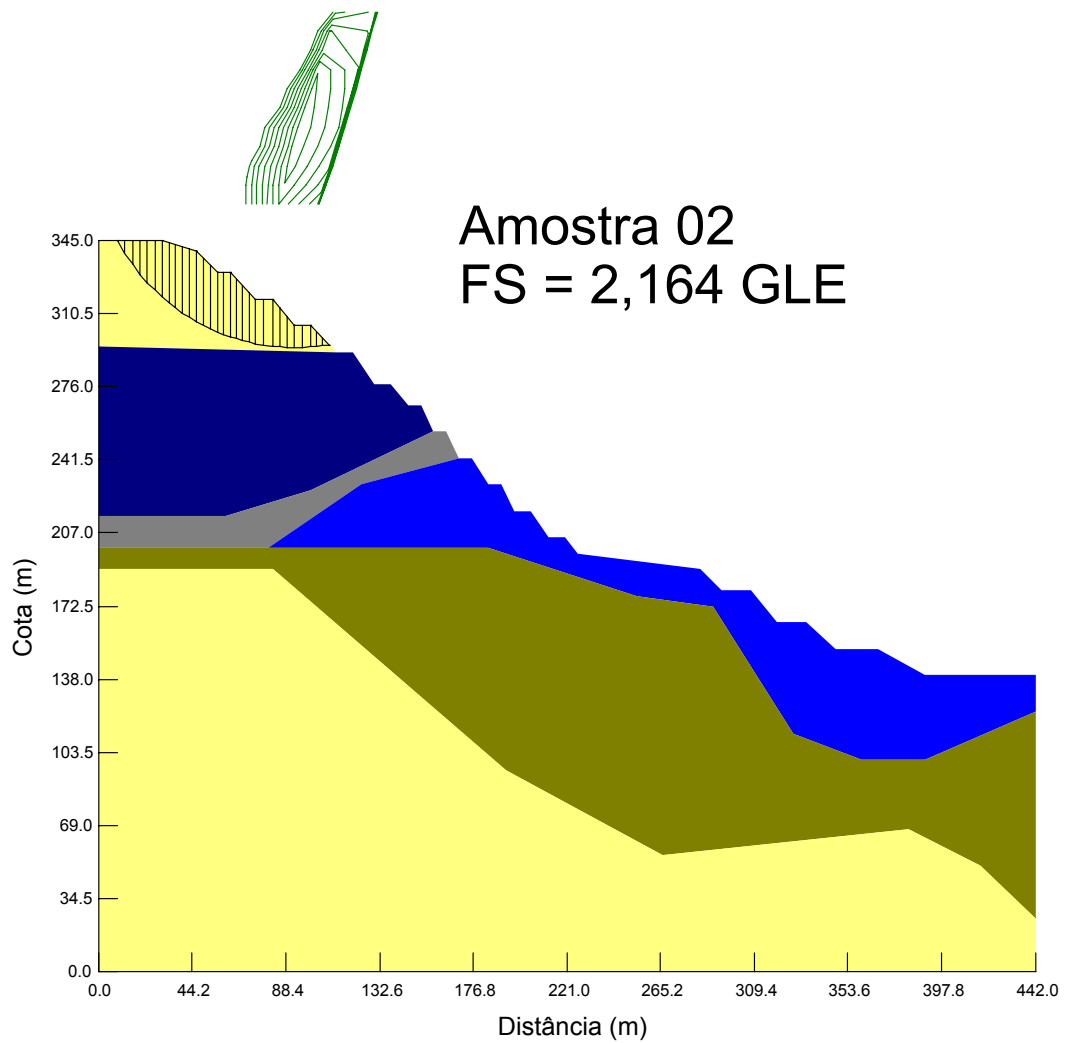


Figura A.19 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção A em condição inundada

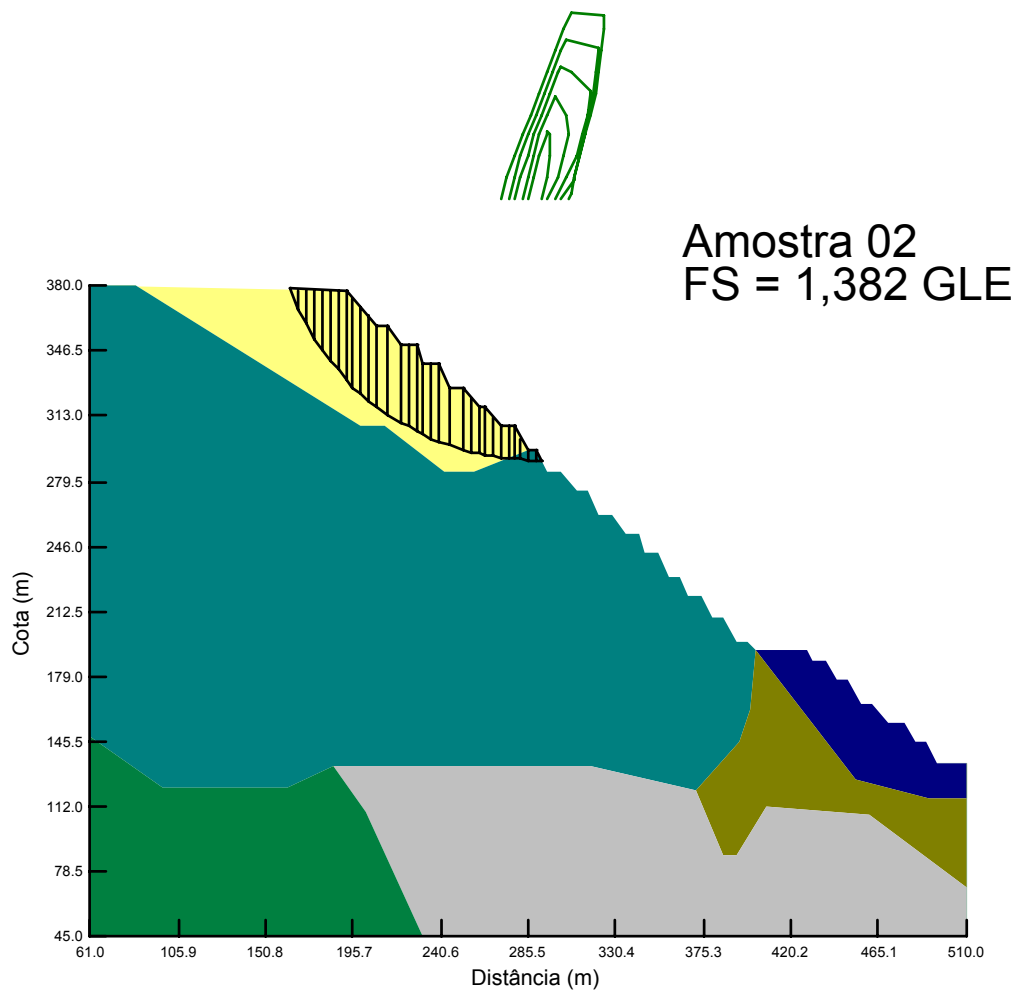


Figura A.20 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção B em condição inundada

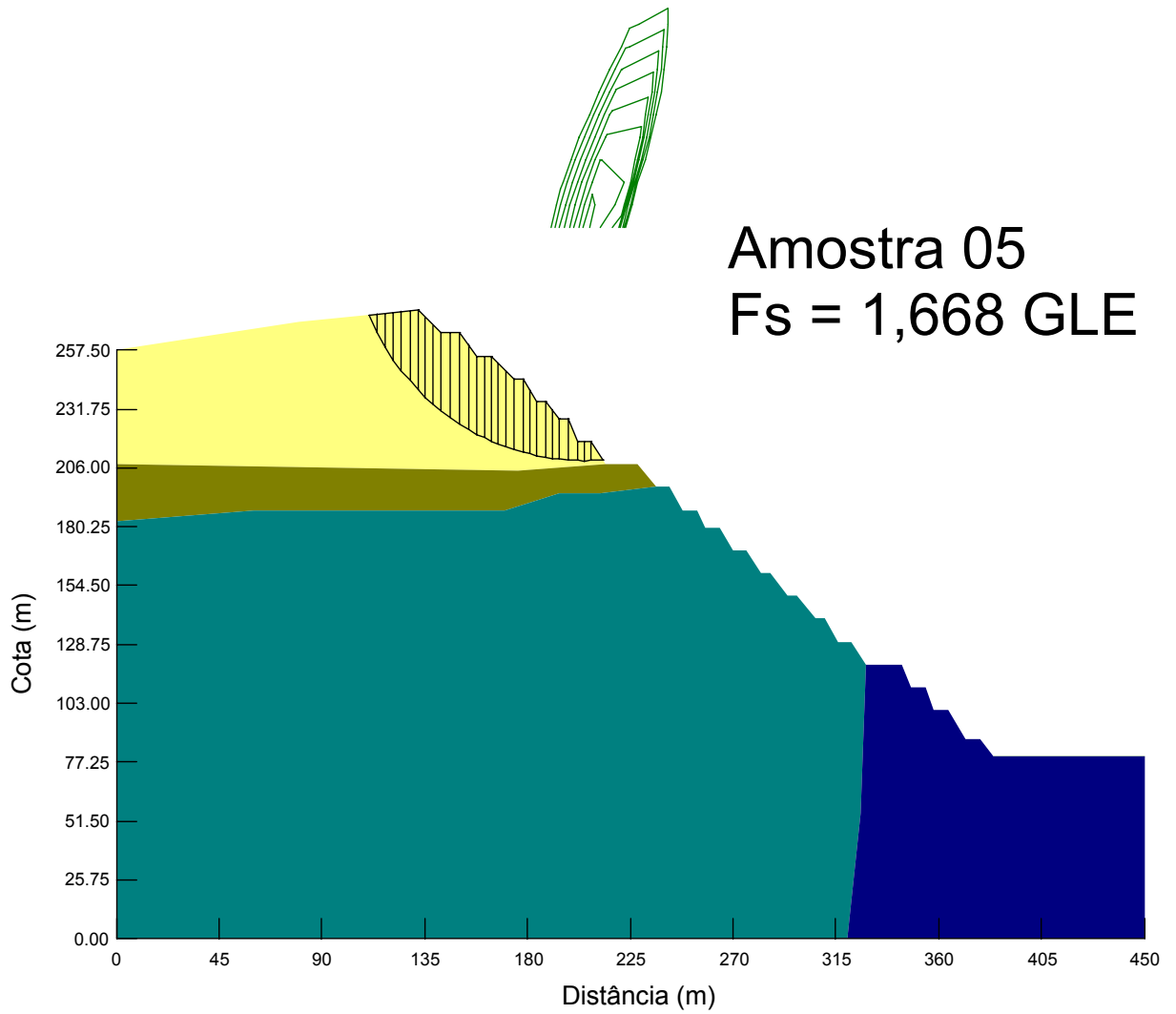


Figura A.21 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção E em condição inundada

