

ELIZEU BENETTI

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO CORTE FERROVIÁRIO DO
KM 112 DA LINHA CACEQUI – RIO GRANDE, RS E
PROPOSTA DE SOLUÇÃO**

Dissertação apresentada ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia na modalidade Profissional.**

Porto Alegre
Novembro de 2003

Este Trabalho de Conclusão foi julgado adequado para a obtenção do título de mestre em ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 05 de novembro de 2003.

Prof. Dr. Luiz Antônio Bressani
PhD University of London
Orientador
Escola de Engenharia
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof^a. Dra. Helena Beatriz Bettella Cybis
PhD
Coordenadora
Mestrado Profissionalizante em Engenharia
Escola de Engenharia
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Adriano Virgilio Damiani Bica
PhD. PPGEC/UFRGS

Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro
DSc. UFSM

Prof. Dr. Washington Perez Núñez
DSc. PPGEC/UFRGS

*À minha esposa Suzana,
e meus filhos Rafael e Larissa*

AGRADECIMENTOS

A conclusão da Dissertação de Mestrado ora apresentada só foi possível devido a contribuição de diversas pessoas e instituições. A todos, que de alguma maneira ou outra contribuíram para a execução deste trabalho, gostaria de dedicar meus mais sinceros agradecimentos.

Em especial, refiro-me às seguintes pessoas e instituições:

- Ao meu professor e orientador Luiz Antonio Bressani, dedico os meus mais profundos e sinceros agradecimentos pelo convívio, pela amizade, pela atenção, pelos inúmeros ensinamentos e pelo tempo dedicado. Estimado professor, se cheguei até aqui, é porque acreditastes em mim, quando me convidou e me incentivou a fazer o mestrado. Espero sinceramente que nossa convivência e amizade seja tão duradoura quanto a gratidão que guardo comigo. Muito obrigado a você.
- Aos demais professores da área de geotecnia do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, agradeço pela amizade, pelo respeito, pelos inestimáveis ensinamentos e pelos momentos agradáveis de convívio por que passamos.
- Ao colega Marcelo Luvison Rigo, agradeço pela amizade, pela ajuda na realização de ensaios.
- Ao funcionário do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS, Jair Francisco Floriano da Silva, por toda ajuda, amizade e divertida convivência.
- Aos bolsistas de iniciação científica, muito obrigado pela amizade, dedicação e pelo apoio fundamental na realização dos ensaios.
- A América Latina Logística, por ter me disponibilizado horários para que pudesse cursar a parte teórica, e também disponibilizado as sondagens e material necessárias para o desenvolvimento do projeto.
- Ao Técnico de Estradas José Antônio Fonseca Colla da ALL, pela amizade, pelos momentos de agradável convívio, e pela ajuda no levantamento topográfico das seções do local.

- Ao Eng^o Civil João Alberto Dachery, pela amizade, pelo convívio e pela ajuda no levantamento topográfico com uma Estação Total, de toda faixa de domínio da área em questão, e auxílio na montagem da planta baixa com as curvas de nível.
- À minha querida e amada esposa Suzana, muito obrigado pelo amor, e carinhos recebidos, pelo incentivo e ajuda para que pudesse tornar real esta meta.
- Aos meus filhos Rafael e Larissa pela compreensão da ausência em muitos momentos, pelo incentivo na caminhada.

Por fim agradeço a Deus pela minha vida e por todas as oportunidades recebidas.

RESUMO

BENETTI, Elizeu Análise da estabilidade de um corte ferroviário e proposta de solução, 2003. Mestrado Profissional em Geotecnia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Esta Dissertação de Mestrado tem por finalidade apresentar a Análise da Estabilidade de Um Corte Ferroviário e Proposta de Solução para Estabilização de Taludes de um segmento da linha férrea Cacequi – Rio Grande (RS), Sub-trecho entre São Gabriel e Bagé, localizado entre os km 111 + 600 e km 112 + 800. Este trecho de variante foi implantado por volta de 1975, em substituição ao traçado da linha velha que comprometia o tráfego das composições ferroviárias. Tal segmento está assente sobre a formação Rio Bonito, constituída de para-ortoconglomerados, arenitos quartzosos, arenitos feldspáticos, siltitos, folhelhos carbonosos, diamictitos e carvão. O corte em questão é tipo caixão, de altura variável, em torno de 12,00 m na sua parte mais alta. Quando da sua implantação foi concebido com valetões de pé de corte aberto e recobertos com leiva. Desde sua construção, os taludes apresentaram forte erosão superficial e instabilidade geral, ocorrendo, no ano de 1982, uma ruptura circular no lado esquerdo, a qual provocou um deslocamento de cerca de 4,0m da linha férrea da sua posição original em direção ao talude do lado direito (sentido da quilometragem). A massa de solo envolvida apresenta deslocamentos mais evidentes junto ao pé do talude, provocando uma manutenção constante corretiva do nivelamento da via férrea. Também se observa que os valetões estão assoreados, o que ocasiona obstruções e provoca a retenção d'água superficial e o encharcamento do solo, contribuindo na instabilidade do talude. Além da instabilidade global, existem instabilidades localizadas (escorregamentos superficiais) que são devidos à erosão superficial dos taludes em razão do inadequado direcionamento das águas de escoamento superficial e da fraca proteção vegetal nos taludes. Nas sondagens foi descoberta uma fina camada de argilito cinza-escuro numa cota muito próxima da cota em que foi definida a plataforma. Esta camada provocou a mobilização da resistência ao cisalhamento residual, ocasionando a instabilização do talude. A proposta de estabilização prevê, a um baixo custo, melhorar em aproximadamente 70% as condições locais, mediante a execução de uma trincheira drenante no pé do talude, em toda a extensão do corte, a instalação de drenos sub-horizontais na região mais afetada e a correção dos sistemas de drenagem existentes, acompanhados de um gerenciamento da execução dos serviços. O monitoramento posterior definirá a necessidade ou não da execução de um muro de contenção em solo reforçado na região mais crítica.

ABSTRACT

BENETTI, Elizeu Análise da estabilidade de um corte ferroviário e proposta de solução, 2003. Mestrado Profissional em Geotecnia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

This work describes the geotechnical study carried out to analyze the stability of a cut at the Cacequi-Rio Grande railway, km 111+600 to 112+800, RS. This section length was built around 1975 to improve the geometric characteristics of the old railway. The cut was made through Rio Bonito Formation, which has layers of paraconglomerates, quartzitic sandstones, siltstones, carbon shales and coal. The cut is 12m deep at the higher section. It was built incorporating drainage ditches parallel to the rails which were protected by grass. Since the cut was finished there were visible signs of superficial erosion on the slopes and, in 1982, a large rotational failure occurred at the left side, causing 4m of lateral movement of the rails. Since then continuous movements have been observed and maintenance works have to be carried out periodically. Nowadays the lateral ditches are filled up with washed out soil which causes water retention and saturation in some places. Smaller superficial failures are also occurring caused by erosion related to superficial drainage problems and poor vegetal protection.

During the site investigation carried out in this work, some boreholes made at the slopes revealed a thin layer of dark grey claystone with low shear strength at a level close to the rails. The stability analyses showed that the mobilised residual shear strength of this layer probably caused the general initial failure. The stabilisation works proposed intend to increase the safety factor by 28% using (a) a drainage trench alongside the full length of the cut; (b) the installation of sub-horizontal drains and (c) the correction of the superficial drainage. These works should be supervised during construction and monitored afterwards to define if a complementary reinforced soil wall is going to be needed.

SUMÁRIO

RESUMO	vi
ABSTRACT	vii
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE TABELAS	xv
LISTA DE ABREVIATURAS	xvi
LISTA DE SIGLAS	xvii
LISTA DE SÍMBOLOS	xviii
1 - INTRODUÇÃO	p.1
1.1 - OBJETIVOS DA ANÁLISE	p.2
1.2 - ESTRUTURA DO TRABALHO	p.2
2 - ESTUDOS BÁSICOS	p.5
2.1 - ESTUDOS TOPOGRÁFICOS	p.5
2.2 - GEOLOGIA E ESTUDOS GEOTÉCNICOS	p.6
2.2.1 – Introdução	p.6
2.2.2 – Geologia Local	p.6
2.2.3 – Investigações Geotécnicas	p.7
2.3 - ESTUDOS HIDROLÓGICOS	p.26
2.3.1 – Introdução	p.26
2.3.2 – Elementos Utilizados nos Estudos	p.26
2.3.3 – Critérios Gerais de Projeto	p.27

3 - AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS TALUDES	p.28
3.1 - PREMISSAS BÁSICAS	p.28
3.2 - ESTUDO DA ESTABILIDADE DOS TALUDES	p.29
3.2.1 – Introdução	p.29
3.2.2 – Situação Investigada e Seleção dos Parâmetros Geotécnicos .	p.30
3.2.3 – Análise da Estabilidade dos Taludes..	p.31
4 - PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DOS TALUDES	p.55
4.1 - PROJETO DE DRENAGEM SUPERFICIAL E DRENAGEM PROFUNDA	p.55
4.1.1 – Introdução	p.55
4.1.2 – Concepção do Sistema	p.55
4.1.3 – Valas de Drenagem Projetadas	p.56
4.1.4 – Trincheira Drenante	p.57
4.1.5 – Drenagem Sub-horizontal	p.58
4.2 - PROJETO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	p.58
4.2.1 – Considerações Gerais	p.58
4.2.2 – Premissas de Cálculo	p.59
4.2.3 – Análises de Estabilidade	p.59
4.3 - PROJETO DE RECUPERAÇÃO DA FACE DO TALUDE ...	p.60
4.3.1 – Considerações Gerais	p.60
4.3.2 – Retaludamento da Face do Talude	p.61
4.3.3 – Recuperação das Voçorocas	p.61
4.3.4 – Proteção Vegetal	p.61

4.4 - PROJETO DE RECUPERAÇÃO DA VIA FÉRREA	p.62
4.5 - CRONOGRAMA DE EXECUÇÃO	p.62
5 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	p.64
REFERÊNCIAS BIIOGRÁFICAS	p.66
ANEXOS FOTOGRÁFICOS	P.69

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

- Figura 1.1 - Planta geral da região oeste do Escudo Sul-Riograndense p.3
- Figura 1.2 - Planta parcial da carta Suspiro do Serviço Geográfico do Exército, Folha SH.21-Z-B-VI-1 (escala original 1:50.000) p.4

CAPÍTULO 2

- Figura 2.1 - Perfis de sondagem para efeitos de execução do Projeto de Engenharia Final (sem escala) p.8
- Figura 2.2 - Croqui de localização dos novos furos de sondagem p.9
- Figura 2.3 - Perfil de Sondagem do km 112 + 400 – SP 01 p.10
- Figura 2.4 - Perfil de Sondagem do km 112 + 400 – SP 02 p.10
- Figura 2.5 - Perfil de Sondagem do km 112 + 600 – SM 03 p.11
- Figura 2.6 - Perfil de Sondagem do km 112 + 600 – SP 04 p.11
- Figura 2.7 - Curvas Granulométricas do Solo do km 112 + 410 – 1(solo amar.) p.15
- Figura 2.8 - Curvas Granulométricas do Solo do km 112 + 490 – 2(solo cinza) p.15
- Figura 2.9 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para o solo do km 112 + 410 (solo amarelo); (a) curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e (b) curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal p.17
- Figura 2.10 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para o solo do km 112 + 490 (solo cinza); (a) curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e (b) curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal p.18
- Figura 2.11 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para o solo do km 112 + 600 (sondagem); (a) curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e (b) curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.) p.19

Figura 2.12 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto para o solo do km 112 + 410 (solo amarelo).....	p.20
Figura 2.13 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto para o solo do km 112 + 490 (solo cinza)	p.20
Figura 2.14 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto para o solo do km 112 + 600 (sondagem)	p.21
Figura 2.15 – Foto LE em uma erosão provocada pela quebra do sistema de drenagem (canaleta de concreto) próximo do furo SP-02 de sondagem do km 112 + 400	p.23
Figura 2.16 – Foto LE no km 112 + 400 junto à erosão	p.23
Figura 2.17 – Foto do corte LD e ampliada, na face do talude no km 112+400.	p.24
Figura 2.18 – Perfil típico de uma seção do corte com os parâmetros geotécnicos	p.25

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 – Análise de estabilidade da seção original do km 112 + 400 com as isocurvas de Fatores de Segurança	p.33
Figura 3.2 – Análise de estabilidade da seção original do km 112 + 600 com as isocurvas de Fatores de Segurança	p.34
Figura 3.3 – Análise de estabilidade da seção original do km 112 + 700 com as isocurvas de Fatores de Segurança	p.35
Figura 3.4 – Análise de estabilidade da seção atual do km 112 + 300 com as isocurvas de Fatores de Segurança	p.37
Figura 3.5 – Análise de estabilidade da seção atual do km 112 + 400 com as isocurvas de Fatores de Segurança	p.38
Figura 3.6 – Análise de estabilidade da seção atual do km 112 + 500 com as isocurvas de Fatores de Segurança	p.39
Figura 3.7 – Análise de estabilidade da seção atual do km 112 + 600 com as isocurvas de Fatores de Segurança	p.40
Figura 3.8 – Análise de estabilidade da seção atual do km 112 + 700 com as isocurvas de Fatores de Segurança	p.41

Figura 3.9 – Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante do km 112 + 300 com as isocurvas de Fatores de Segurança	p.43
Figura 3.10 – Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante do km 112 + 400 com as isocurvas de Fatores de Segurança	p.44
Figura 3.11 – Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante do km 112 + 500 com as isocurvas de Fatores de Segurança	p.45
Figura 3.12 – Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante do km 112 + 600 com as isocurvas de Fatores de Segurança	p.46
Figura 3.13 – Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante do km 112 + 700 com as isocurvas de Fatores de Segurança	p.47
Figura 3.14 – Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante + DSH do km 112 + 300 com as isocurvas de Fatores de Segurança .	p.48
Figura 3.15 – Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante + DSH do km 112 + 400 com as isocurvas de Fatores de Segurança .	p.49
Figura 3.16 – Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante + DSH do km 112 + 500 com as isocurvas de Fatores de Segurança .	p.50
Figura 3.17 – Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante + DSH do km 112 + 600 com as isocurvas de Fatores de Segurança .	p.51
Figura 3.18 – Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante + DSH do km 112 + 700 com as isocurvas de Fatores de Segurança .	p.52

ANEXOS

Figura A.1 – Mostra o corte em toda sua extensão a partir do km 111 + 600.	p.70
Figura A.2 – Mostra o corte em toda sua extensão a partir do km 112 + 000 apresentando a erosão longitudinal acentuada no lado esquerdo.	p.70
Figura A.3 – Testemunho da Sondagem SM -03, profundidade 4,00m (Silte arenoso cor cinza amarelado compacto).	p.71
Figura A.4 – Testemunho da Sondagem SM -03, profundidade 5,0m (Siltito cor cinza-escuro variando para cinza amarelado intercalado – várias camadas de material sedimentar).	p.71
Figura A.5 – Testemunho da Sondagem SM -03, profundidade 6,50m (Siltito cor cinza-escuro variando para cinza amarelado intercalado + lamela – várias camadas de material sedimentar).	p.72

Figura A.6 –	Testemunho da Sondagem SM – 03, profundidade 6,50m (Argilito cinza escuro, lente intermediária).	p.72
Figura A.7 –	Testemunho da Sondagem SM -03, profundidade 6,50 – 7,00m (Siltito cor cinza-escuro variando para cinza amarelado intercalado interface da lente intermediária de argilito).	p.73
Figura A.8 –	Testemunho da Sondagem SM -03, profundidade 7,50 (Limite da sondagem).	p.73
Figura A.9 –	Areião resultante da erosão no km 112 + 050.	p.74
Figura A.10 –	Silte cinza-amarelado, que devido à exposição às intempéries, se desagrega com facilidade.	p.74
Figura A.11 –	Erosão longitudinal no talude acima da banquetta no km 112 + 050.	p.75
Figura A.12–	Erosão longitudinal no talude acima da banquetta no km 112 + 050.	p.75
Figura A.13 –	Erosão longitudinal no talude acima da banquetta no km 112 + 050.	p.76

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2

TABELA 2.1 - Resumo dos índices físicos dos solos ensaiados.....	p.13
TABELA 2.2 - Faixas granulométricas, limites de consistência e classificação dos solos	p.14
TABELA 2.3 – Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.....	p.21

CAPÍTULO 3

TABELA 3.1 - Resumo dos parâmetros geotécnicos indeformados	p.30
TABELA 3. 2 - Resumo dos parâmetros geotécnicos para resistência residual	p.31
TABELA 3. 3 – Resumo dos fatores de segurança para os 4 casos analisados	p.53

CAPÍTULO 4

TABELA 4.1 - Análise da Estabilidade do Muro de Contenção Segmentado	p.60
TABELA 4.2 - Cronograma de Execução	P.63

LISTA DE ABREVIATURAS

arg. silt. cz.: argila siltosa cinza

areia arg. am. : areia argilosa amarela

arg. am. : argila amarela

areia, arg. cz. : areia argilosa cinza

arg. silt. Varieg. : argila siltosa variegada

silte arg. are. varieg. : silte argilo-arenoso variegado

areia grossa, silt. varieg. : areia grossa, siltosa variegada

silte, arg. am. : silte argiloso amarelo

areia silt. micácio amar. : areia siltosa micácio amarela

silt. micácio : silte micácio

s.v. : solo vegetal

CP : cota de projeto

LE : lado esquerdo

LD : lado direito

SP : sondagem a percussão

SM : sondagem mista

LL : limite de liquidez

IP : índice de plasticidade

CL : clay(argila) – loww(baixa plasticidade) - argila pouco plástica

CH : clay(argila) – high (alta plasticidade) - argila muito plástica

CD : ensaio de cisalhamento direto

Q : vazão

F.S. : fator de segurança

LISTA DE SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ALL do Brasil : América Latina Logística do Brasil – Empresa que assumiu a concessão da RFFSA nos estados do RS, SC, PR

AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials

DAER / RS : Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul

DNER : Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

HRB : Highway Research Board

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

RFFSA : Rede Ferroviária Federal Sociedade Anônima

SUCS : Sistema Unificado de Classificação de Solos

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

γ_s : peso específico real dos grãos

γ_t : peso específico aparente úmido

γ_d : peso específico aparente seco

ω : teor de umidade

τ : tensão cisalhante

σ'_n : tensão normal efetiva

ϕ'_p : ângulo de atrito interno de pico

c'_p : intercepto coesivo de pico

ϕ'_r : ângulo de atrito interno residual

c'_r : intercepto coesivo residual

e : índice de vazios

G : densidade real dos grãos

1 - INTRODUÇÃO

A linha férrea Cacequi – Rio Grande, Sub trecho São Gabriel – Bagé, foi implantada por volta de 1975, como variante da linha existente, devido às características geométricas da linha velha serem bastante desfavoráveis ao tráfego das composições ferroviárias.

Tal segmento está assente sobre a formação Rio Bonito, constituída de para-ortoconglomerados, arenitos quartzosos, arenitos feldspáticos, siltitos, folhelhos carbonosos, diamictitos e carvão.

A análise de estabilidade deste corte deve-se a fatores de instabilidade que ocorrem desde 1982. Este corte está localizado próximo à estação ferroviária de Suspiro, é tipo caixão, de altura variável, em torno de 10,00 m na sua parte mais alta, todo contido em trecho de rampa. A instabilidade do talude provoca instabilidade no leito da via férrea, fazendo com que a Administração da ferrovia tome medidas de restrição de velocidade para evitar que ocorram acidentes com as composições de trens (a 1/3 da velocidade máxima) e conseqüentemente com a redução da velocidade do trecho, ocorrem problemas na operação dos mesmos e redução na capacidade de transporte de cada trem.

O corte, quando da sua implantação, foi concebido com valetões de pé de corte aberto e recobertos com leiva. Desde sua construção, os taludes apresentaram forte erosão superficial e instabilidade geral, ocorrendo, no ano de 1982, uma ruptura circular no lado esquerdo, a qual provocou um deslocamento de cerca de 4,0m da linha férrea da sua posição original em direção ao talude do lado direito (sentido da quilometragem). A massa de solo envolvida apresenta deslocamentos mais evidentes junto ao pé do talude, provocando uma manutenção constante corretiva do nivelamento da via férrea. Também se observa que os valetões estão assoreados, o que ocasiona obstruções e provoca a retenção d'água superficial e o encharcamento do solo, contribuindo na instabilidade do talude. Além da instabilidade global, existem instabilidades localizadas (escorregamentos superficiais) que são devidos à erosão superficial dos taludes em razão do inadequado direcionamento das águas de escoamento superficial e da fraca proteção vegetal nos taludes.

1.1 – OBJETIVOS DA ANÁLISE

O objetivo deste estudo é de analisar o porque da ocorrência destas instabilizações e propor uma solução visando corrigir os problemas decorrentes, tanto na instabilização dos taludes como na constante manutenção corretiva da via férrea

1.2 - ESTRUTURA DO TRABALHO

No Capítulo 2, são apresentados estudos topográficos do corte em questão, a geologia local e como está contida na região geológica, as investigações geotécnica de campo, os ensaios geotécnicos feitos no laboratório, a interpretação dos dados colhidos e estudos hidrológicos da região para definição dos critérios de dimensionamento dos dispositivos de drenagem.

No Capítulo 3, são feitos os estudos da estabilidade dos taludes, com a investigação da situação e seleção dos parâmetros geotécnicos, a análise da estabilidade dos taludes em suas várias fases: da abertura do corte; do 1º banqueteamento; com a solução de uso de uma trincheira drenante no pé; e a solução de trincheira drenante acrescida de instalação de drenos sub-horizontais e as conclusões.

No Capítulo 4, estão definidos os projetos para a estabilização do corte.

No Capítulo 5, estão colocadas as conclusões e recomendações a Administração da ferrovia.

As Figuras 1.1 e 1.2 a seguir apresentam as plantas de localização do trecho na região central do Estado do Rio Grande do Sul e parte da carta do Exército no trecho do projeto.

No ANEXOS, as figuras A.1 e A.2, apresentam o corte em toda sua extensão.

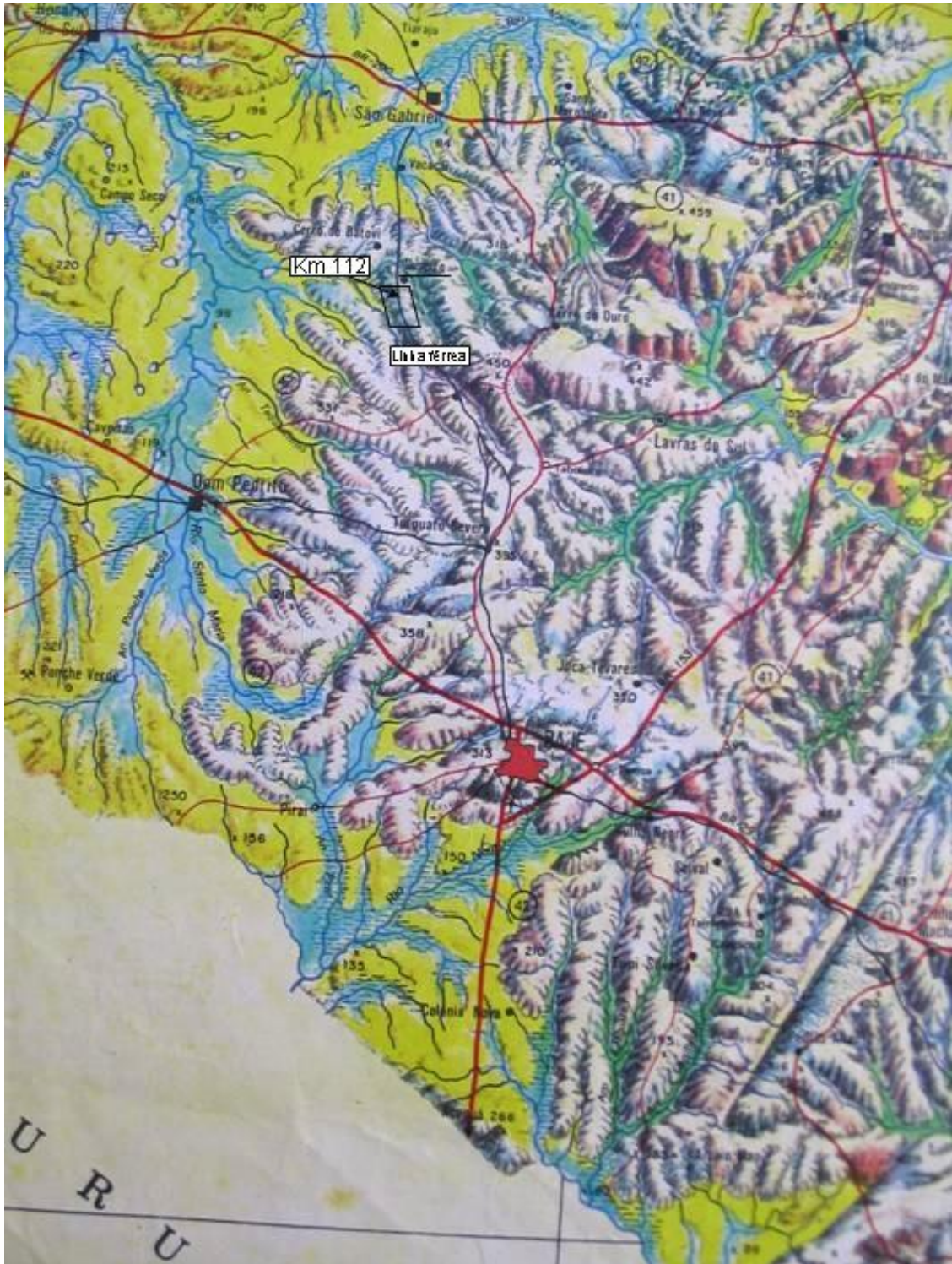


Figura 1.1: Planta geral da região oeste do Escudo Rio-Grandense

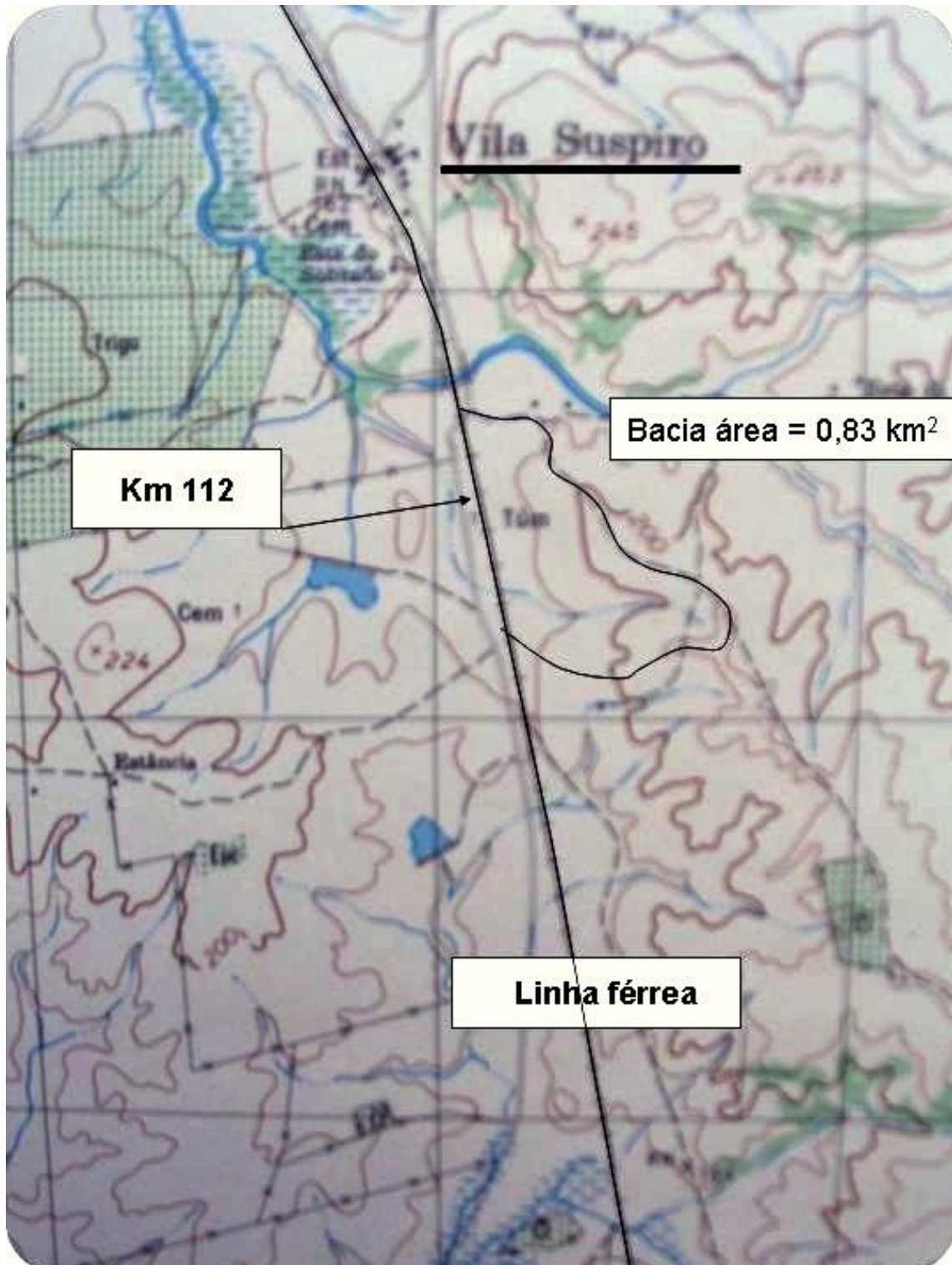


Figura 1.2 Planta parcial da carta Suspiro do Serviço Geográfico do Exército, Folha SH.21-Z-B-VI -1 (escala original 1:50.000)

2 - ESTUDOS BÁSICOS

Os estudos básicos são constituídos pelos estudos topográficos, estudos geotécnicos e estudos hidrológicos.

2.1 – ESTUDOS TOPOGRÁFICOS

Os levantamentos topográficos preliminares realizados com teodolito Weis, por meio de estadiometria, foram executados por um técnico de estradas da empresa ALL do Brasil, com acompanhamento do autor, em setembro de 2000, do km 112 + 400 ao km 112 + 700, em seções a cada 100 m.

Foram levantadas seções transversais à via férrea, em frente a cada marco hectométrico. Os pontos do levantamento topográfico foram pós-processados em escritório, com auxílio de Planilha Excel, onde foi arbitrada uma cota 100,00m para o topo do trilho do lado direito no sentido da quilometragem na estaca 112 + 400 e, sendo a rampa existente no trecho de 0,6%, foram calculadas as novas cotas do trilho nas seções levantadas. A partir daí foram recalculadas todas as cotas levantadas e após transportadas para papel milimetrado. Com as seções desenhadas, por transporte de distância e cotas foi desenhada a planta baixa do trecho em questão levantado.

Posteriormente foi realizado um novo levantamento com uma Estação Total TOPCON 300 em toda a extensão do corte, sendo os pontos do levantamento topográfico pós-processados no escritório, com auxílio do software TOPOGRAF. Este permite gerar a planta baixa com curvas de nível, seções longitudinais e transversais ao eixo da ferrovia.

Em Anexos é apresentada a Planta Baixa do levantamento topográfico.

2.2 – GEOLOGIA E ESTUDOS GEOTÉCNICOS

2.2.1 - Introdução

A geologia do trecho foi estudada principalmente através de estudos bibliográficos e comprovação de campo. Os estudos geotécnicos foram realizados a partir de levantamentos topográficos, de sondagens executadas para confecção do Projeto de Engenharia Final da Variante do Subtrecho Suspiro – Coronel Linhares, e de informações atuais coletadas no campo, com o objetivo de conhecer e determinar as propriedades índices (granulometria, plasticidade) dos materiais e os condicionantes básicos para o projeto (peso específico, ângulo de atrito interno e coesão).