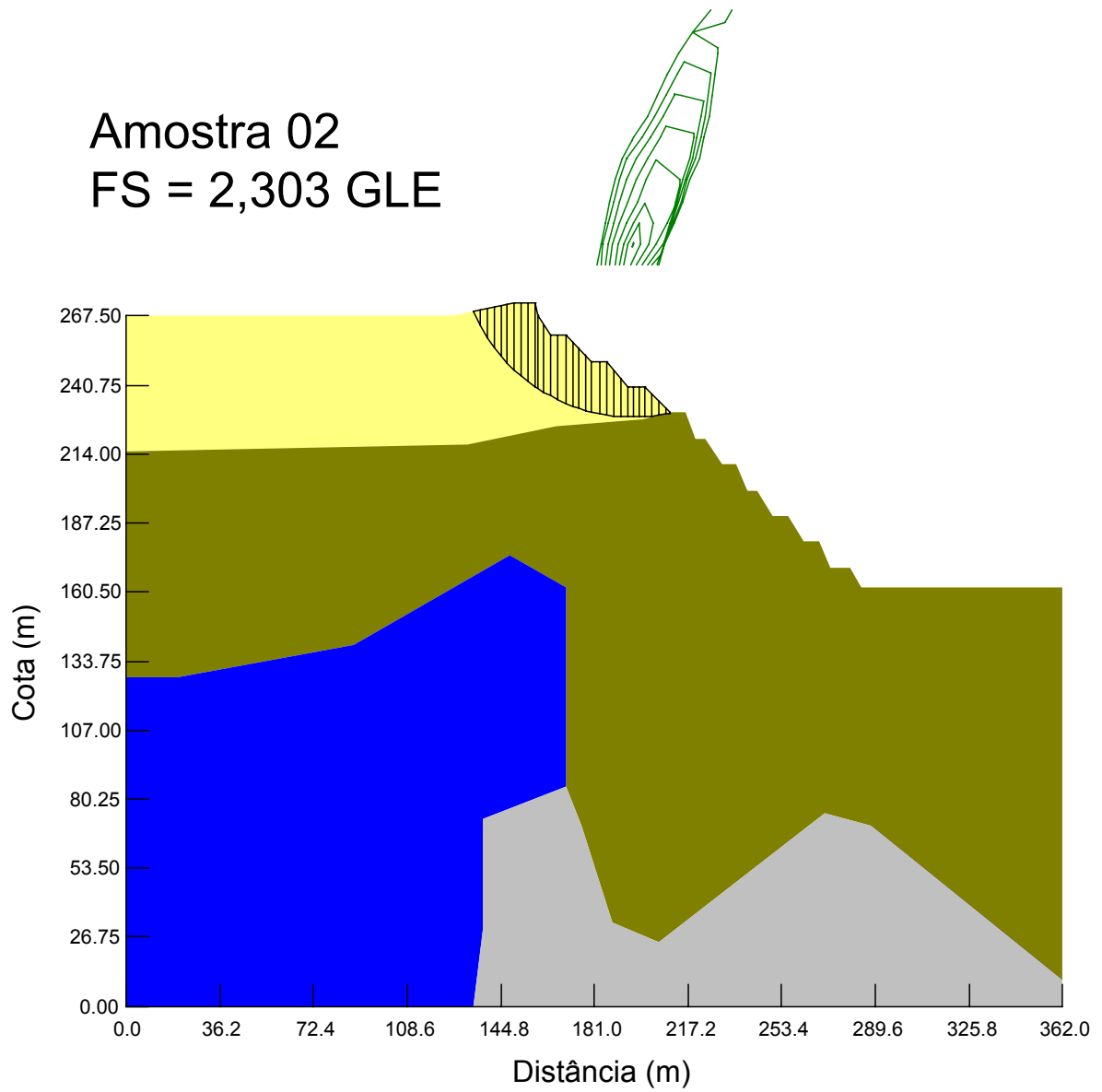


Figura A.22 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção F em condição inundada

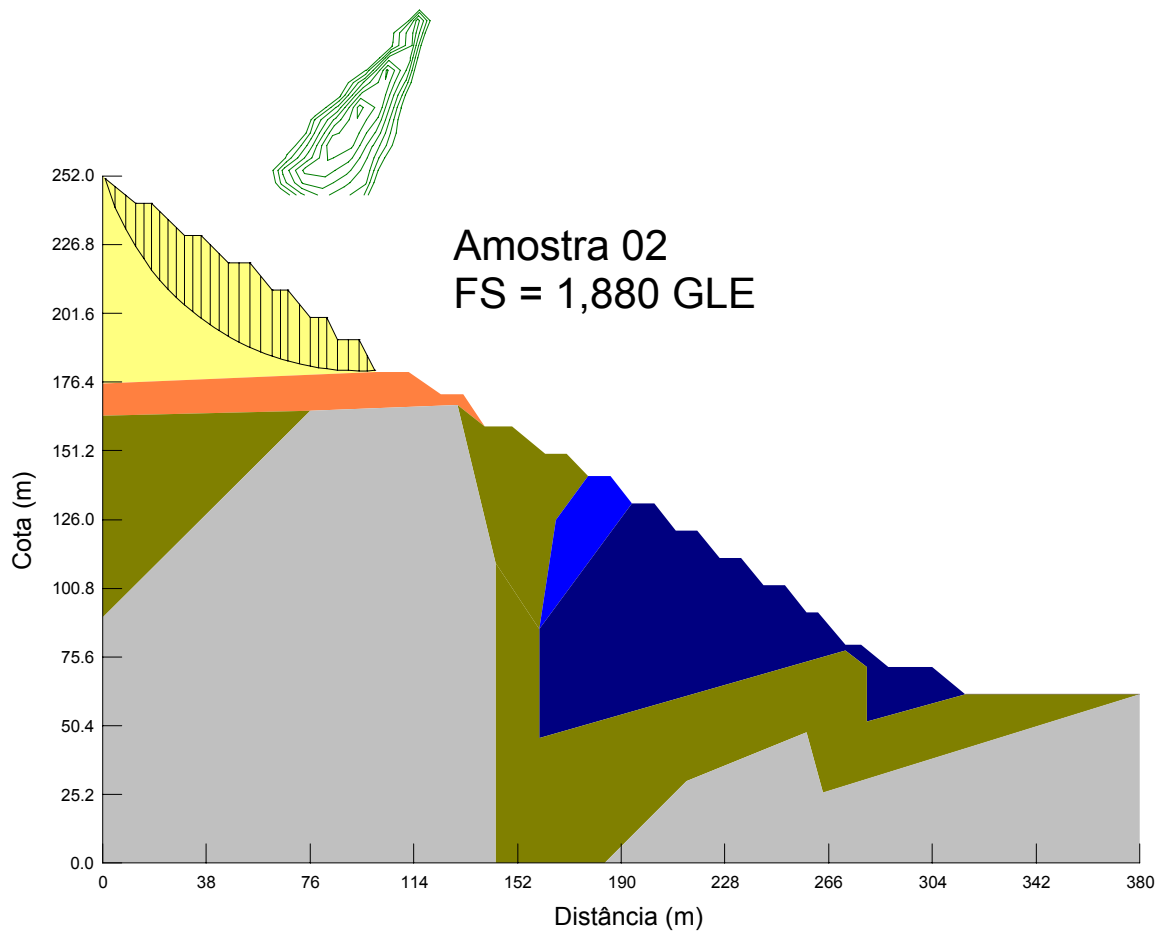


Figura A.23 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção 2200 em condição inundada

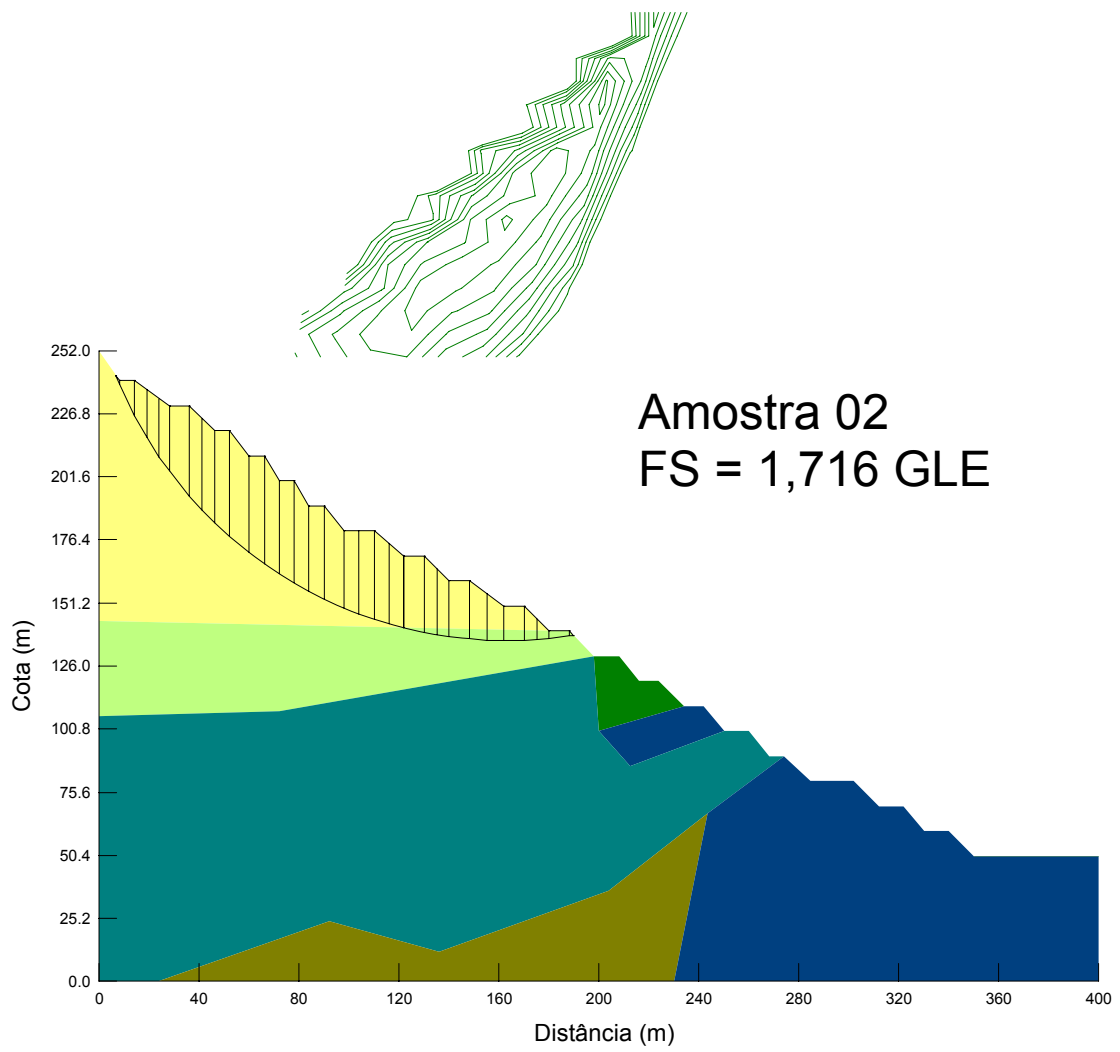


Figura A.24 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção 2300 em condição inundada