2.2.2 – Geologia Local

As observações efetuadas em campo permitiram verificar que o segmento da ferrovia em questão intercepta basicamente solos silto-argilosos, provenientes da alteração de rochas sedimentares, que formam a base litológica local.

A região na qual está localizado o corte pertence à província geológica Bacia Sedimentar do Paraná, e, no trecho estudado, existem materiais da Formação Rio Bonito, Grupo Guatá, Supergrupo Tubarão. As rochas sedimentares da Formação Rio Bonito compõem-se de conglomerados, arenitos, siltitos e folhelhos carbonosos. Os conglomerados, siltitos e folhelhos ocorrem intercalados ao arenito na porção inferior (THEDY, NOSHANG, SILVA, 1984, p 105).

Os ortoconglomerados são de cor cinza e, menos freqüentemente, amarela. Apresentam-se na forma de lentes de espessura entre poucos centímetros até no máximo 40 cm. Possuem arcabouços de grânulos (entre 2mm e 4mm), sendo essencialmente quartzosos, com algum feldspato ou fragmento de rocha (THEDY, NOSHANG, SILVA, 1984, p 105). Neste trabalho

foi descrita uma camada tabular de 40 cm de espessura de um paraconglomerado maciço. Esse paraconglomerado apresenta cor cinza amarelado, com clastos de tamanhos variados, desde grânulos até blocos arredondados a subangulosos, com baixa esfericidade, compostos de fragmentos de siltito e granito e matriz argilo-siltico-arenosa, composta essencialmente por quartzo e feldspato (THEDY, NOSHANG, SILVA, 1984, p 106).

Nos siltitos, predomina a cor cinza, desde claro até escuro, em camadas tabulares de meio metro de espessura, podendo chegar a mais de um metro, ou mais comumente camadas lenticulares de , em média, 10cm a 50cm.

Na seqüência são encontrados níveis de folhelhos carbonosos com 25cm e 15cm de espessura, de cor cinza escuro e preto, com camadas de vitrênio brilhante muito finas, menores que 1cm (THEDY, NOSHANG, SILVA, 1984, p 108). As camadas apresentadas são sub-horizontais, com mergulhos próximos a 10°.

2.2.3 – Investigações Geotécnicas

As informações geotécnicas consistiram daquelas contidas no Projeto de Engenharia Final do trecho e as obtidas através de inspeções visuais ao longo do corte, de coleta de amostras para a realização de ensaios de caracterização, de pesquisas em trabalhos de mapeamento geológico da região e também através da execução de sondagens a percussão e rotativa para definição do perfil geológico do maciço. Verificou-se que os taludes existentes de ambos os lados do segmento são constituídos de materiais similares.

a) Sondagens e Coleta de Amostras

Para a elaboração do Projeto de Engenharia Final do trecho em questão, no início dos anos 70, os levantamentos de campo e as sondagens a percussão foram executados até encontrar uma camada resistente que era o siltito, tendo o limite da investigação ficado muito acima da cota de escavação do projeto. A Figura 2.1 mostra os perfis de solo encontrados nestes furos de sondagem, os quais tem profundidades de 4,0 a 5,0m abaixo do topo do corte.

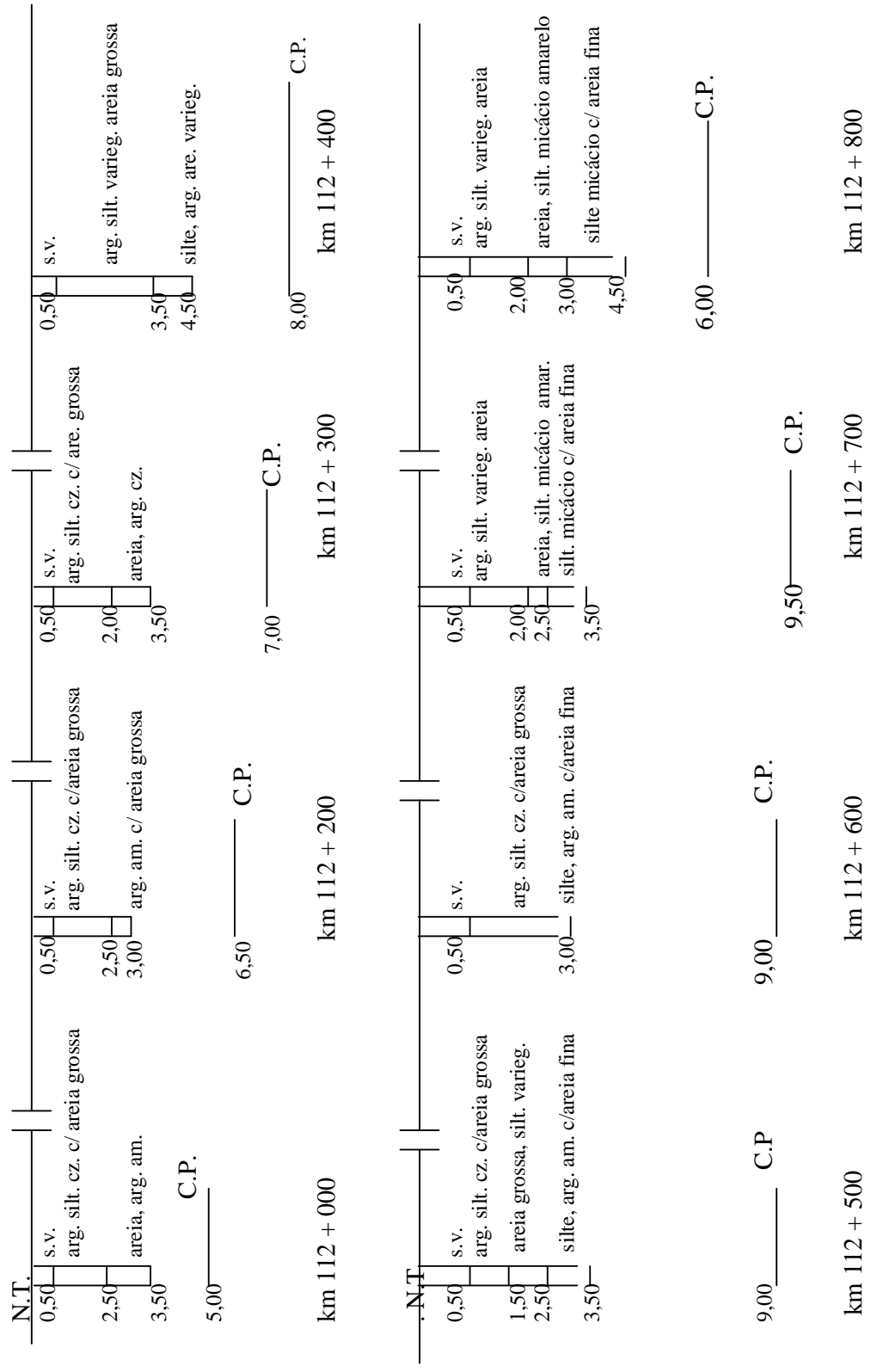


Figura 2.1: Perfis de sondagem para efeitos de execução do Projeto de Engenharia Final - ano 1972 (sem escala): CP = cota de projeto de escavação final; NT = nível do terreno

Para o análise em questão, sendo necessário a definição de um perfil geotécnico típico da região mais afetada do segmento, foram executados 4 furos de sondagem a percussão (2001), com trépano de lavagem e circulação d'água, com recuperação de amostras. Foram também coletadas duas amostras deformadas de solo (solo amarelo e solo cinza) junto a voçorocas existentes. Os furos foram posicionados na seguinte disposição:

1º furo: no km 112 + 400 no pé do corte junto ao valetão da plataforma

2º furo: no km 112 + 400 na banquetta do LE, a 7,50m do nível da plataforma

3º furo: no km 112 + 600 na banquetta do LE a 6,0m do nível da plataforma

4º furo: no km 112 + 600 na crista do corte junto à antiga linha férrea.

O furo nº 3 foi aprofundado utilizando sondagem rotativa com barrilete duplo móvel, a partir da cota 3,50m do topo do furo até a cota 7,50m, atingindo cerca de 2,0m abaixo do nível da plataforma.

Foram instalados medidores de nível d'água em todos os furos de sondagem, os quais acusaram que o nível d'água se mantém aproximadamente constante a 1,0m do topo dos tubos (níveis do terreno).

A Figura 2.2 apresenta a localização onde foram executados os novos furos de sondagem



Figura 2.2: Croqui de localização dos novos furos de sondagem

Nas Figuras 2.3 a 2.6 a seguir são apresentados os perfis das sondagens acima descritas.

No ANEXOS, as figuras A.3 a A.8 apresentam as fotos dos testemunhos da sondagem SM 03.

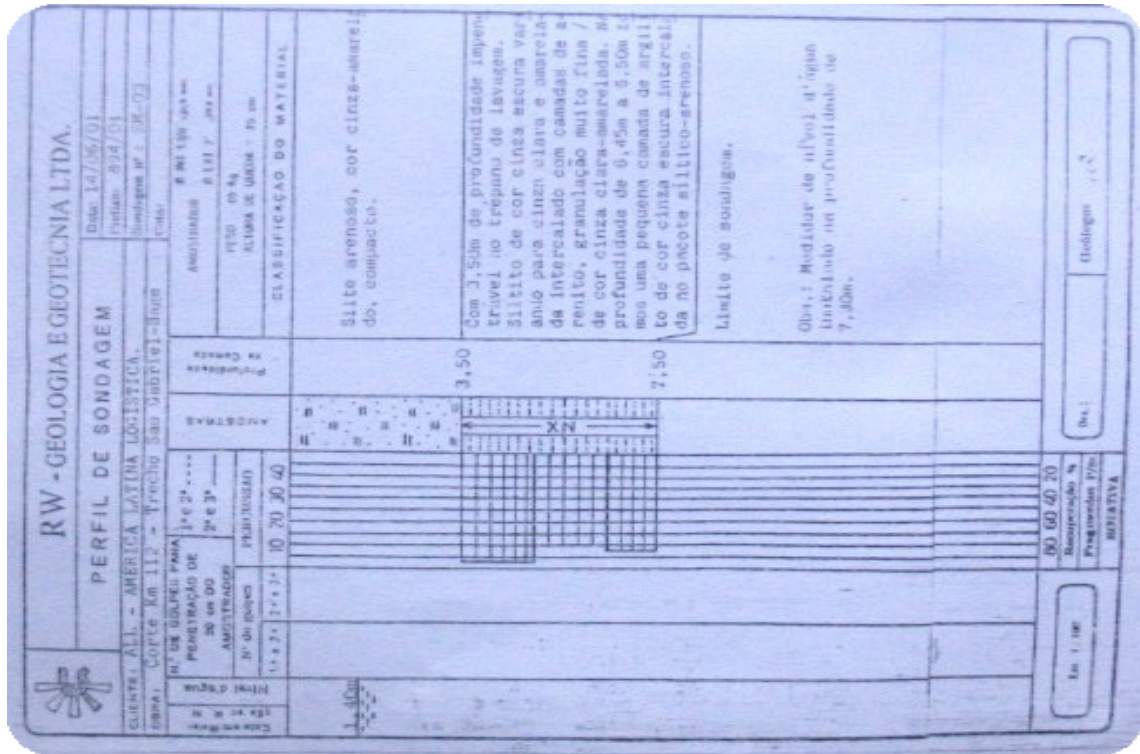


Figura 2.5: Perfis de sondagem do km 112 + 600 – SM 03

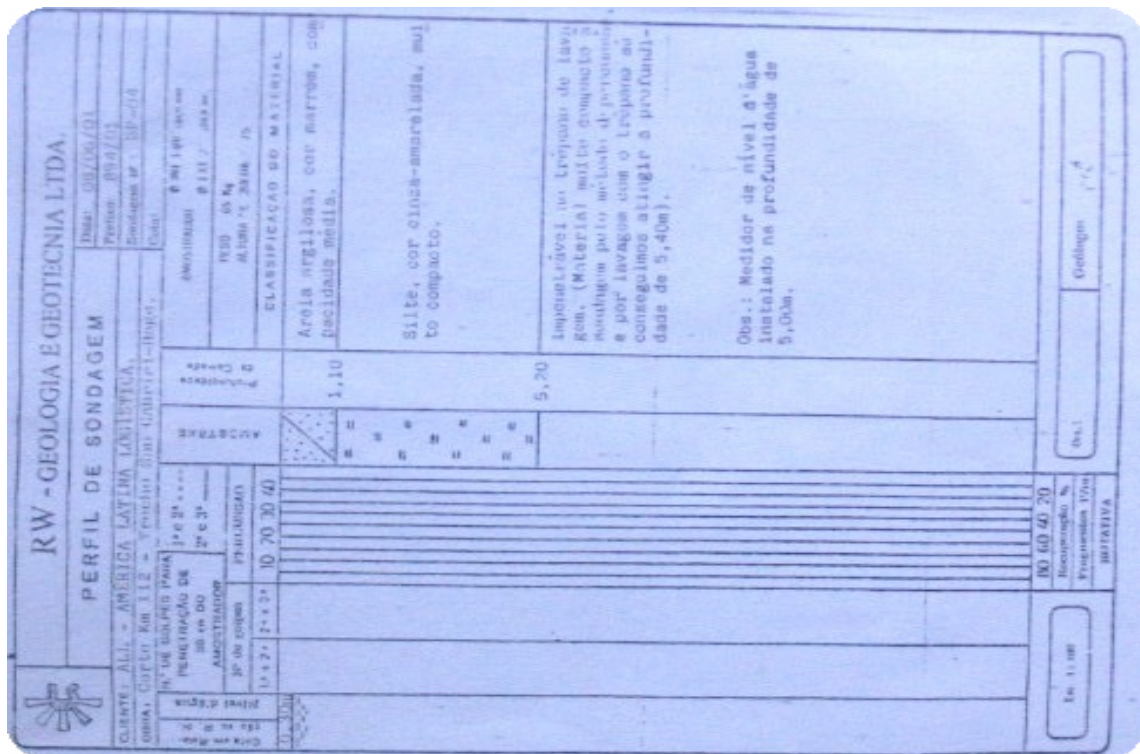


Figura 2.6: Perfis de sondagem do km 112 + 600 – SP 04

b) Ensaios Geotécnicos

Foram realizados ensaios geotécnicos no Laboratório de Mecânica de Solos da UFRGS para a caracterização dos materiais existentes. Os ensaios foram realizados a partir de amostras deformadas dos solos. Estas foram coletadas nos km 112 + 410 – 1 (solo amarelo) e km 112 + 490 – 2 (solo cinza), embaladas em sacos plásticos e transportadas para o laboratório, onde foram acondicionadas na câmara úmida.

Para os ensaios de caracterização, as amostras foram preparadas conforme recomenda a Norma Brasileira NBR 6457: Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.

As amostras deformadas dos solos estudados foram colocadas em bandejas para secagem ao ar até a umidade próxima da umidade higroscópica. Após isto, os solos foram destorroados com auxílio de almofariz e mão de gral e peneirados nas peneiras adequadas a cada tipo de ensaio de caracterização.

1. Índices Físicos e Limites de Atterberg

Pelo fato de não terem sido coletadas amostras indeformadas, os valores da densidade foram estimados e calculados os valores médios do peso específico aparente úmido (γ_t), o peso específico aparente seco (γ_d), o teor de umidade (ω), o grau de saturação (S) e o índice de vazios (e) obtidos, conforme procedimentos utilizados descritos na Norma Brasileira NBR 6508; Grãos de solo que passem na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica.

Os ensaios de Limites de Atterberg foram realizados a partir de material seco ao ar, destorroado e peneirado na peneira de 0,42mm, de maneira a obter a quantidade de material necessário ao ensaio. Após os materiais assim obtidos foram misturados com água destilada, formando uma pasta. Esta pasta foi colocada em saco plástico selado e levada à câmara úmida por 24 h para homogeneização. Os ensaios foram realizados segundo a norma NBR 6459 ; Solo – Determinação do limite de liquidez e a norma NBR 7180 ; Solo – Determinação do limite de plasticidade. Os resultados são apresentados na Tabela 2.1.