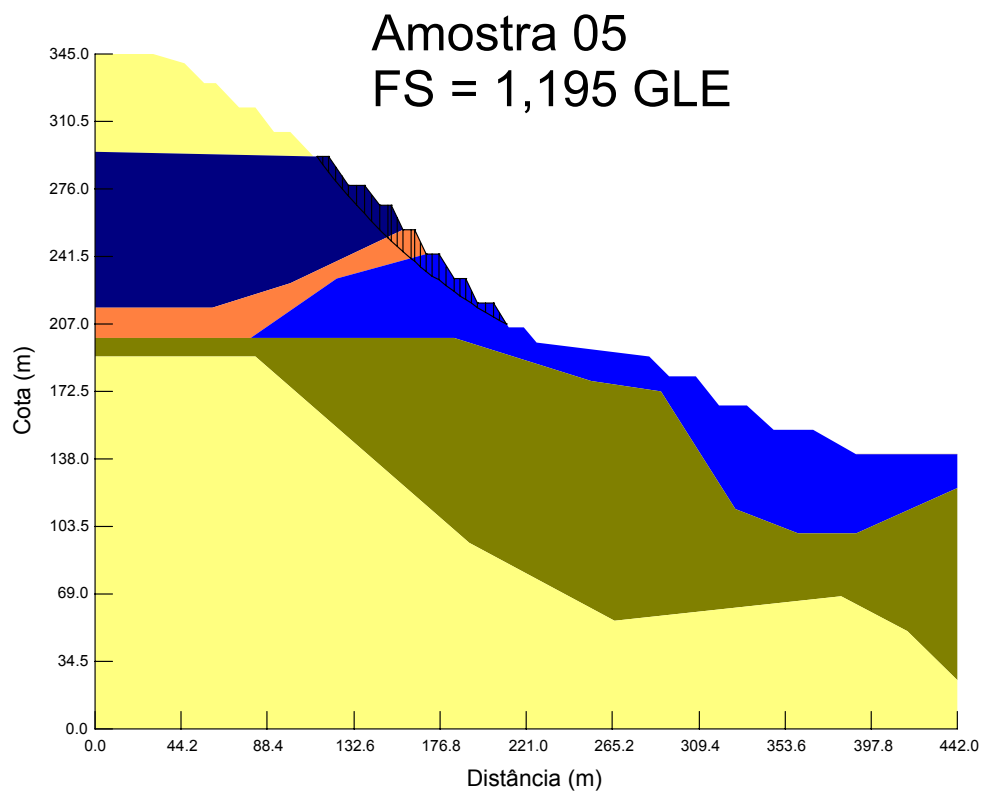
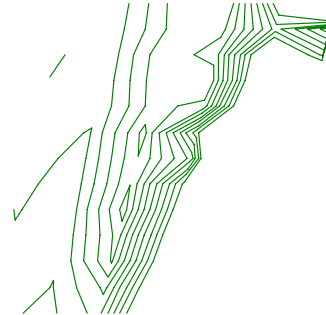


Figura A.25 – Superfície de ruptura global da seção A em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais

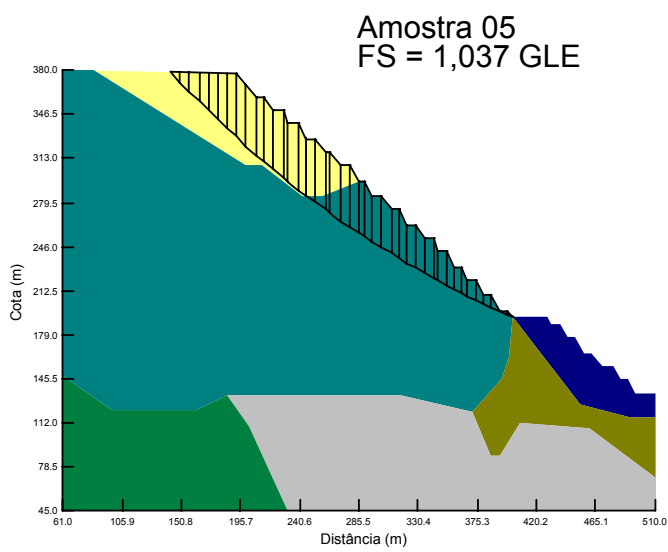
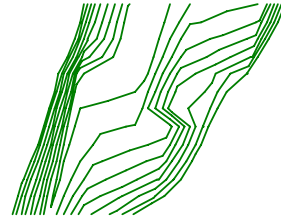


Figura A.26 – Superfície de ruptura global da seção B em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais

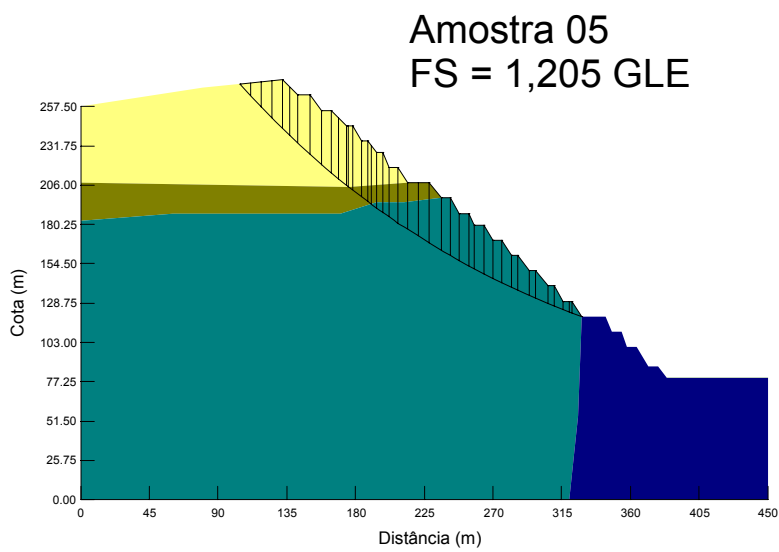
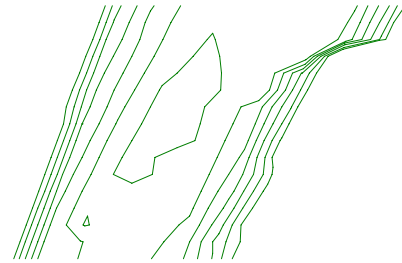
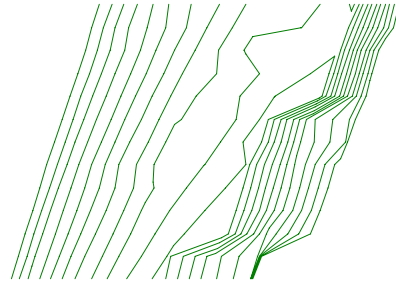


Figura A.27 – Superfície de ruptura global da seção E em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais



Amostra 05
FS = 1,485 GLE

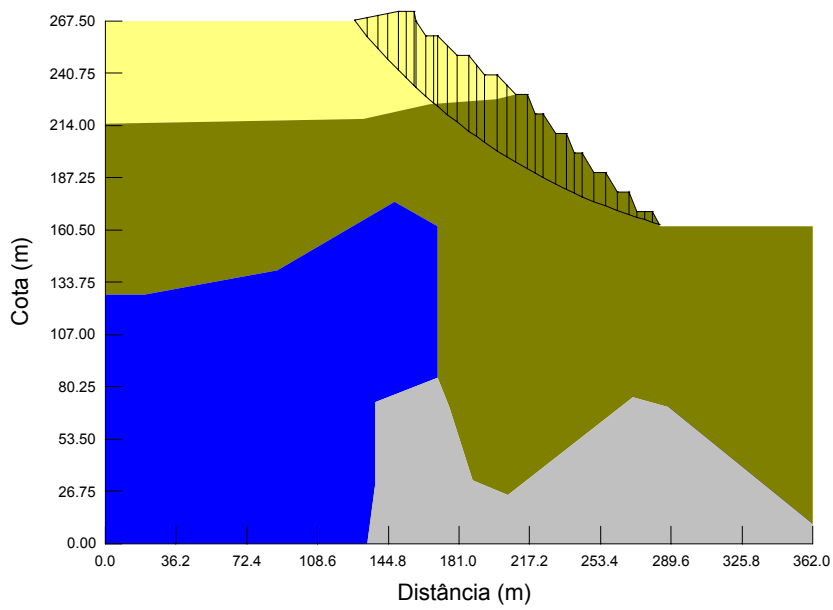


Figura A.28 – Superfície de ruptura global da seção F em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais

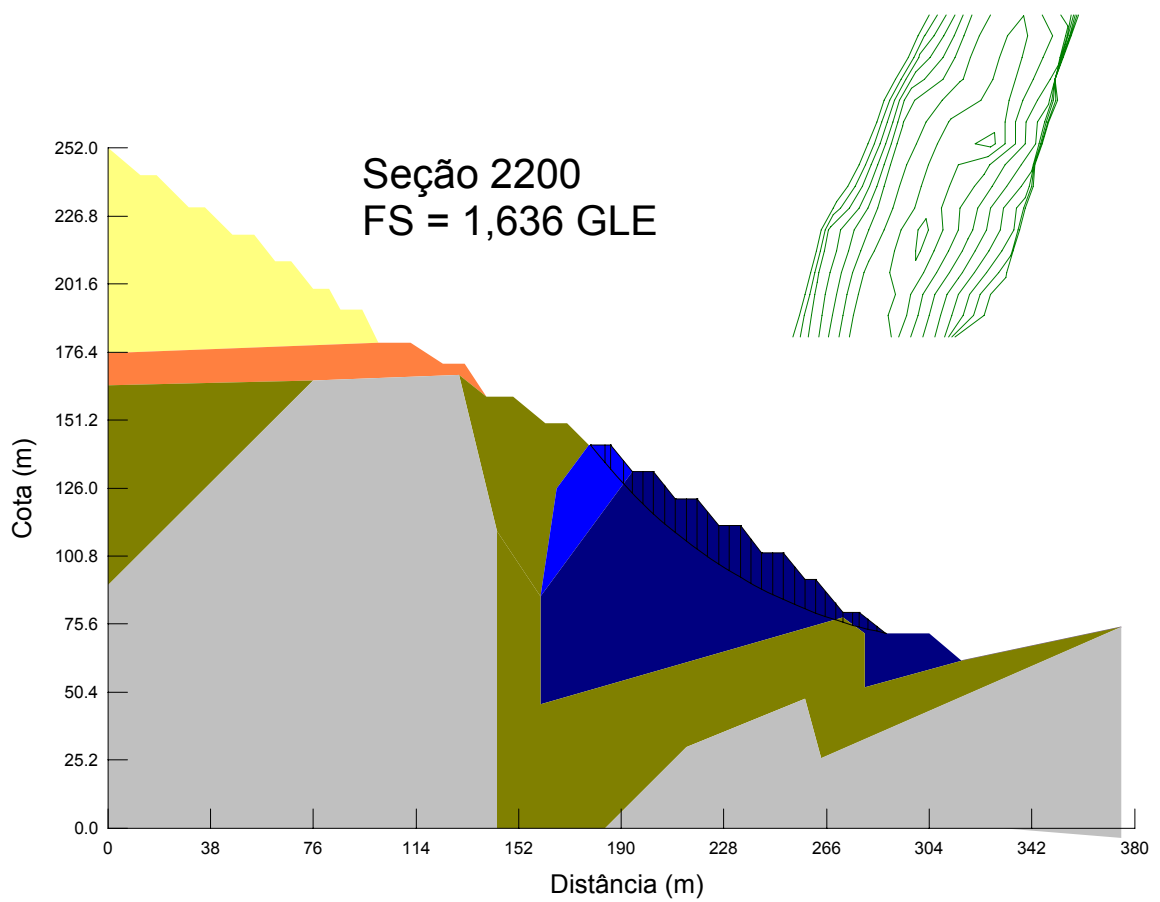


Figura A.29 – Superfície de ruptura global da seção 2200 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais

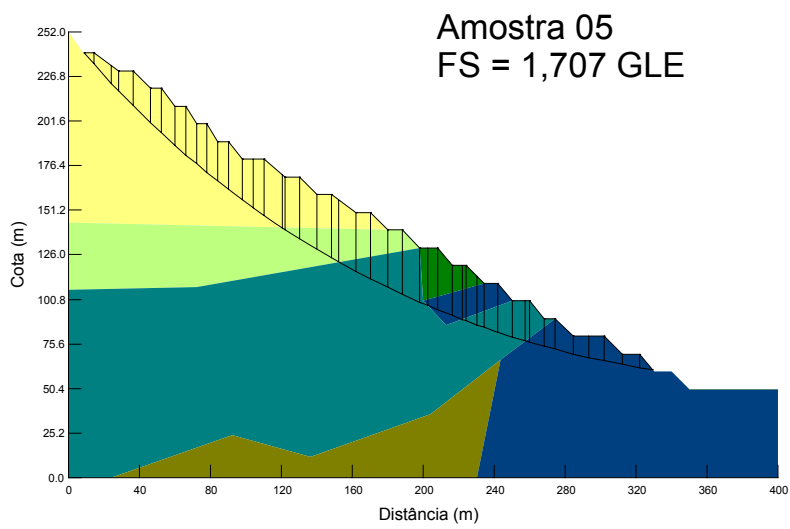
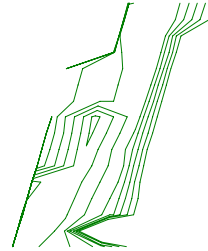


Figura A.30 – Superfície de ruptura global da seção 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais



Figura A.31 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção A em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais

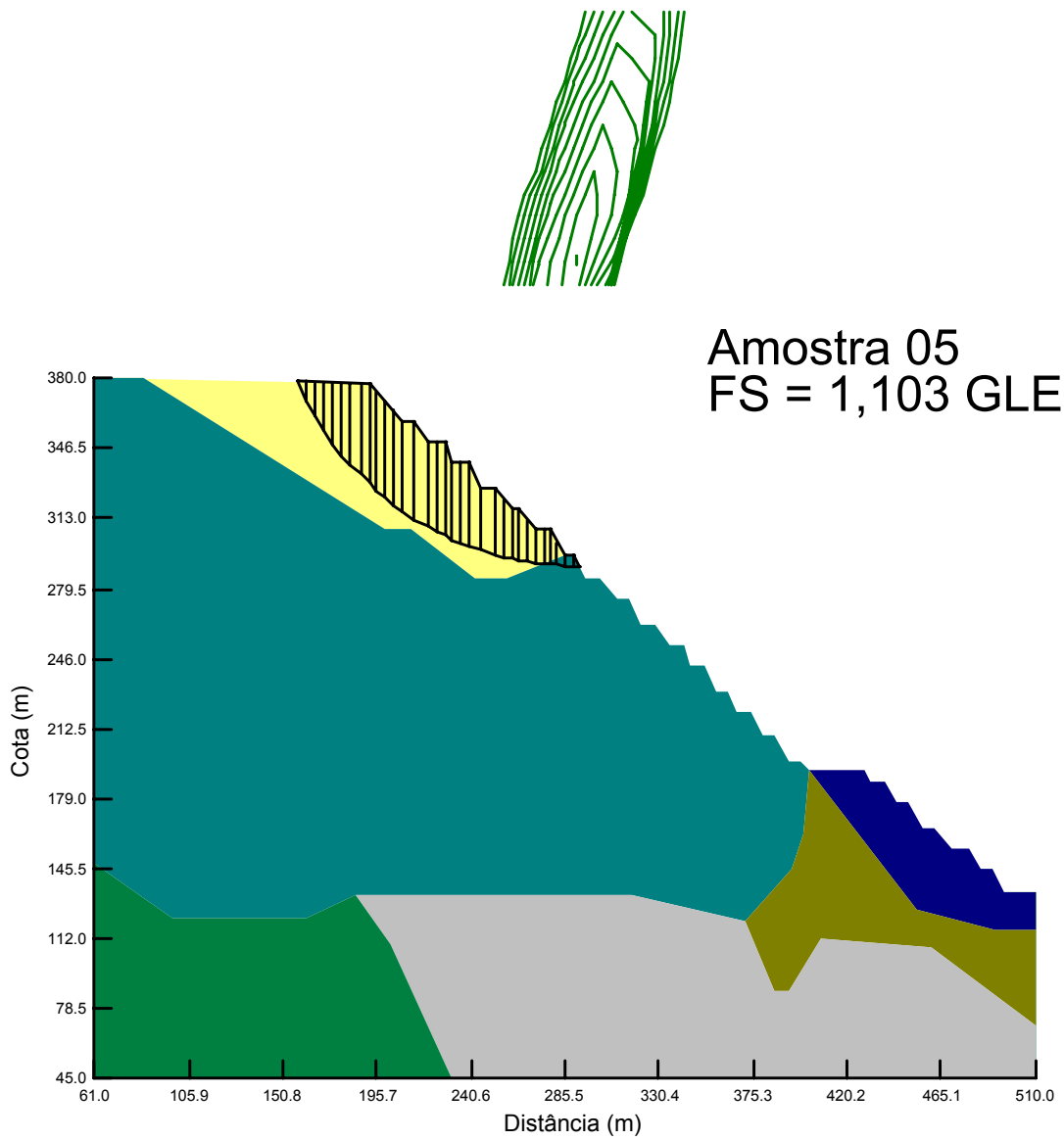


Figura A.32 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção B em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais

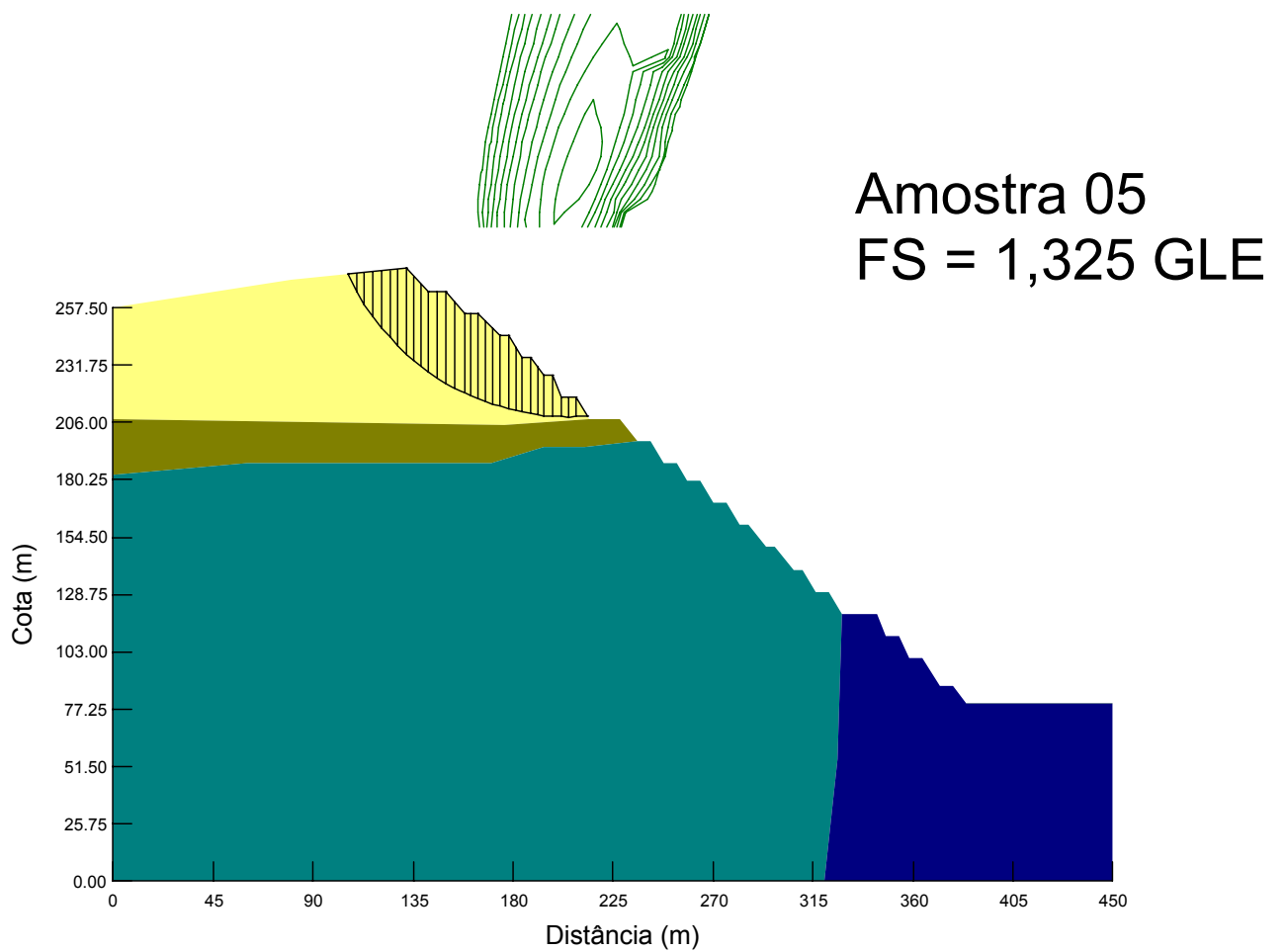


Figura A.33 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção E em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais

Amostra 05
FS = 1,869 GLE

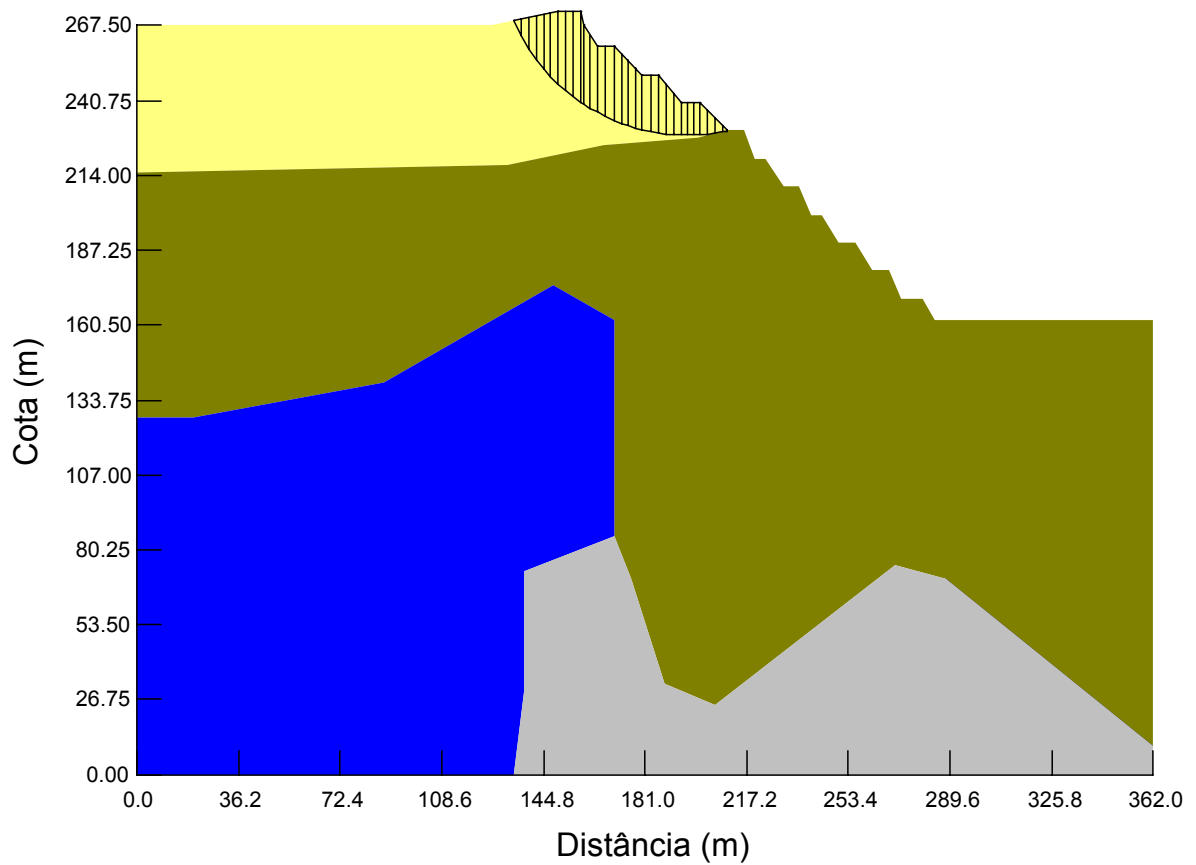
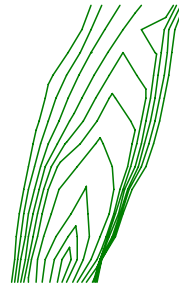


Figura A.34 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção F em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais

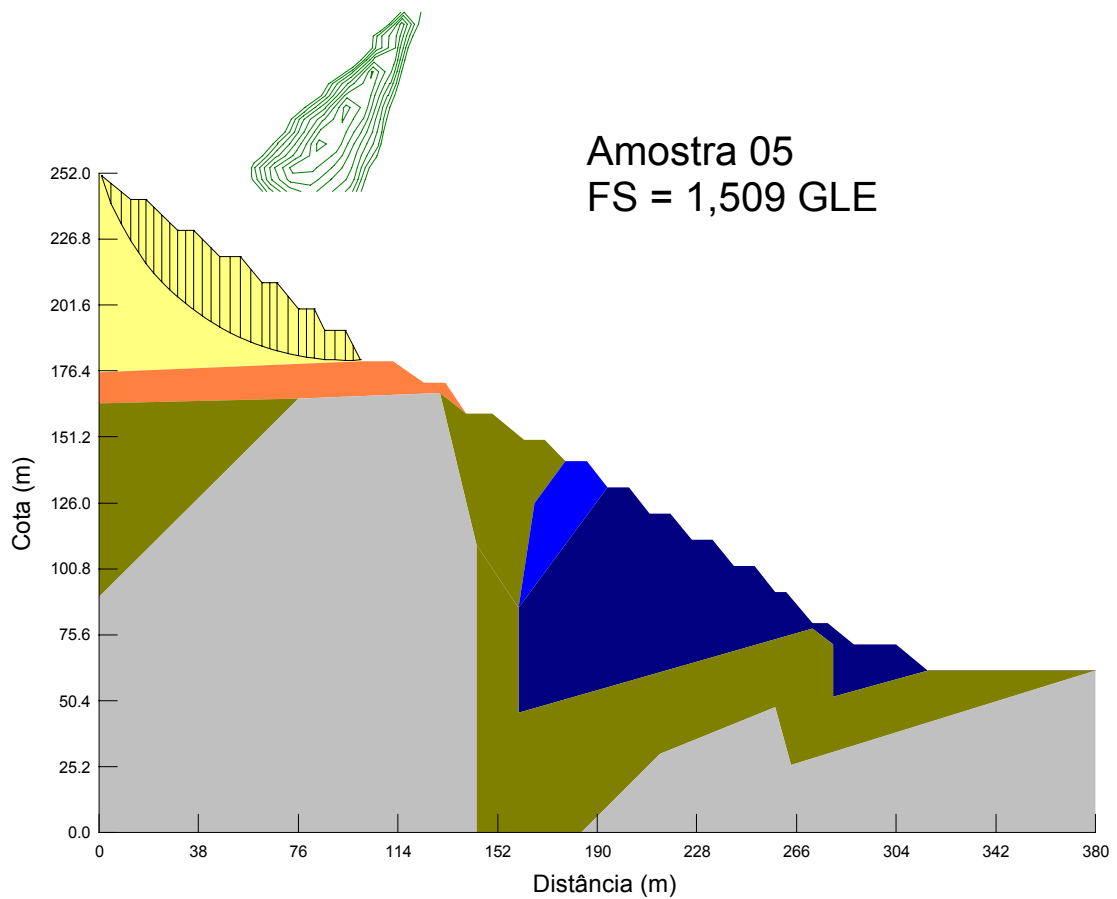


Figura A.35 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção 2200 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais

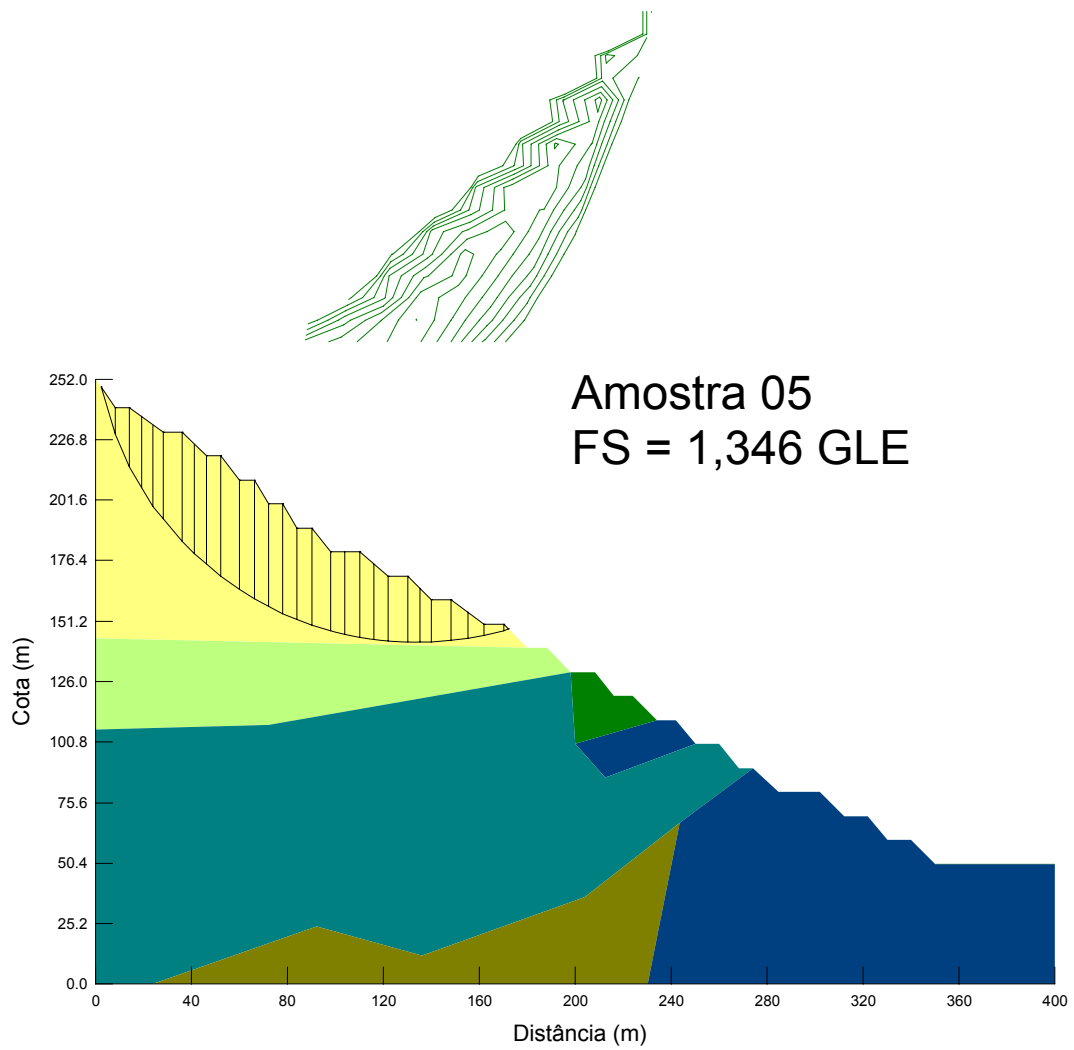


Figura A.36 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões totais

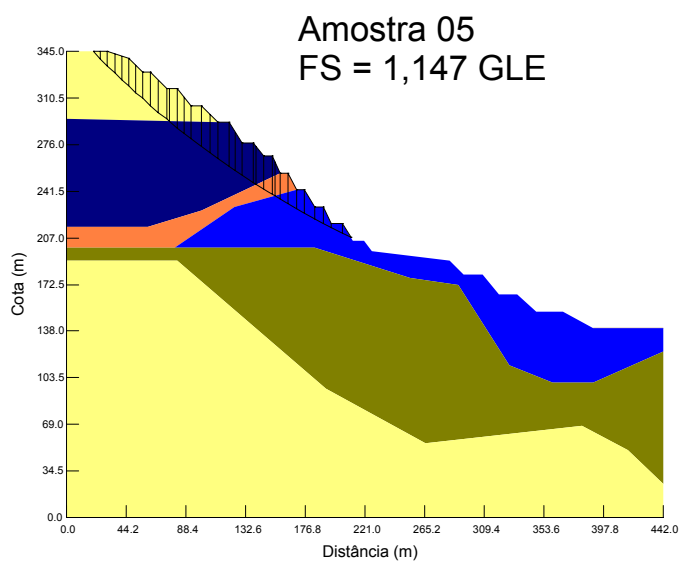
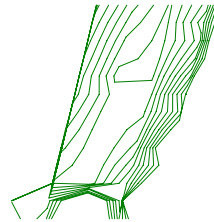