TABELA 2.1: Índices físicos dos solos ensaiados

Local	γ_s (kN/m ³)	γ_τ^* (kN/m ³)	γ_d^* (kN/m ³)	G	ω^* (%)	S [*] (%)	e [*]
km 112 +410 – 1 (solo amarelo)	26,8	18,10	13,9	2,68	30,50	86,90	0,92
km 112 + 490 – 2 (solo cinza)	26,8	17,08	12,38	2,68	38,55	87,32	1,16
km 112 + 600 (sondagem)	26,8	18,37	14,40	2,68	27,80	86,20	0,90

(*) Valores médios

2. Granulometria

Os ensaios de granulometria dos solos coletados junto às voçorocas do km 112 + 410 (solo amarelo) e km 112 + 490 (solo cinza) foram realizados de acordo com os procedimentos da Norma Brasileira NBR 7181 ; Solo – Análise granulométrica. Foram realizados ensaios sem o uso de defloculante e com o uso do defloculante hexametáfosfato de sódio. Nos ensaios, a lavagem do material proveniente do ensaio de sedimentação na peneira de 0,075mm (#200) foi realizada com água potável de baixa pressão com movimentos circulares de peneiramento sem auxílio da mão do operador para soltar partículas de silte e argila dos grãos maiores. Com este procedimento, a perda de solo é bem inferior em relação à perda de solo que ocorre quando o operador, durante a lavagem, esfrega as partículas retidas entre os dedos para soltar as partículas de silte e argila aderidas aos grãos maiores. Com o material recolhido junto a voçoroca longitudinal do km 112 + 050, só foi realizado ensaio de granulometria e com relação ao material proveniente da sondagem do km 112 + 600 (sondagem), não houve material suficiente para a execução do ensaio de Análise granulométrica, porque a camada atravessada pela sondagem era de apenas 10 cm.

A Tabela 2.2 apresenta os limites de consistência obtidos e o resultados dos ensaios de granulometria realizados, sendo os dados apresentados segundo as faixas granulométricas da Norma Brasileira NBR 6502. As Figuras 2.7 e 2.8 apresentam as curvas obtidas nas séries de ensaios com e sem defloculante nos solos ensaiados que foram colhidos junto às voçorocas.

ESTUDO DE CORTE FERROVIÁRIO		PLANILHA RESUMO DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO SEG. km 111 + 600 AO km 112 + 800 (Suspiro)										AMÉRICA LATINA LOGÍSTICA LINHA FÉRREA CACEQUI – RIO GRANDE							
Estaca	Local da Coleta	Furo	Profund.(m)	Análise Granulométrica (porcentagem que passa na peneira)								Ensaio Físicos				TIPO DE SOLO			
				3/4"	3/8"	Nº 4	Nº 10	Nº 20	Nº 40	Nº 60	Nº 200	LL (%)	IP (%)	Classificação SUCS	Classificação AASHTO	Classificação Tactil – Visual			
+410	LE	1,00 m da cota da banqueta			100	99,7	99,5	99,2	83,8	41	18	CL	A -7-6	Siltito alterado cinza amarelado					
+490	LE	1,50m da cota da banqueta			100	99,9	99,8	99,7	91,8	59	31	CH	A -7-6	Siltito alterado cinzento					
+050	LE	banqueta junto à voçoroca longitud.		100	99,2	84,9	60,8	42,6	34,6	8,6		SP	A -1-b	Areia Grossa amarela clara					

OBS.: Amostras coletadas no talude existente

Tabela 2.2: Faixas granulométricas, limites de consistência e classificação dos solos amostradas no talude.

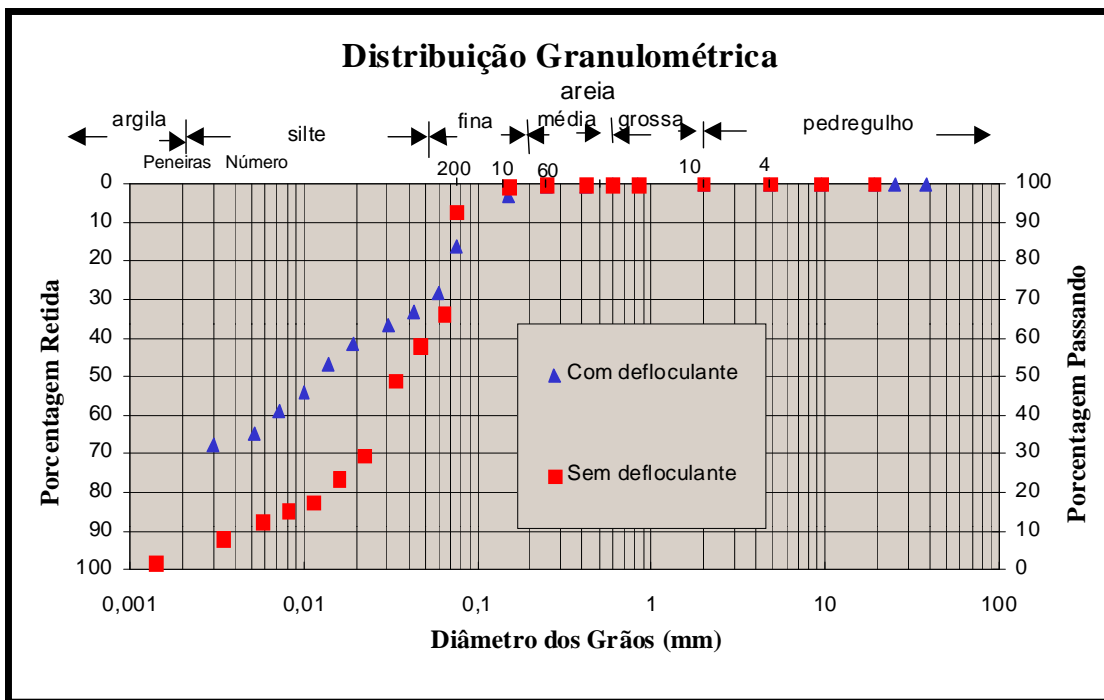


Figura 2.7: Curvas granulométricas do solo – km 112 + 410 – 1 (Solo Amarelo)

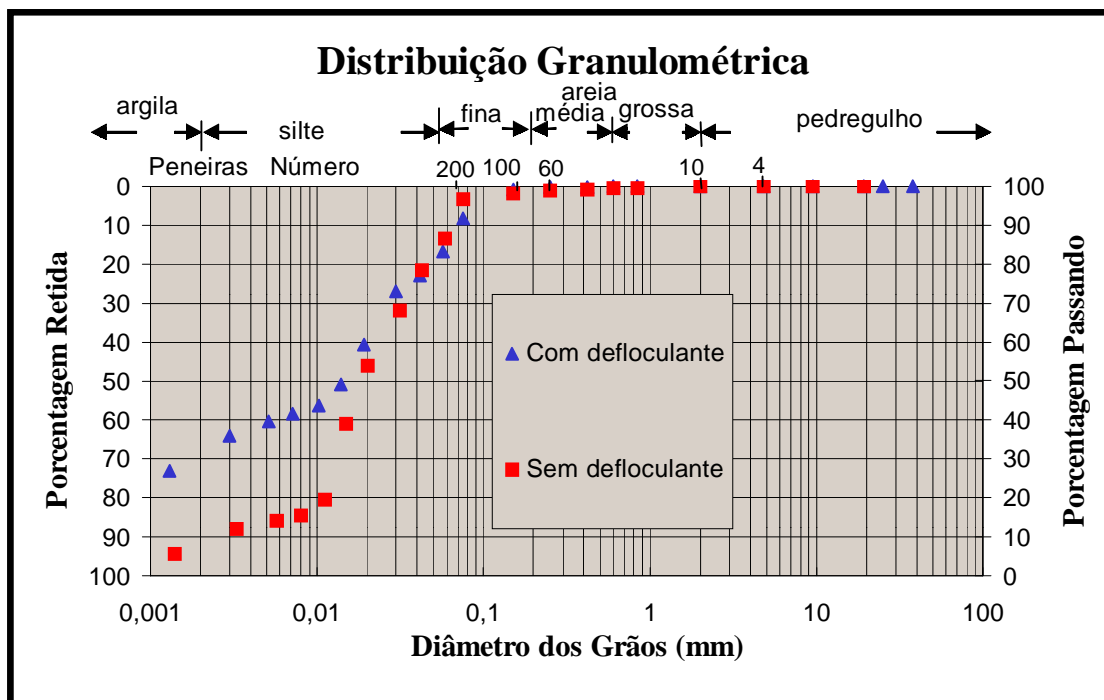


Figura 2.8: Curvas granulométricas km 112 + 490 – 2 (Solo Cinza)

3) Ensaio de cisalhamento direto

O equipamento utilizado nos ensaios de cisalhamento direto foi uma prensa de cisalhamento direto convencional do tipo deformação controlada, produzido pela empresa WYKEHAM FARRANCE INT. O equipamento ensaia corpos de prova com 60mm de diâmetro e 20mm de altura, sendo que a tensão normal é aplicada através de pesos colocados em um pendural simples ou com braços de alavanca.

Estes ensaios foram realizados a partir de corpos de prova remoldados com amostras deformadas. Os corpos de prova eram introduzidos na célula de cisalhamento, a qual era posteriormente colocada em posição no equipamento.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados seguindo-se as recomendações de Head (1982). Após a montagem dos corpos de prova, aplicava-se a tensão normal dos ensaios e inundava-se a caixa de cisalhamento. Iniciavam-se os ensaios de cisalhamento direto, após a estabilização das deformações verticais. Os corpos de prova foram ensaiados com a utilização da técnica de reversão múltipla (Hvorslev, 1960; Skempton, 1964 e 1965). Foram realizados dois estágios de cisalhamento para cada ensaio (uma reversão), totalizando um deslocamento acumulado de aproximadamente 14 mm. Conforme as recomendações de Skempton (1985), ao final de primeiro percurso da caixa de cisalhamento, a tensão normal dos ensaios foi removida antes de se fazer a reversão. Ao final dos ensaios, os corpos de prova foram retirados da célula de cisalhamento e a umidade final dos corpos de prova foi determinada. O objetivo do procedimento adotado foi a obtenção da envoltória de resistência ao cisalhamento de pico e a envoltória de resistência ao cisalhamento de grandes deformações dos solos estudados. Skempton (1964) também mostrou o significado prático da resistência ao cisalhamento residual nos fenômenos de ruptura progressiva e na estabilidade de taludes com deslizamentos reativados. Na análise da estabilidade de taludes com superfície de ruptura pré-existente, o fator que condiciona o projeto geotécnico é a envoltória de resistência ao cisalhamento de grandes deformações dos materiais envolvidos.

Para os solos do corte em questão, as envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual (após 1 reversão) foram determinados com 3 pontos, correspondentes às tensões normais efetivas de 50, 100 e 150 kPa. Foram ensaiados os solos dos km 112 + 410 (solo amarelo), do km 112 + 490 (solo cinza – material colhido junto às voçorocas) e do km 112 + 600 (sondagem). A velocidade de ensaio adotada nos dois estágios de cisalhamento foi de 0,0014 mm/min.

As curvas tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal e as curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto são apresentadas nas Figuras 2.9 a 2.11.

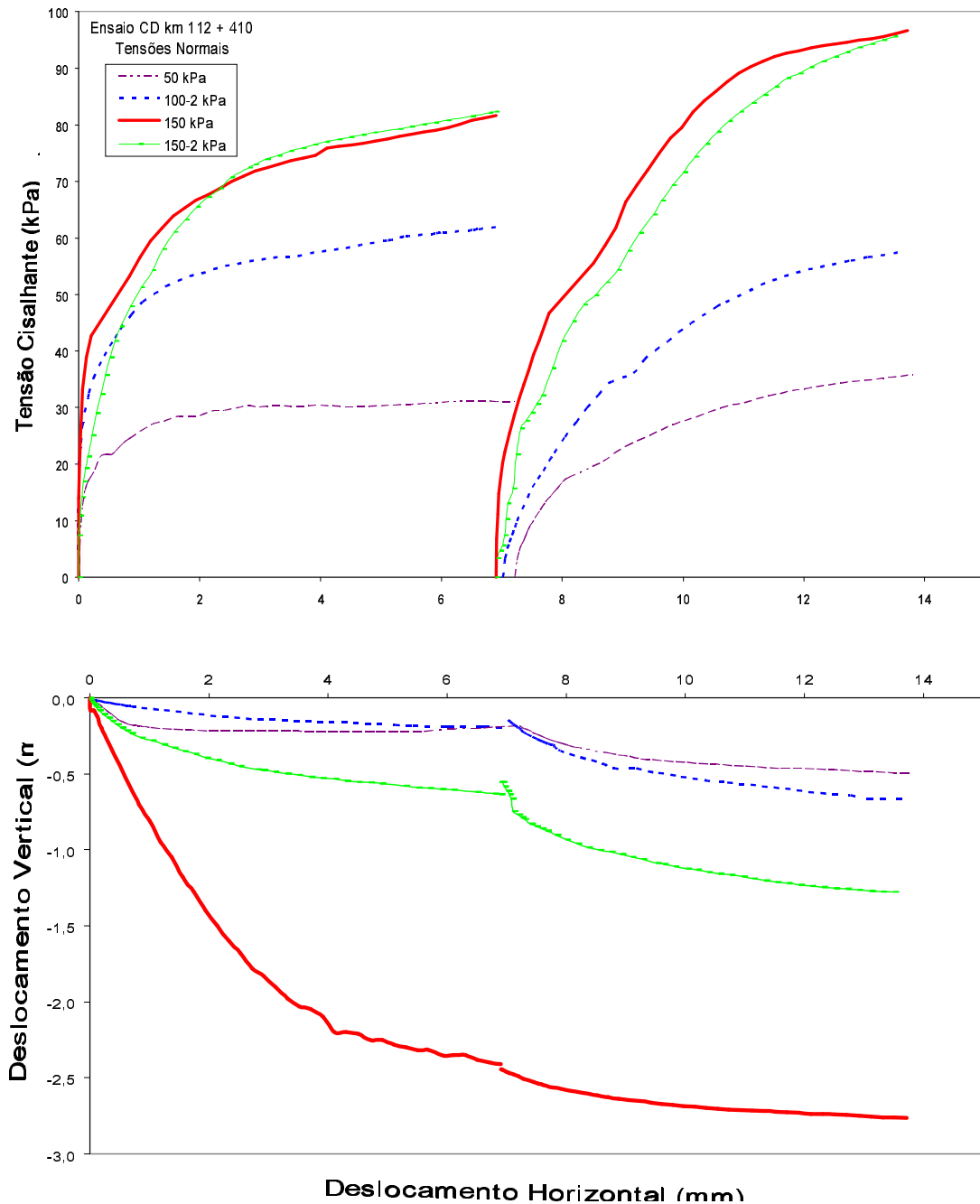


Figura 2.9: Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para o solo do km 112 + 410 (solo amarelo); (a) curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e (b) curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal

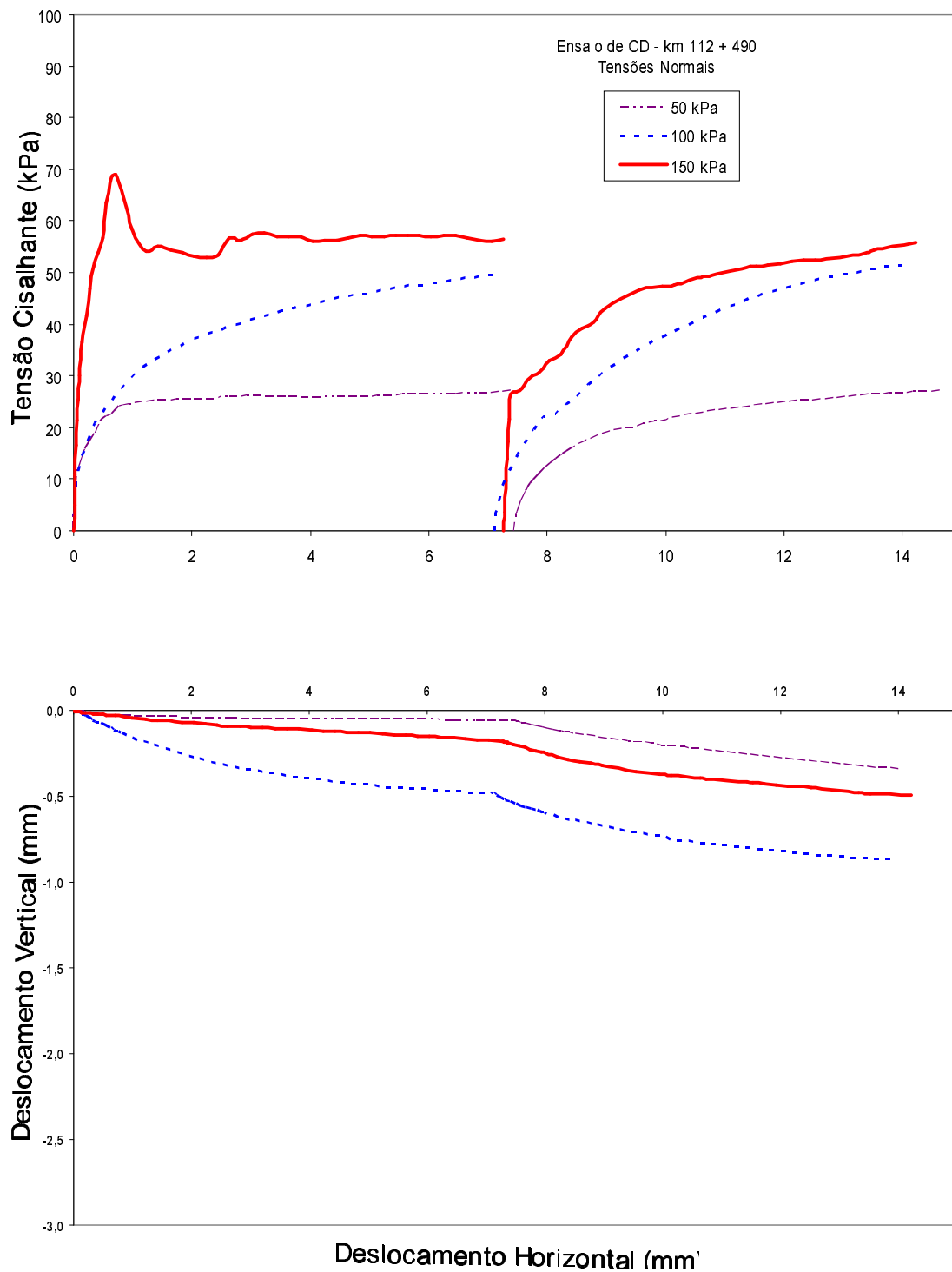


Figura 2.10: Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para o solo do km 112 + 490 (solo cinza); (a) curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e (b) curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.

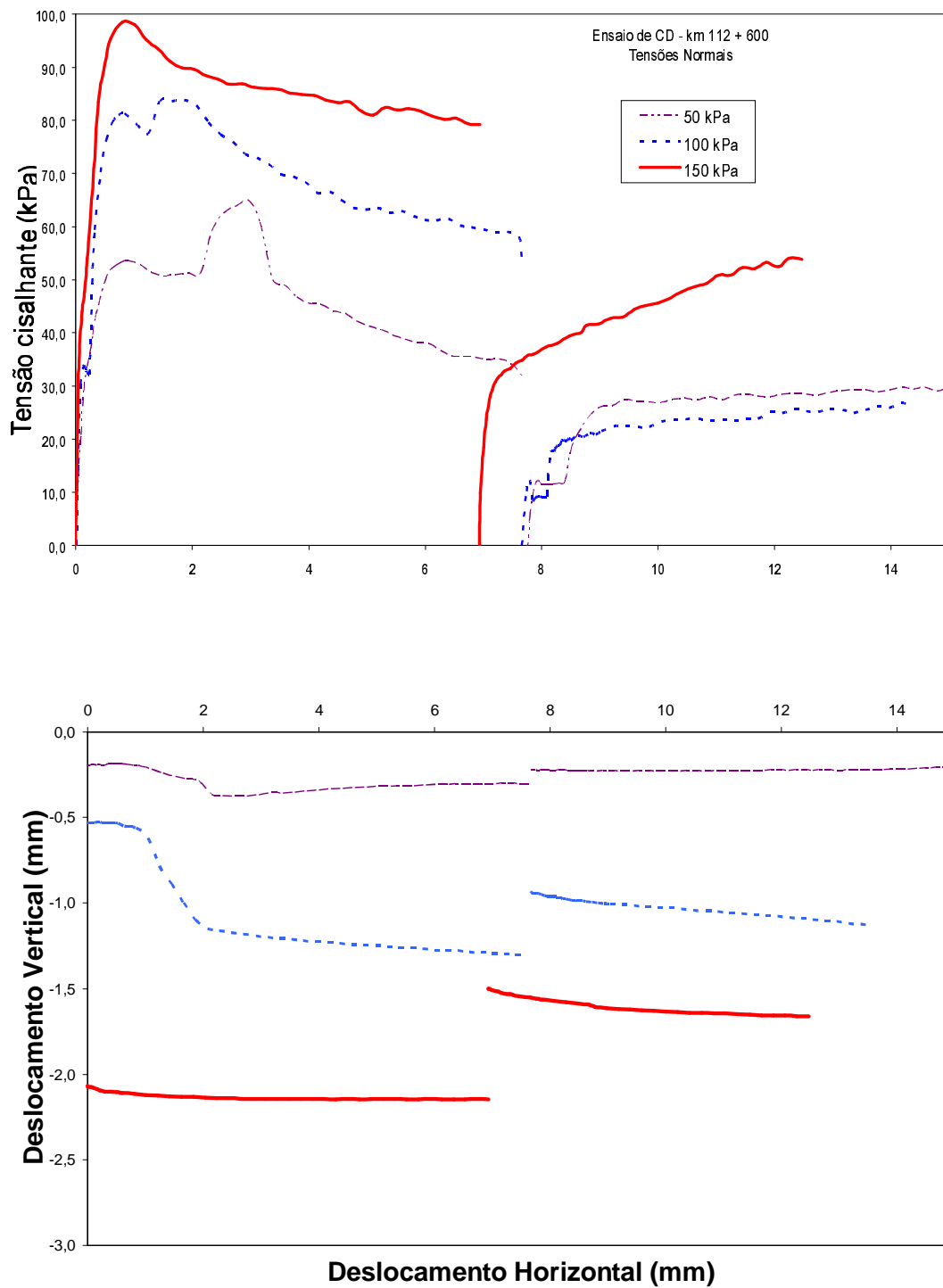


Figura 2.11: Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para o solo do km 112 + 600 (sondagem); (a) curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e (b) curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.)

As Figuras 2.12 a 2.14 apresentam as envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual (após 1 reversão) obtidas nos ensaios de cisalhamento direto realizados.

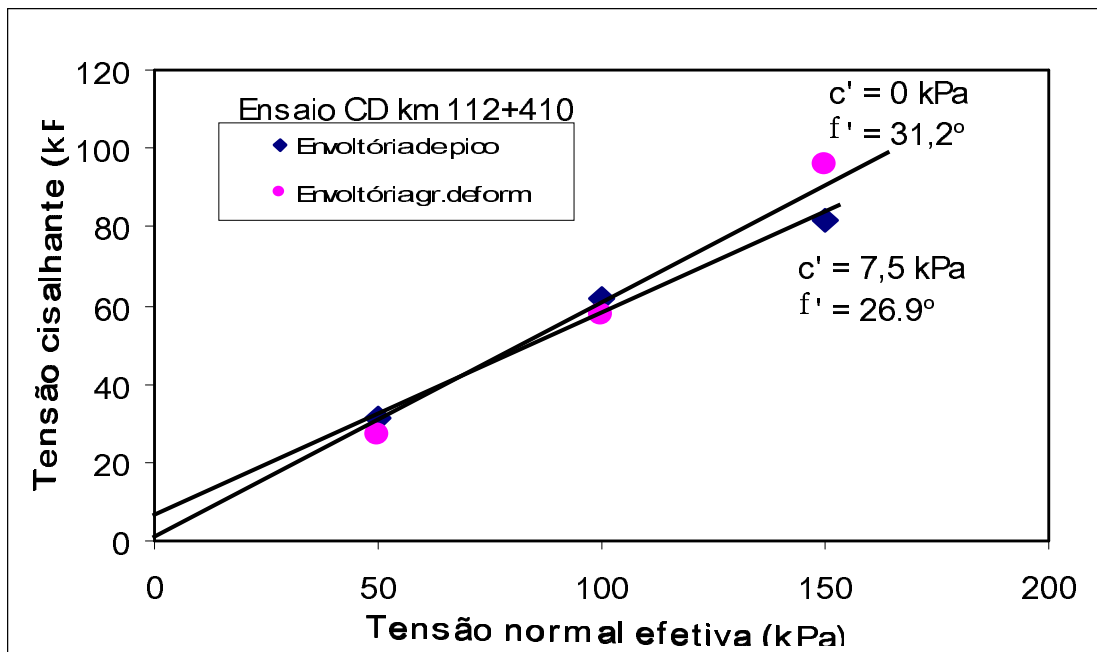


Figura 2.12: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto para o solo do km 112 + 410 (solo amarelo)

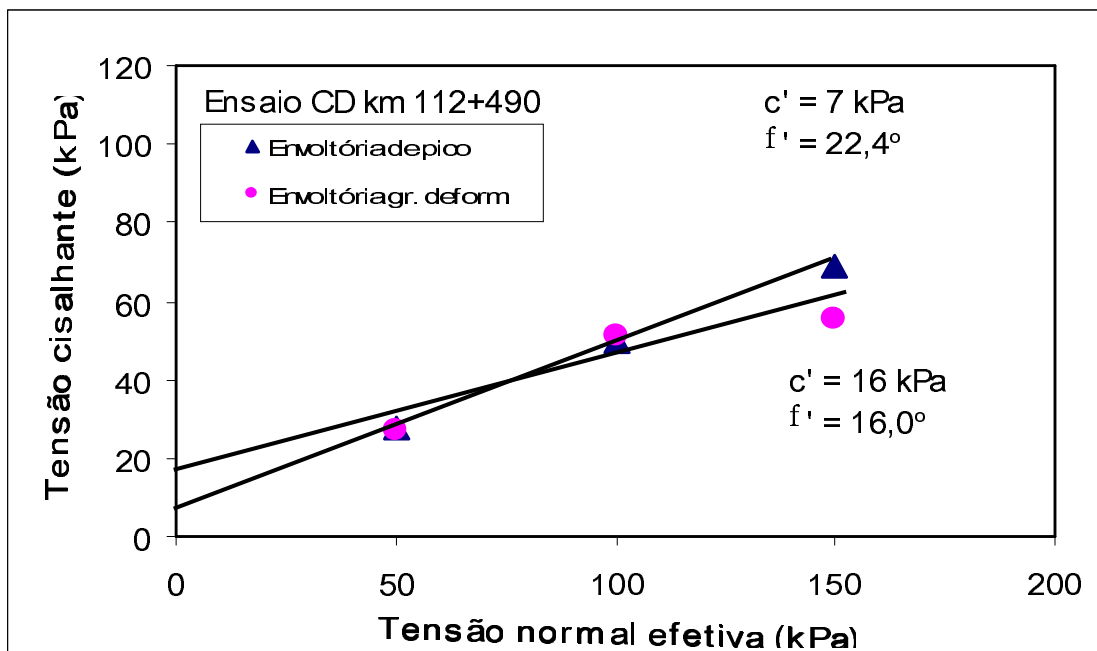


Figura 2.13: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto para o solo do km 112 + 490 (solo cinza)

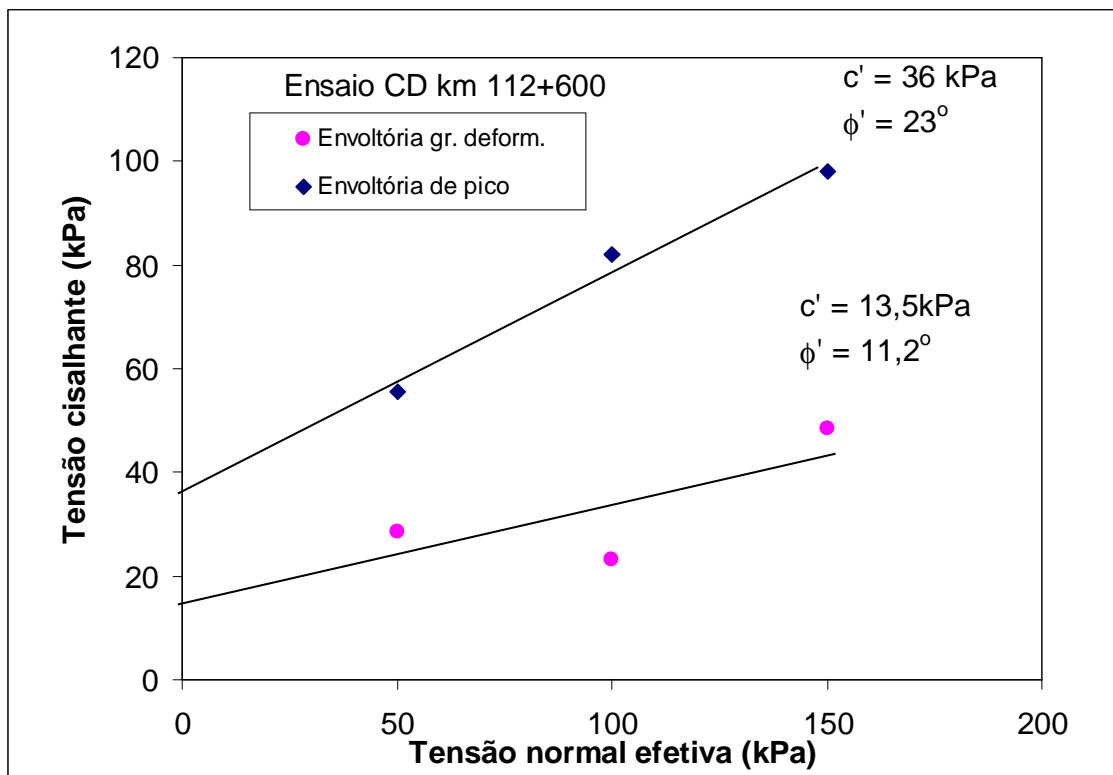


Figura 2.14: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto para o solo do km 112 + 600 (6,50m de profund.)

As envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual obtidas nos ensaios de cisalhamento direto foram aproximadas para a faixa de tensões utilizadas, por linhas retas. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual (após uma reversão) estão expressos junto às envoltórias e encontram-se resumidos na Tabela 2.3.

TABELA 2.3 – Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

LOCAL	Parâmetros de pico		Parâmetros residuais	
	c'_p (kPa)	ϕ'_p (°)	c'_r (kPa)	ϕ'_r (°)
km 112 + 410 (solo amarelo)	7,5	26,9	0	31,2
km 112 + 490 (solo cinza)	7,3	22,4	16	16,2
km 112 + 600 (sondagem)	36	23	13,5	11,2

c) Análise e Interpretação Geológica-Geotécnica

Do ponto de vista geológico-geotécnico, os taludes existentes em ambos os lados da ferrovia constituem-se de solos residuais de arenitos finos pertencentes à Formação Rio Bonito, conforme caracterização retiradas do boletim de sondagem o perfil de solo tem a seguinte descrição a partir da crista do talude:

- camada superior ou superficial, de 0,00 a 1,00m: o perfil de solo é formado por uma camada de solo classificado, segundo ABNT, como areia argilosa, cor marrom-amarelada de compactidade média;
- camada intermediária, de 1,00 a 7,50m aproximadamente: o perfil de solo é formado por uma camada de solo classificado, segundo ABNT, como silte, cor cinza-amarelada compacto;
- camada inferior, a partir de 7,50m em média: o perfil de solo é constituído por um solo muito compacto, classificado, segundo ABNT, como um siltito, cor cinza-escura, variando para cinza-claro, intercalado com camadas de arenito de granulação muito fina de cor cinza-amarelada.
- na profundidade de 10,50m temos uma pequena camada de 10cm de argilito de cor cinza escura, intercalada no pacote siltico-arenoso. Esta camada, encontrada na seção do km 112 + 600, corresponde ao nível em que foi escavado o corte, na época da construção.
- a partir da profundidade de 10,50 encontramos camadas de arenito de granulação muito fina da cor cinza-amarelado.

A seqüência apresenta características de deposição em ambiente fluvial, com depósitos intercalados, como mostram as fotos abaixo, identificando bem as diferentes camadas entre silte cor amarela e o siltito cor cinza.

Por ocasião da sondagem, verificou-se que a camada onde foi encontrado o siltito cor cinza-amarelada é muito compacta, só sendo possível perfurar parte da mesma com o trepano de lavagem ou sonda rotativa. Verificando a foto abaixo do lado esquerdo, junto à erosão (bem próxima ao furo de sondagem da seção km 112 + 400), o material é friável, desagregando-se em pequenos blocos pela exposição às intempéries.

No ANEXOS, as figuras A.9 e A.10 apresentam fotos do material junto à erosão longitudinal próxima ao km 112 + 050 (areião) e na face do talude próxima ao km 112 + 400, onde se verifica a desagregação do material que se encontra exposto às intempéries.



Figura 2.15: Foto LE em uma erosão provocada pela quebra do sistema de drenagem (canaleta em concreto) próximo ao furo SP-02 da sondagem (km 112 + 400)



Figura 2.16: Fotos LE no km 112 + 400 junto à erosão (ampliada)



Figura 2.17: Foto talude LD e ampliada, na face do talude (km 112 + 400)

A Figura 2.18 a seguir ilustra esquematicamente o perfil típico de solo observado ao longo dos taludes, bem como os parâmetros geotécnicos assumidos.

Nesse panorama geotécnico observam-se os seguintes fenômenos principais na instabilidade de taludes:

- presença constante de água no talude, muito próxima da superfície;
- erosão superficial nos taludes devida ao escoamento d'água superficial, fato este agravado pelo rompimento do sistema de drenagem da banquetta;
- os planos de ruptura estão controlados pelos níveis de folhelho em que se destaca acentuada fissilidade observada nesta rocha;
- assoreamento dos valetões no pé do corte, ocasionando obstruções no caminho das águas, com isto provocando a retenção d'água de escoamento superficial e o encharcamento do solo.

Desenho da Seção típica em CAD

2.3 – ESTUDOS HIDROLÓGICOS

2.3.1 - Introdução

Os estudos hidrológicos foram feitos visando a determinação das contribuições pluviais e escoamentos fluviais, associados à probabilidade de ocorrência dos eventos, tendo como finalidade fornecer os elementos necessários para o dimensionamento das obras de drenagem superficial da ferrovia.

A metodologia adotada segue as orientações básicas do “ Grupo de Hidrologia do DAER”, as “ Instruções de Serviço para Estudo Hidrológico” do DNER, “ Instruções de Serviço de Via Permanente” da RFFSA e as considerações comumente utilizadas em estudos desta natureza.

O trecho estudado atravessa relevo coxilhado, cortando bacias predominantemente pequenas, por se desenvolver a partir da antiga Estação de Suspiro, próximo a um divisor de águas. O relevo da área é ondulado e a cobertura vegetal é composta por gramíneas.

Do ponto de vista hidrogeológico, os arenitos da Formação Rosário do Sul, interceptados pela ferrovia no segmento, constituem excelente aquífero.

2.3.2 - Elementos Utilizados nos Estudos

2.3.2.1 – Elementos Fisiográficos

Para estudo do relevo da região foram utilizadas as informações cartográficas do Serviço Geográfico do Exército, Folha SH.21-Z-B-VI-1(Suspiro), em escala 1:50.000. e o Trabalho de Graduação em Geologia – Projeto Suspiro, Geologia da Faixa V. As informações foram complementadas com base em levantamentos locais, através de inspeção visual e levantamentos topográficos realizados.

2.3.2.2 – Dados Pluviométricos

No projeto optou-se pelo uso do trabalho “ Chuvas Intensas” (Beltrame, Lanna, e Louzada, 1991), de maneira a suprir a necessidade de dados pluviométricos. O referido trabalho representa um avanço na determinação de chuvas de projeto, por utilizar metodologias de regionalização de parâmetros estatísticos de variáveis hidrológicas, permitindo o melhor aproveitamento das informações espacialmente disseminadas.

2.3.3 - Critérios Gerais de Projeto

Devido ao número limitado de dados disponíveis, foram adotados os seguintes critérios para a verificação do projeto:

- aplicação de método racional ($Q = c.i.A$) para bacias com até 10 km^2 ; $A = 0,83 \text{ km}^2$
- coeficiente de escoamento superficial, $c = 0,4$ (zona rural);
- intensidade de chuva de projeto, $i = 139 \text{ mm/h}$
- tempo de retorno (TR) = 10 anos (bueiros com escoamento livre)

Os critérios foram aplicados para verificação e dimensionamento do sistema de coleta e esgotamento das águas pluviais, resultando em drenagem profunda, adoção de valas de drenagem superficial laterais à ferrovia, valas de drenagem de banquetas e proteção da crista do corte, com suas respectivas descidas d'água, detalhadas nas plantas que fazem parte do projeto final

3 - AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS TALUDES

3.1 PREMISSAS BÁSICAS

O Projeto de Estabilização de Taludes do segmento da ferrovia, compreendido entre os km 111 + 600 e km 112 + 800, foi elaborado a partir das condicionantes estabelecidas pelos Levantamentos Topográficos, Estudos Geotécnicos e Hidrológicos.

Observa-se que o trecho com maior instabilidade e/ou maior deficiência do sistema de drenagem encontra-se compreendido entre os km 112 + 400 e km 112 + 700, numa extensão aproximada de 300 m. Para este trecho, projetou-se uma solução técnica de estabilização diferenciada do resto do trecho. Esta solução deverá ser adotada só após o monitoramento das condições de estabilidade do corte, depois de construído o sistema de drenagem em toda extensão, corrigidas as voçorocas e a cobertura vegetal nos trechos mais necessários. O projeto de estabilização levou em conta as seguintes condições:

- a) impossibilidade de determinação da superfície de ruptura por instrumentação;
- b) dificuldade na definição do comportamento dos aquíferos, tendo em vista que ocorrem surgências de água também no talude do lado direito;
- c) a extensão elevada do corte para o desenvolvimento do projeto.

3.2 ESTUDO DA ESTABILIDADE DOS TALUDES

3.2.1 Introdução

Seguindo as indicações de projeto, o corte em questão foi aberto na forma de caixão com inclinação dos taludes de 1,75(H):1(V), sendo o mesmo de altura variável atingindo em torno de 10,00 m na sua parte mais alta. Na sua implantação foram executados valetões no pé de corte recobertos com leiva. Foi observado que, desde a sua construção, os taludes do corte apresentaram forte erosão superficial. No ano de 1982 ocorreu um grande movimento de massa entre os km 112 + 400 e 112 + 650, com uma ruptura circular no lado esquerdo, a qual provocou um deslocamento de cerca de 4,0m da linha férrea da sua posição original em direção ao talude do lado direito (sentido da quilometragem). Atualmente se observa que a massa de solo envolvida apresenta deslocamentos mais evidentes junto ao pé do talude, o que exige uma manutenção constante corretiva do nivelamento da via férrea. Também se observa que os valetões estão assoreados, o que ocasiona obstruções e provoca a retenção d'água superficial e o encharcamento do solo.

Além da instabilidade global, existem instabilidades localizadas (escorregamentos superficiais) provocadas pela erosão superficial dos taludes em razão do inadequado direcionamento das águas de escoamento superficial e de sua fraca proteção vegetal.

Utilizando as seções transversais levantadas em campo com teodolito (com uma precisão maior), ou seja as seções em frente aos marcos hectométricos, nos kms 112 + 300, +400, +500, +600 e +700, típicas na região do corte em questão, foram realizadas diversas análises de estabilidade do maciço terroso. Os taludes de corte do segmento foram analisados quanto à sua estabilidade global em sua situação original logo após abertura do corte, na sua situação atual e com a drenagem profunda projetada. Desta forma, as seções escolhidas representam os pontos onde a instabilidade do maciço se apresentava mais típica.

A ferramenta de cálculo utilizada foi o software SLOPE/W PARA ESTUDANTES, da empresa GEO-SLOPE, em ambiente Windows, especializado para análise de estabilidade de taludes. O programa consiste em determinar numericamente, para uma determinada geometria de talude e parâmetros geotécnicos, uma malha de fatores de segurança para várias situações de uma obra.

3.2.2 Situação Investigada e Seleção de Parâmetros Geotécnicos

Com base na análise das investigações geotécnicas realizadas em campo e nos resultados de ensaios de laboratório da UFRGS, foram adotados os parâmetros geotécnicos apresentados na Tabela 3. 1.

a) A situação que foi investigada no estudo de retro-análise para o corte, na sua situação original, considerou o nível d'água de 1,0 a 2,0 m abaixo da superfície do talude e utilizou os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico, com a geometria do corte original.

Tabela 3. 1: Resumo dos Parâmetros Geotécnicos Indeformados

ESTRATO	Prof. (m)	Material Saturado		
		ϕ (graus)	c (kPa)	γ (kN/m ³)
Superior	0,0–10,5	26,9	7,5	18, 1
Lente intermediária	10,5 – 11,0	23	36	18,4
Inferior	11,0 -	rocha	rocha	Rocha

b) Nos primeiros anos de abertura do corte houve uma série de rupturas levando ao deslocamento da via. Assume-se que isto alterou os parâmetros geotécnicos da lente intermediária, caindo os mesmos para parâmetros de resistência ao cisalhamento residual. Estes parâmetros também foram verificados no laboratório, assumindo os valores representados na Tabela 3. 2 abaixo.

Após esta ruptura, o corte sofreu um banquetamento como medida de estabilização, o qual não foi suficiente para atingir adequada estabilidade. As deformações continuaram, embora com menos frequência. A análise desta nova situação foi feita considerando os parâmetros geotécnicos da Tabela 3.2, considerando a nova geometria (sondagem SM-03).

Tabela 3. 2: Resumo dos parâmetros geotécnicos para resistência ao cisalhamento residual

ESTRATO	Prof. (m)	ϕ (graus)	c (kPa)	γ (kN/m ³)
Superior	0,00 - 6,00	26,9	7,5	18,1
Lente Intermediária	6,00 - 6,50	11,2	13,5	18,4
Inferior	6,50 -	rocha	rocha	Rocha

3.2.3 Análises de Estabilidade dos Taludes

As análises de estabilidade foram realizadas com o programa SLOPE/W. Este programa permite o cálculo e a estimativa de fatores de segurança através de vários métodos de análise consagrados na Mecânica dos Solos, utilizando superfícies de rupturas circulares e não circulares. Entre os métodos disponíveis para a análise citam-se: Bishop (com Ordinary e Janbu), Morgenstern-Price, Global Limit Equilibrium (GLE). No caso em questão, foram escolhidos para análise de estabilidade os métodos de Bishop e Spencer.

Foram analisadas 4 situações de obra: (a) do corte na situação original, (b) na situação atual, (c) com a construção de uma trincheira drenante no pé do talude, e (d) com a solução de utilização de uma trincheira drenante acrescida da instalação de drenos sub-horizontais, fazendo com que o nível do lençol freático seja rebaixado. Nestes dois últimos casos, deve-se assegurar a estabilidade a longo prazo, com segurança aceitável, sendo estabelecido como critério o fator de segurança mínimo superior a 1,40.

Observa-se que as rupturas hoje verificadas em campo são um movimento de massa de menor porte ou menor velocidade. Como relatado, aconteceram deslocamentos de massa de grande porte nos primeiros anos logo após a abertura do corte, o que foi reduzido com a execução de retaludamento com banquetas. As análises de estabilidade foram realizadas admitindo-se que as rupturas são controladas pela ocorrência da camada intermediária e sua lente de baixa resistência ao cisalhamento.

3.2.3.1 Análise do corte original

Como primeiro passo, foi analisada a estabilidade da situação original, representando o corte logo após a sua execução, com uma inclinação de 1,75(H):1(V). As Figuras 3.1 (km 112+400), 3.2 (km 112+600), e 3.3 (km 112+700), mostram as seções transversais estudadas, com os solos predominantes no talude, a lente intermediária e, abaixo desta, a presença de um material resistente. São apresentadas também as isocurvas de fatores de segurança obtidas em cada situação.

Como pode ser observado, os parâmetros de resistência ao cisalhamento utilizados ajustaram-se bem à situação de ruptura ($FS \approx 1,0$), o que mostra a coerência entre os dados de retro-análise e os ensaios de laboratório.

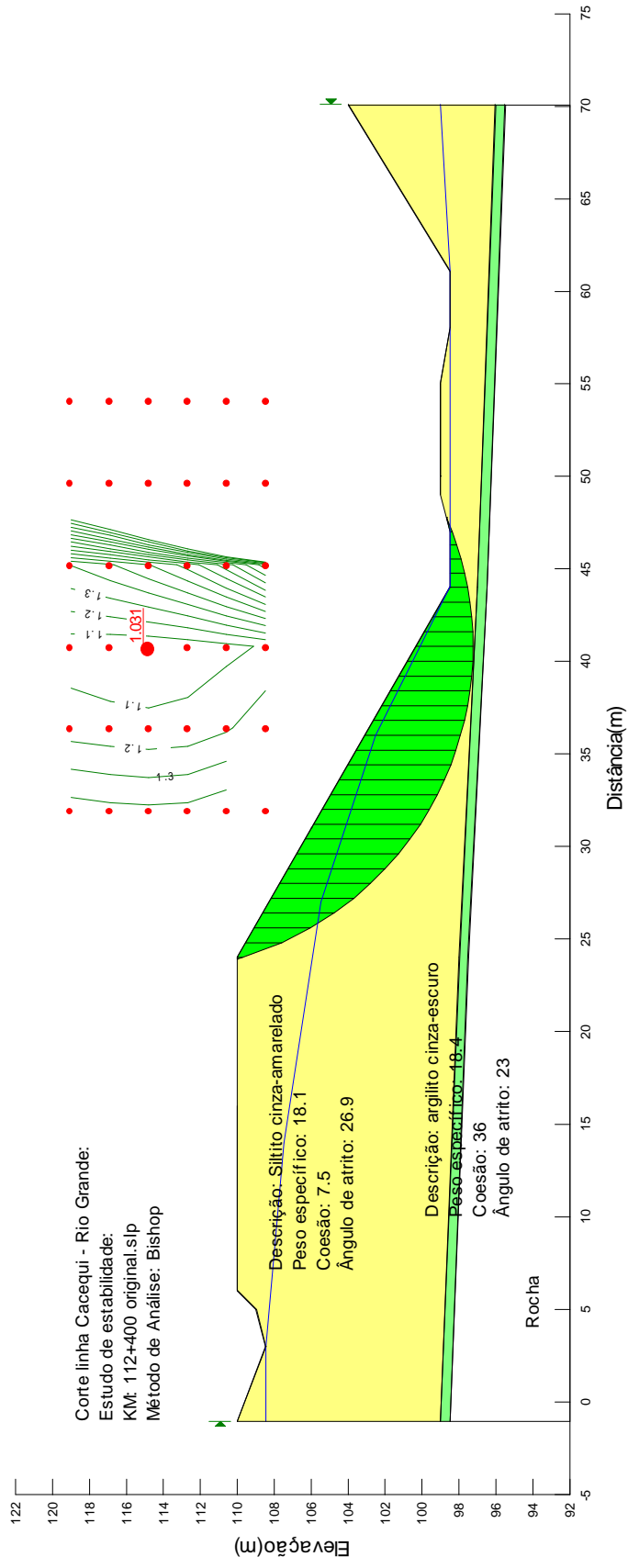


Figura 3.1: Análise de estabilidade da seção original do km 112 + 400 com as isocurvas de fatores de segurança.