Figura A.37 – Superfície de ruptura global da seção A em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos

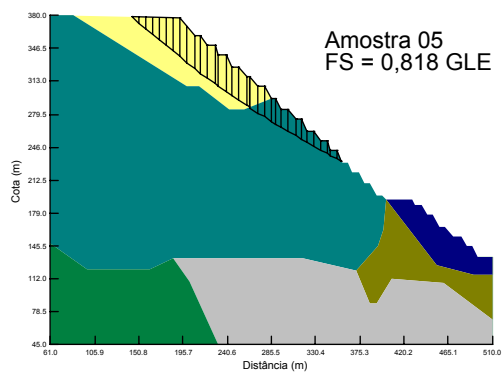


Figura A.38 – Superfície de ruptura global da seção B em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos

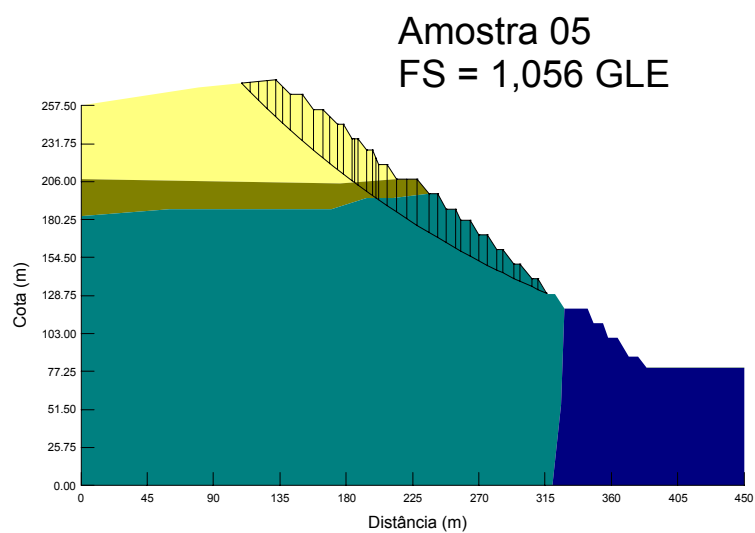
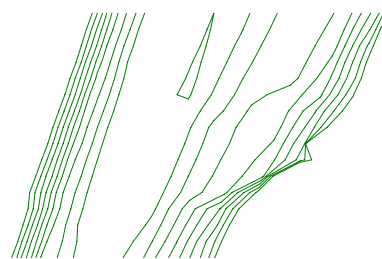
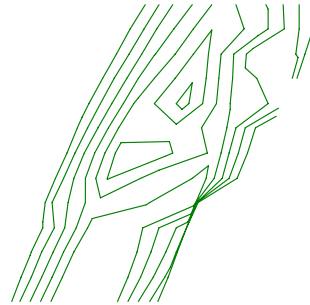


Figura A.39 – Superfície de ruptura global da seção E em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos



Amostra 05
 FS = 1,356 GLE

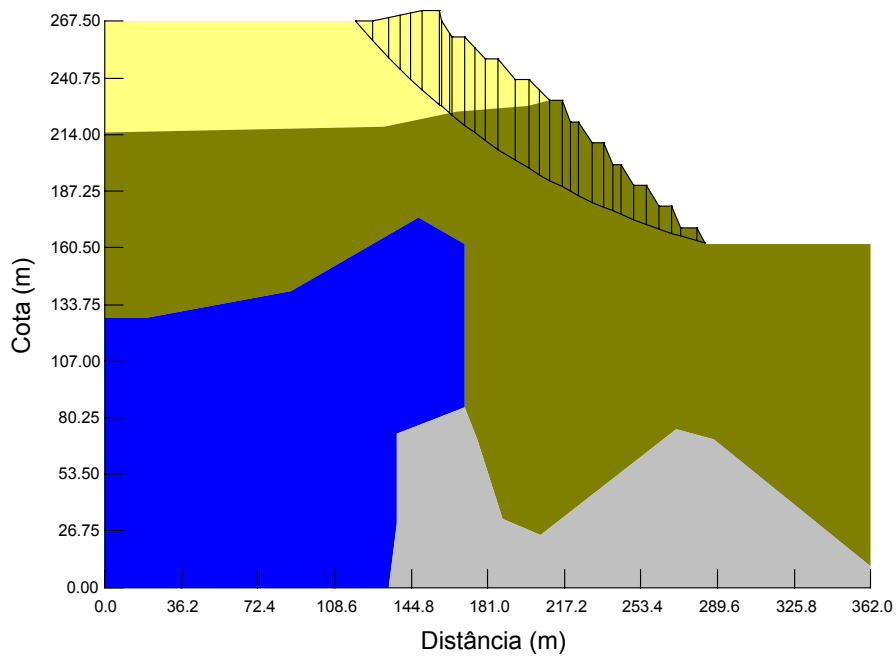


Figura A.40 – Superfície de ruptura global da seção F em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos

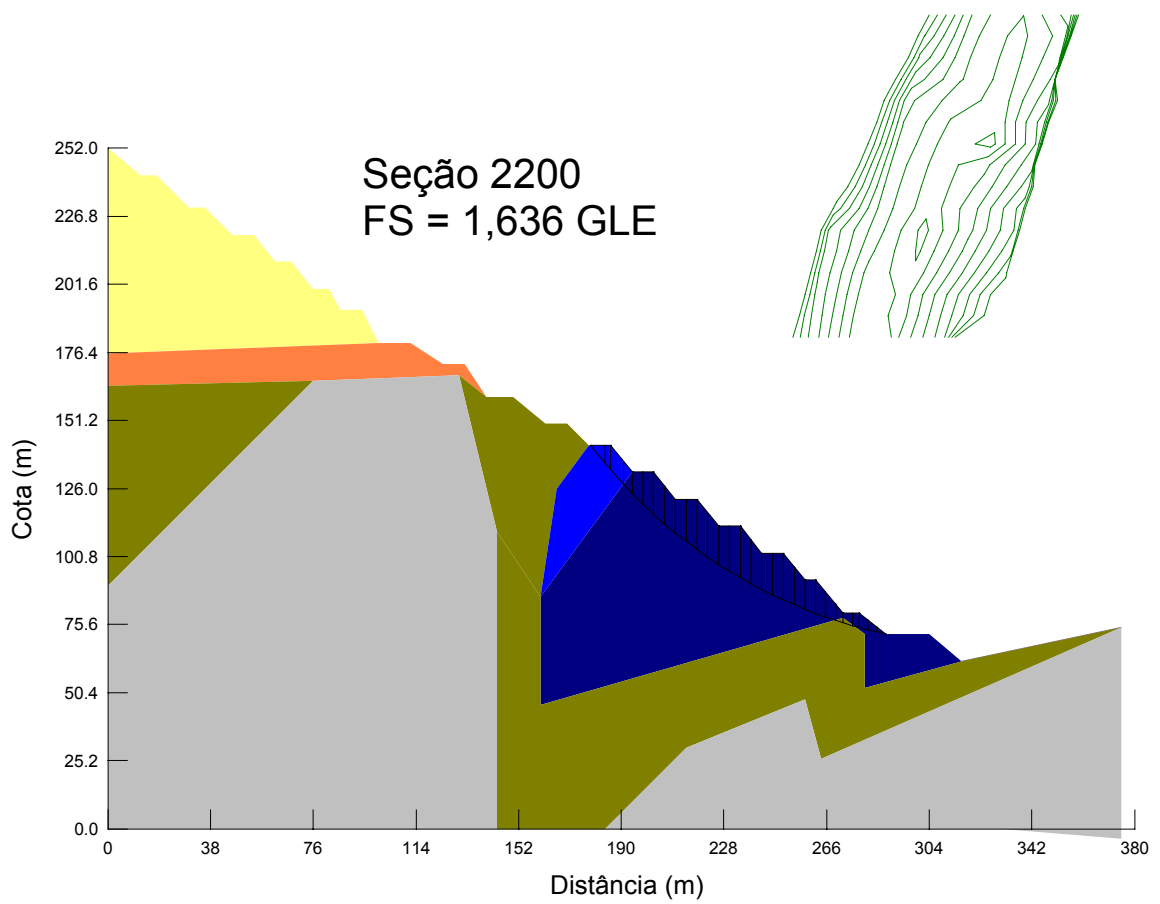


Figura A.41 – Superfície de ruptura global da seção 2200 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos

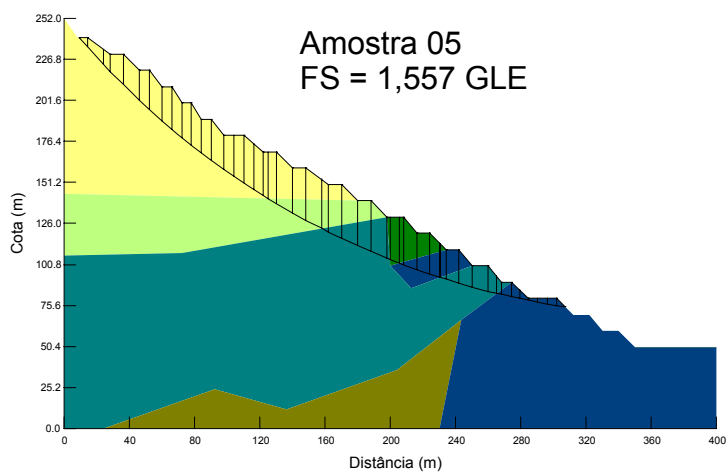
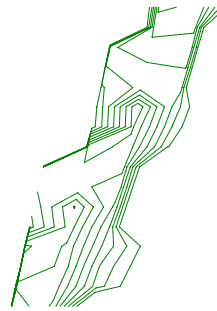