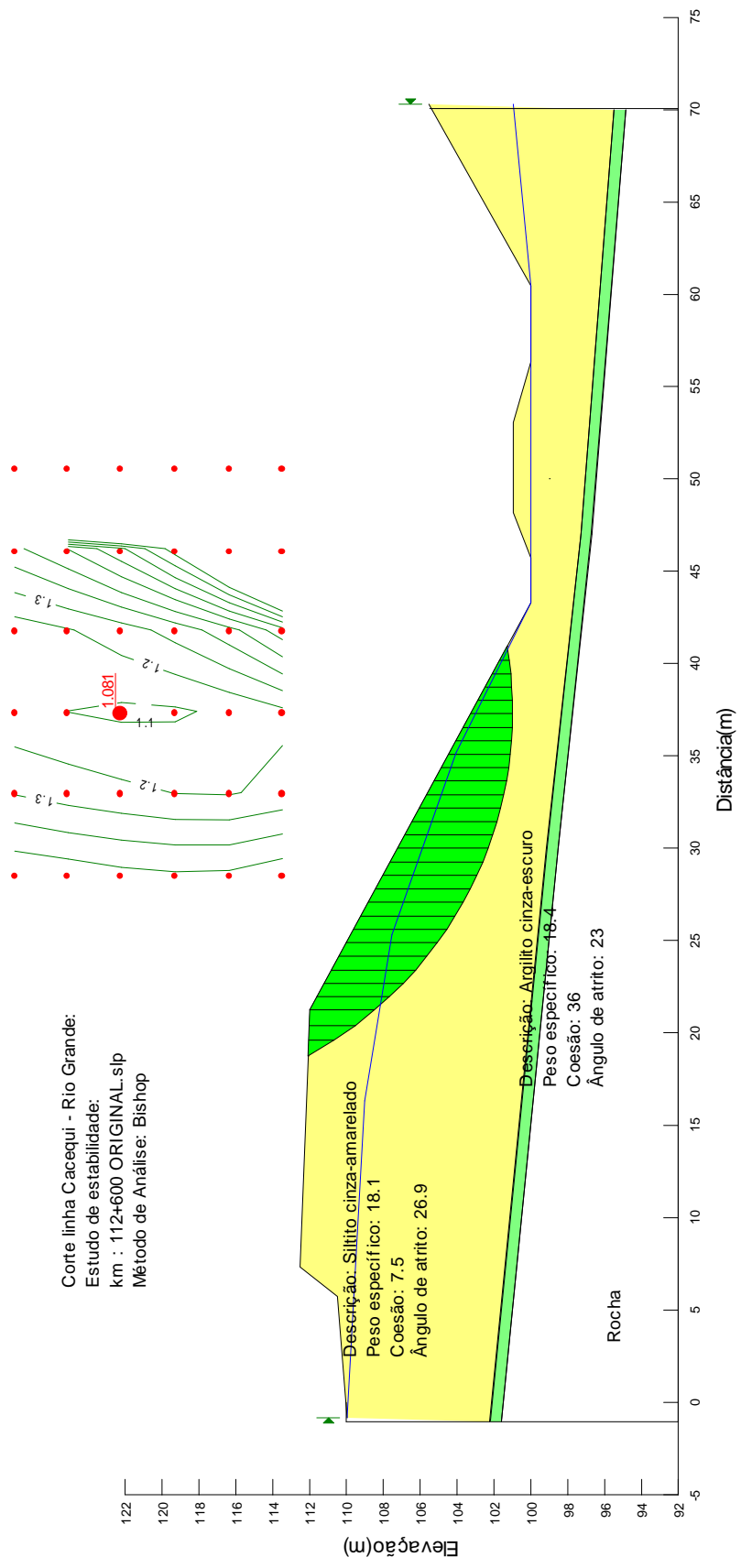


Figura 3.2: Análise de estabilidade da seção original do km 112 + 600 com as isocurvas de fatores de segurança.

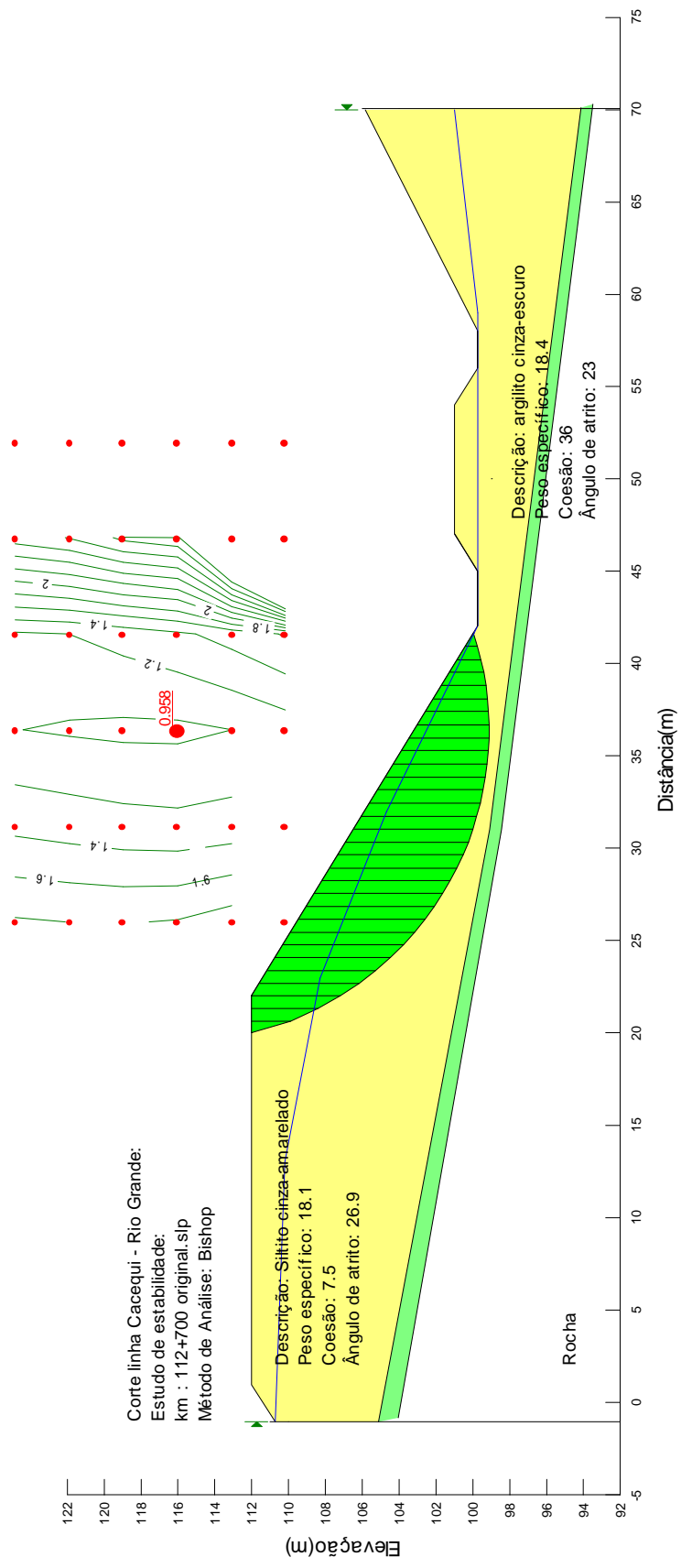


Figura 3.3: Análise de estabilidade da seção original do km 112 + 700 com as isocurvas de fatores de segurança.

3.2.3.2 Análise da situação atual

Após a ruptura ocorrida em 1982, a administração da ferrovia, além de remover parte do material, providenciou que fosse executado um banqueteamo em toda a extensão do corte em questão, com base nas sondagens que possuía da época do projeto. Entretanto este banqueteamo não foi suficiente para a estabilização do corte. A causa mais provável desta não estabilização pode estar relacionada à camada intermediária (argilito cor cinza-escuro) que foi encontrada durante as sondagens, no furo SM 03. Como houve a ruptura original, os parâmetros geotécnicos desta camada foram modificados para os correspondentes a grandes deformações. Foram analisadas as seções com a nova geometria, após o banqueteamo, utilizando-se nesta análise os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico para a camada de solo predominante no talude e parâmetros de resistência residual para a camada intermediária. As Figuras 3.4 (km 112+300), 3.5 (km 112+400), 3.6 (km 112+500), 3.7 (km 112+600) e 3.8 (km 112+700) apresentam as seções com o banqueteamo e com as isocurvas dos fatores de segurança obtidas.

Os valores baixos de fator de segurança em algumas seções atuais explicam a razão das ocorrências de movimentos de pequeno porte ainda hoje, fazendo com que haja a interrupção do sistema de drenagem (assoreamento dos valetões de pé do corte) e a permanente intervenção no nivelamento dos trilhos da via férrea.

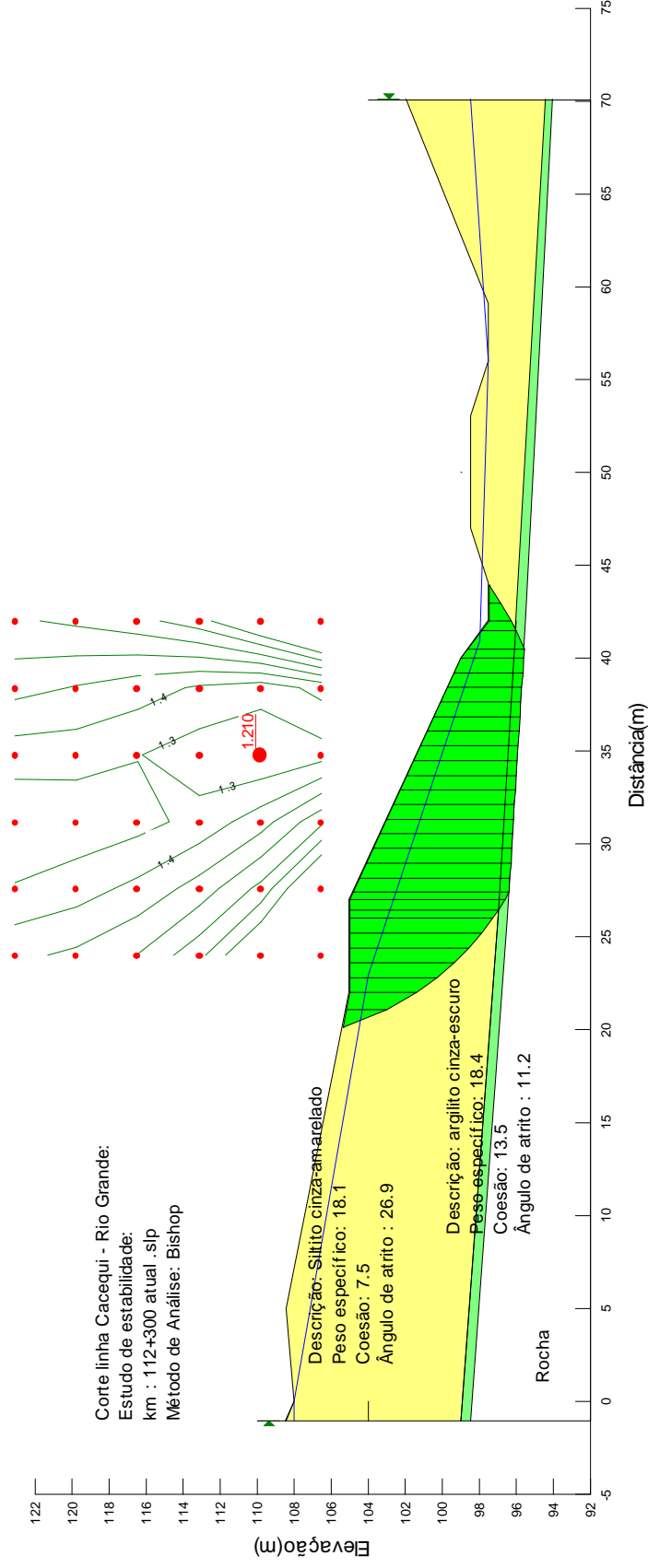


Figura 3.4: Análise de estabilidade da seção atual do km 112 + 300 com as isocurvas de Fatores de Segurança.

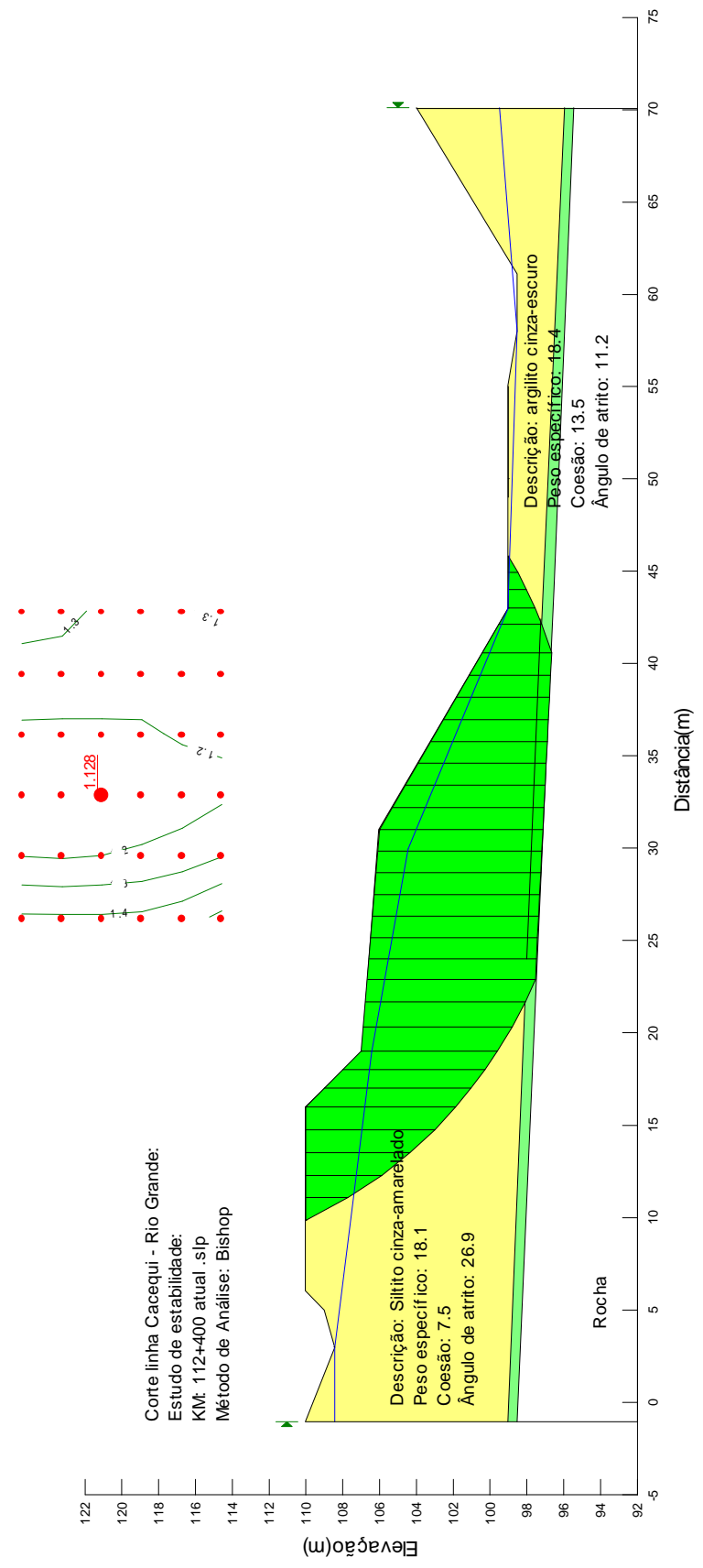


Figura 3.5: Análise de estabilidade da seção atual do km 112 + 400 com as isocurvas de fatores de segurança.