Figura A.42 – Superfície de ruptura global da seção 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos

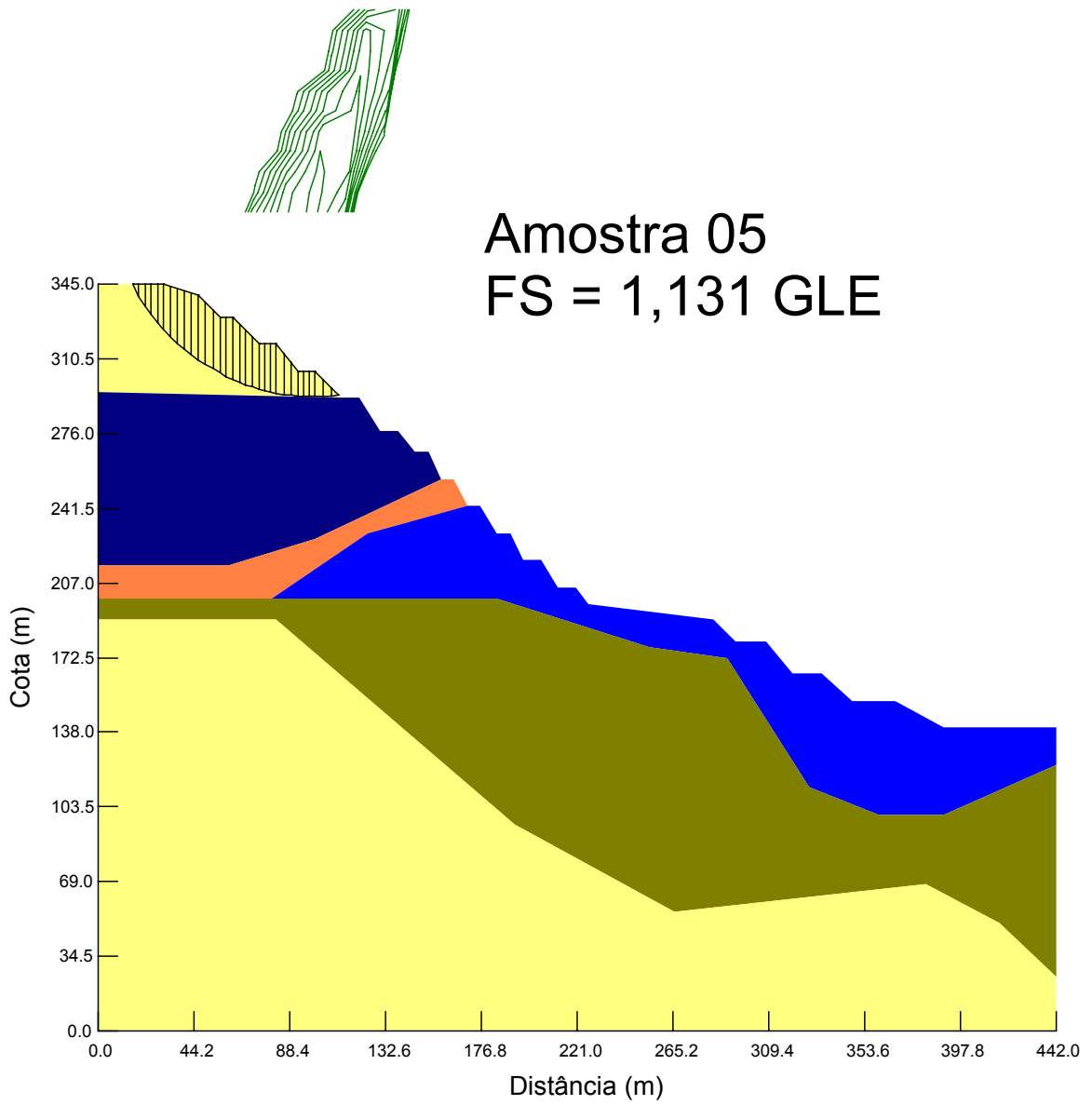


Figura A.43 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção A em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos

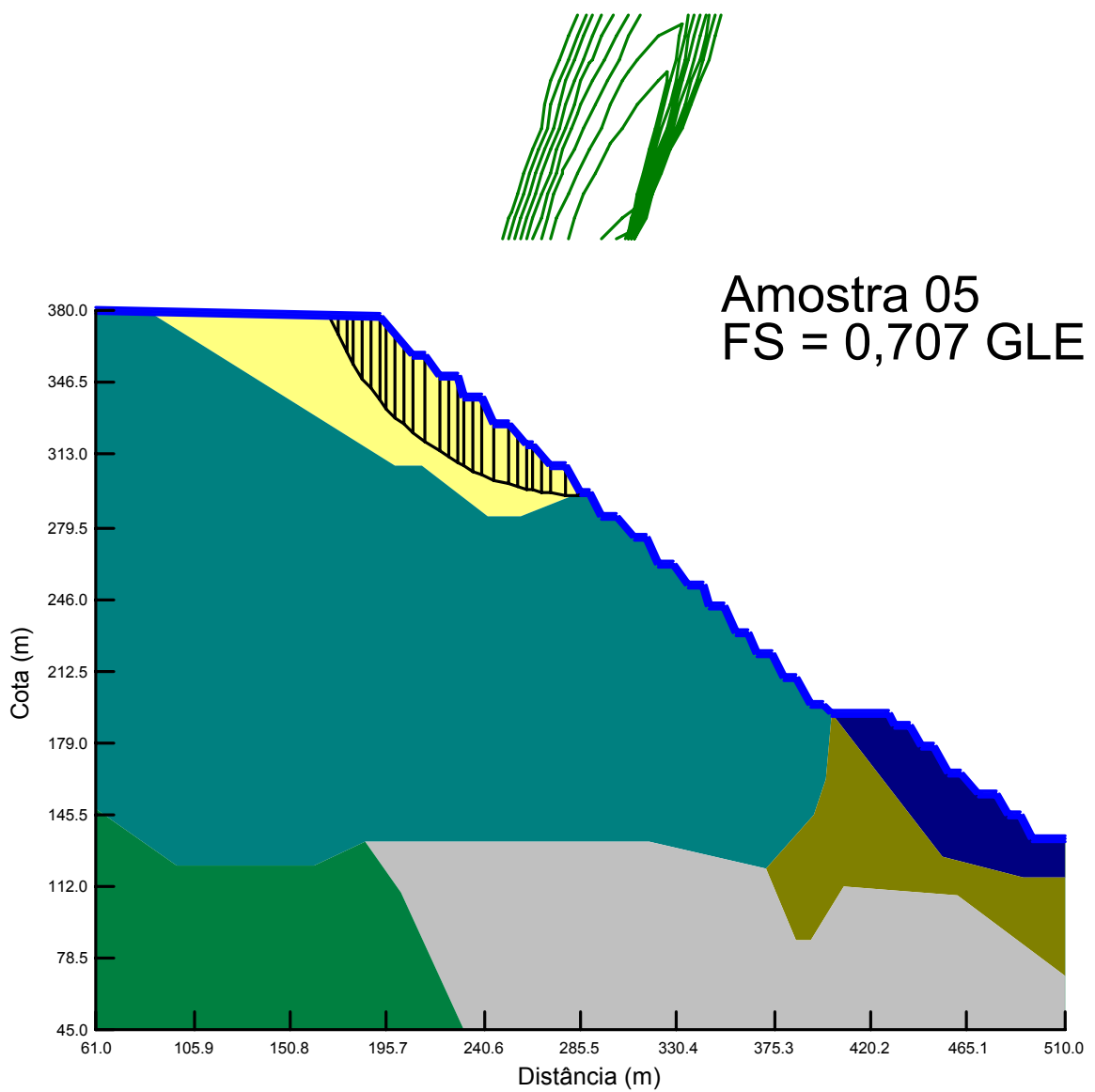


Figura A.44 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção B em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos

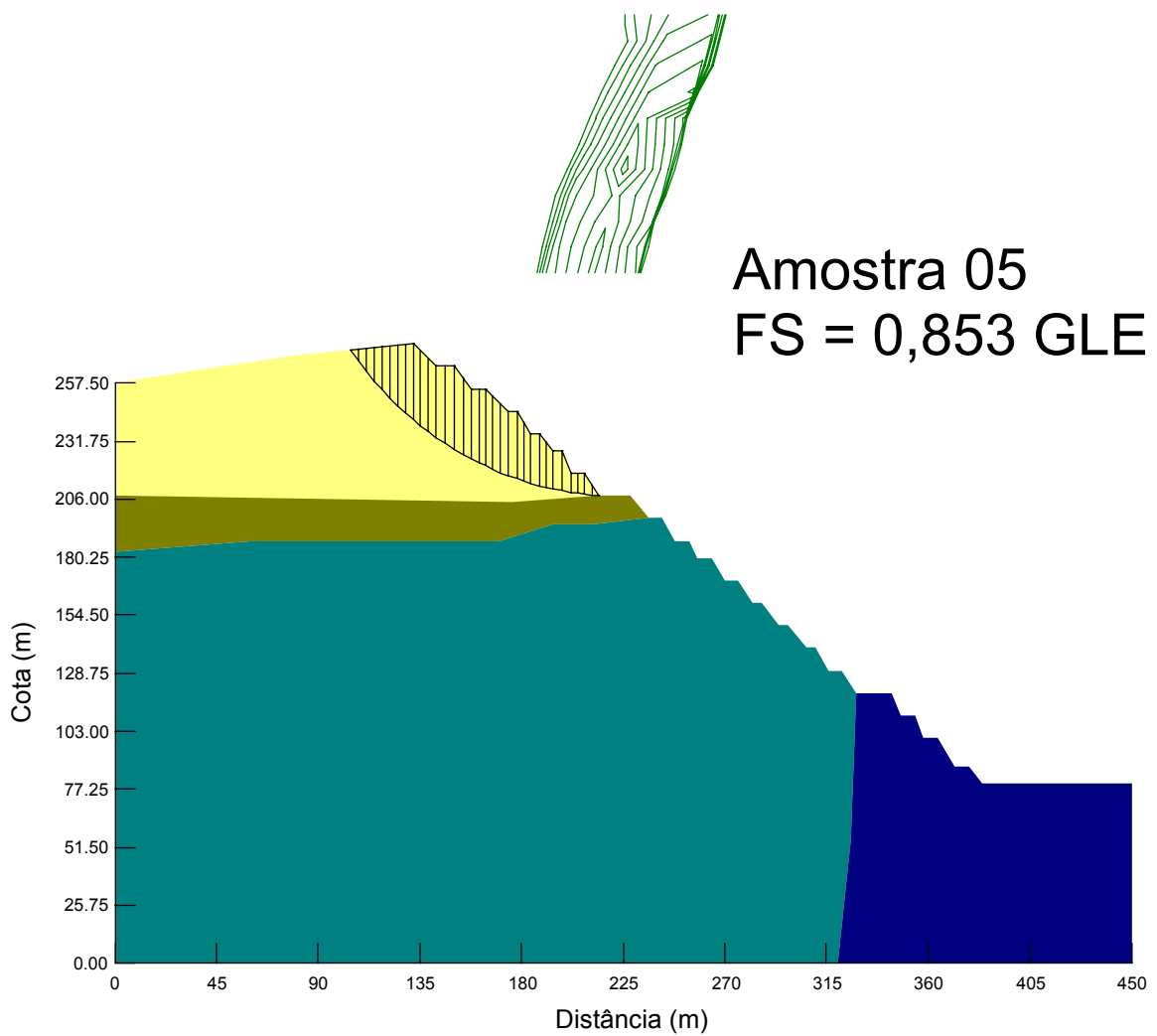


Figura A.45 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção E em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos

Amostra 05
FS = 1,240 GLE

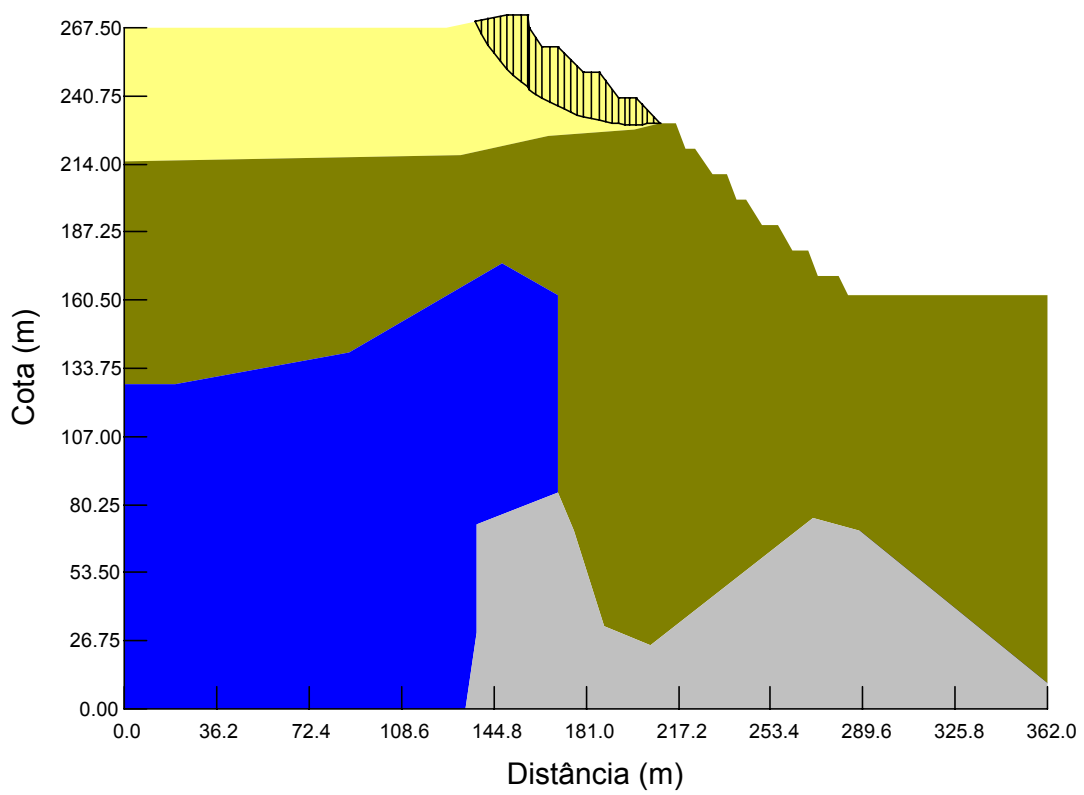


Figura A.46 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção F em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos

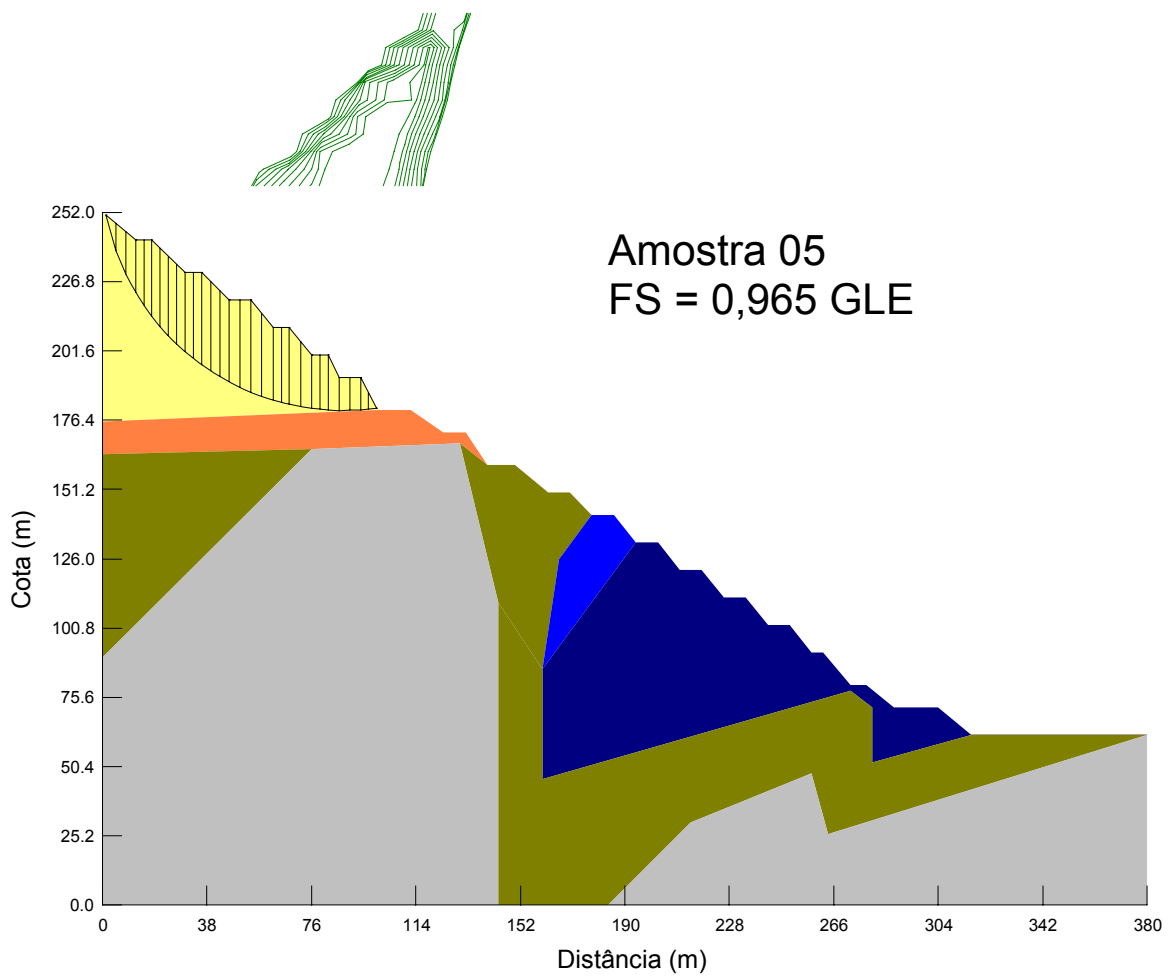


Figura A.47 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção 2200 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivas



Amostra 05
FS = 0,909 GLE

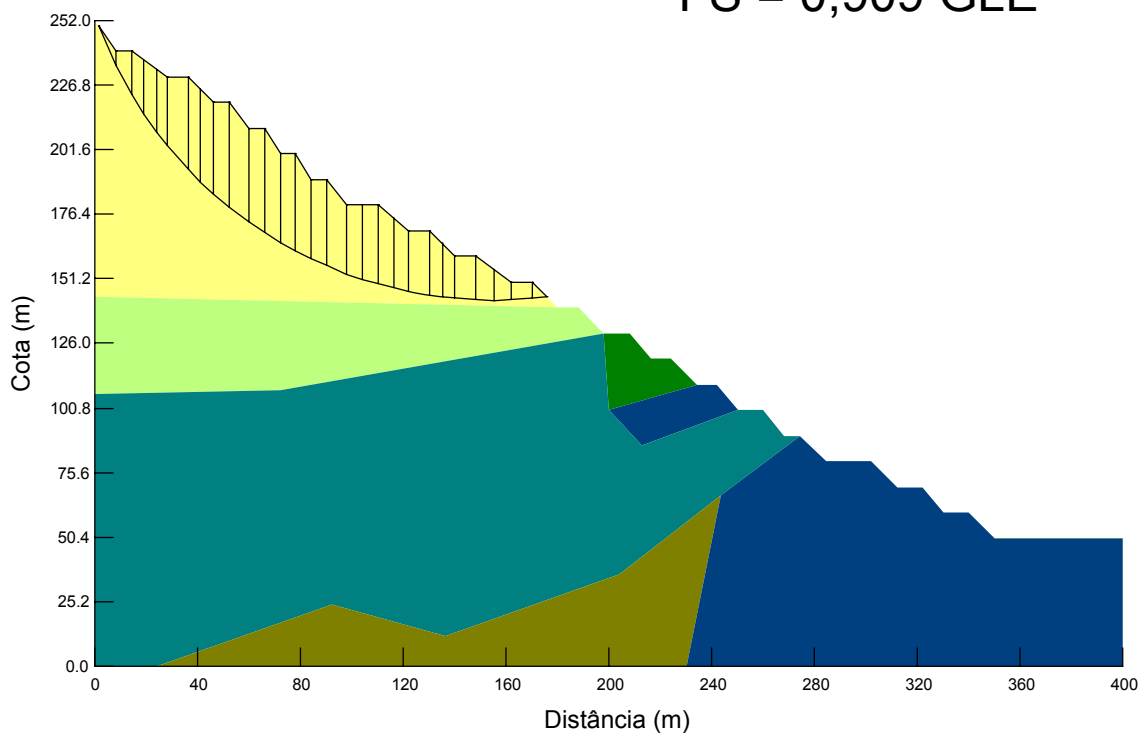


Figura A.48 – Superfície de ruptura localizada sobre o depósito terciário da seção 2300 em condição saturada com uso de parâmetros de tensões efetivos