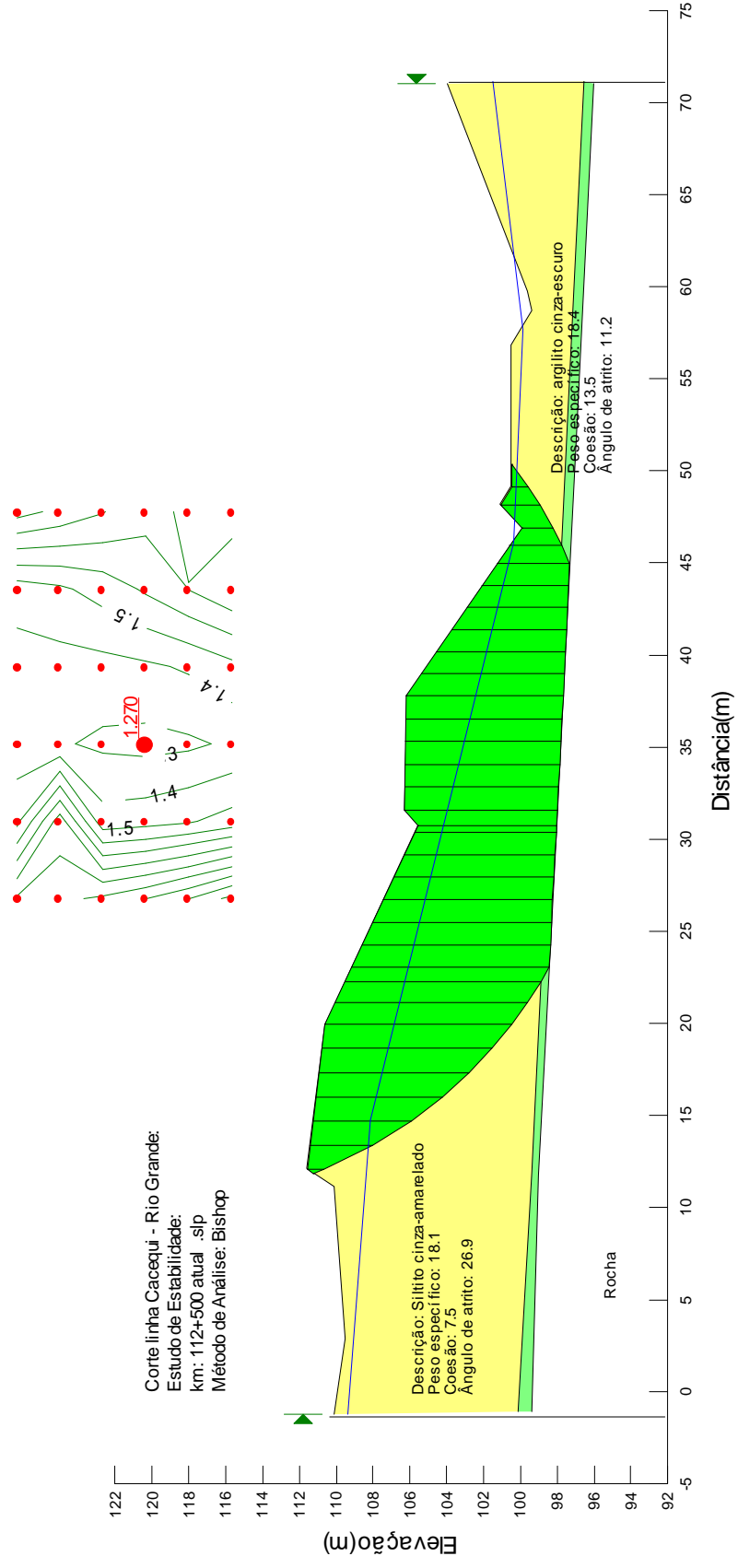


Figura 3.6: Análise de estabilidade da seção atual do km 112 + 500 com as isocurvas de fatores de segurança.

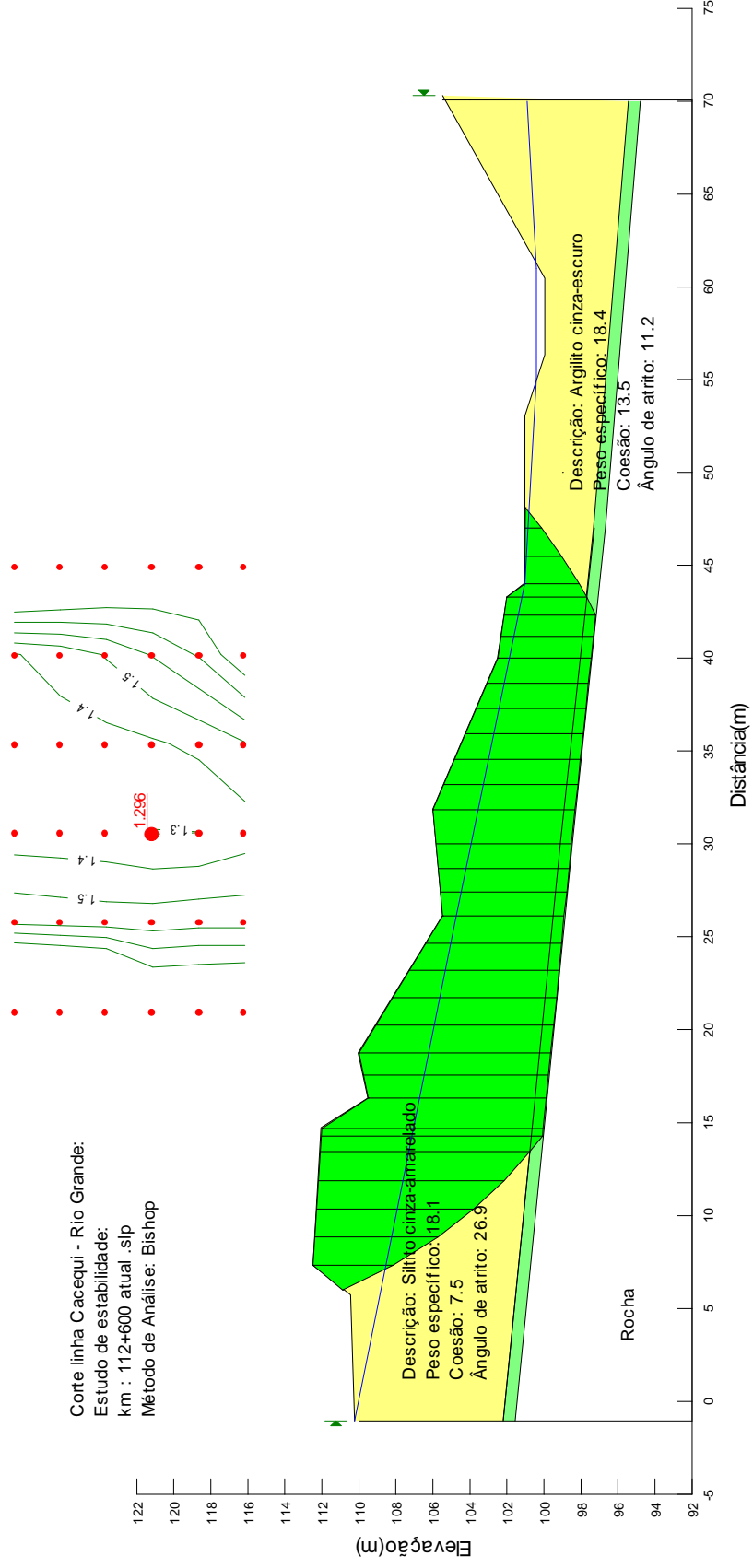


Figura 3.7: Análise de estabilidade da seção atual do km 112 + 600 com as isocurvas de fatores de segurança.

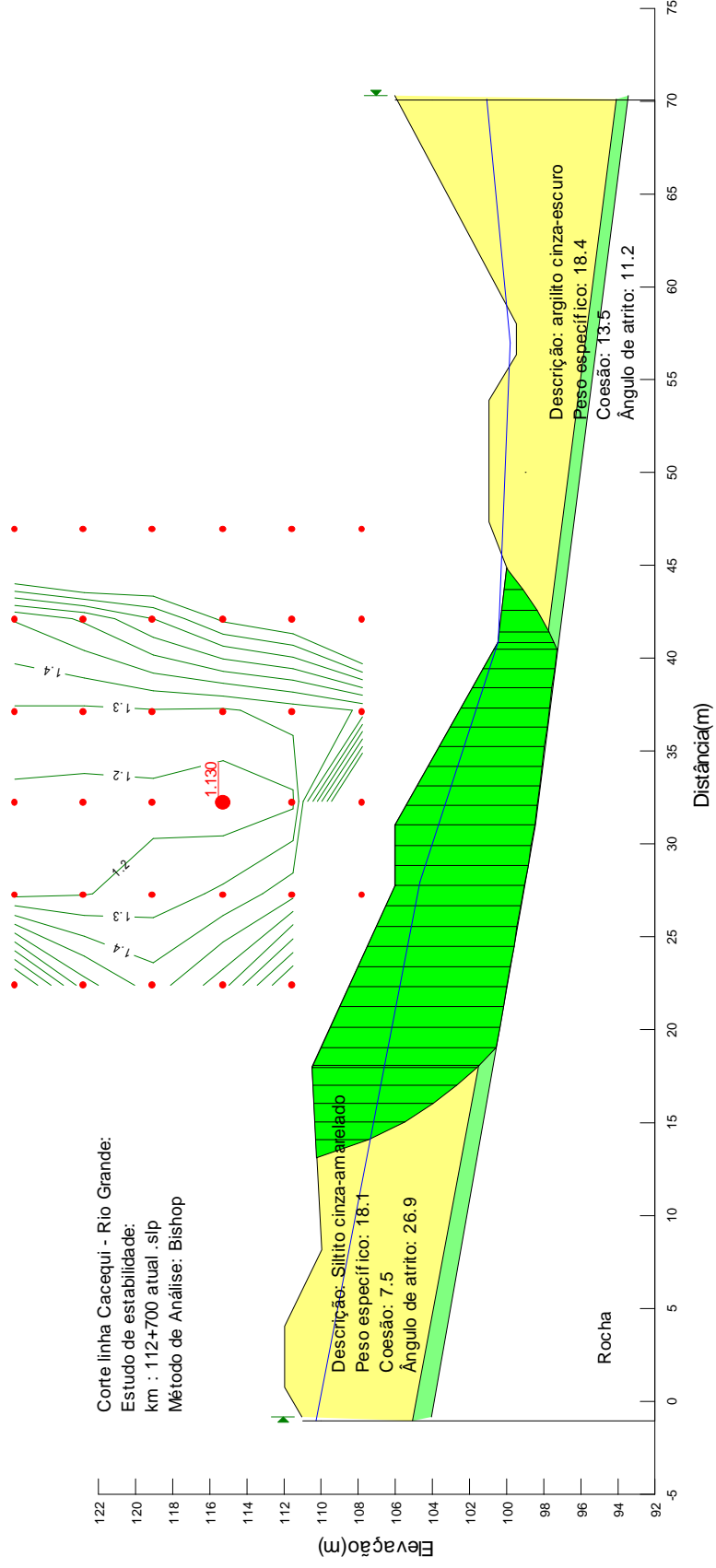


Figura 3.8: Análise de estabilidade da seção atual do km 112 + 700 com as isocurvas de fatores de segurança.

3.2.3.3 Análise das seções de projeto

Tendo em vista os resultados encontrados nas análises de estabilidade na situação atual, estudaram-se algumas alternativas de solução em função das condições do problema. Foi escolhida a solução de drenagem profunda no pé do corte, fazendo com que haja um rebaixamento do lençol freático no talude. Esta drenagem deve conduzir as águas que percolam no interior do maciço para fora do corte.

No trecho mais crítico, além da trincheira drenante no pé do corte, também foram analisadas seções com a instalação de drenos sub-horizontais, rebaixando ainda mais o lençol freático no maciço. As seções foram analisadas com a geometria atual, após o banquetamento, rebaixando o lençol freático com a trincheira drenante ou com a trincheira drenante acrescido dos drenos sub-horizontais. Foram utilizados os mesmos parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico para a camada de solo predominante no talude e os parâmetros de resistência residual para a camada intermediária.

As Figuras 3.9 (km 112+300), 3.10 (km 112+400), 3.11 (km 112+500), 3.12 (km 112+600) e 3.13 (km 112+700) mostram as seções com o projeto da trincheira drenante e as isocurvas dos fatores de segurança obtidas. Como pode-se verificar, os fatores de segurança aumentaram substancialmente com a drenagem, sendo que a seção mais crítica seria a do km 112+700 com fator de segurança 1,255.

As Figuras 3.14 (km 112+300), 3.15 (km 112+400), 3.16 (km 112+500), 3.17 (km 112+600) e 3.18 (km 112+700) mostram as seções com o projeto da trincheira drenante acrescido dos drenos sub-horizontais e as isocurvas dos fatores de segurança obtidas. A utilização dos drenos sub-horizontais aumenta o fator de segurança de todas as seções investigadas, sendo o aumento de cerca de 15% na seção 112+700 em relação à solução utilizando só a trincheira drenante.

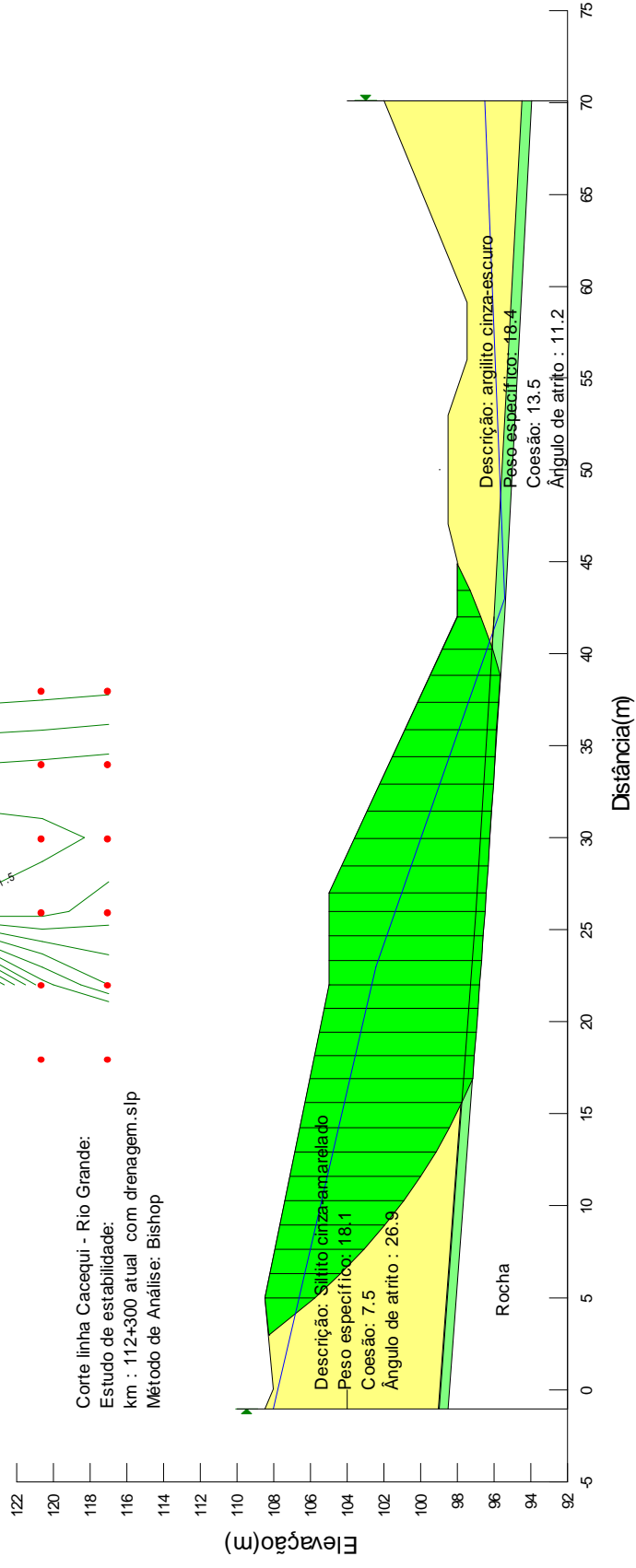


Figura 3.9: Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante do km 112 + 300 com as isocurvas de fatores de segurança.

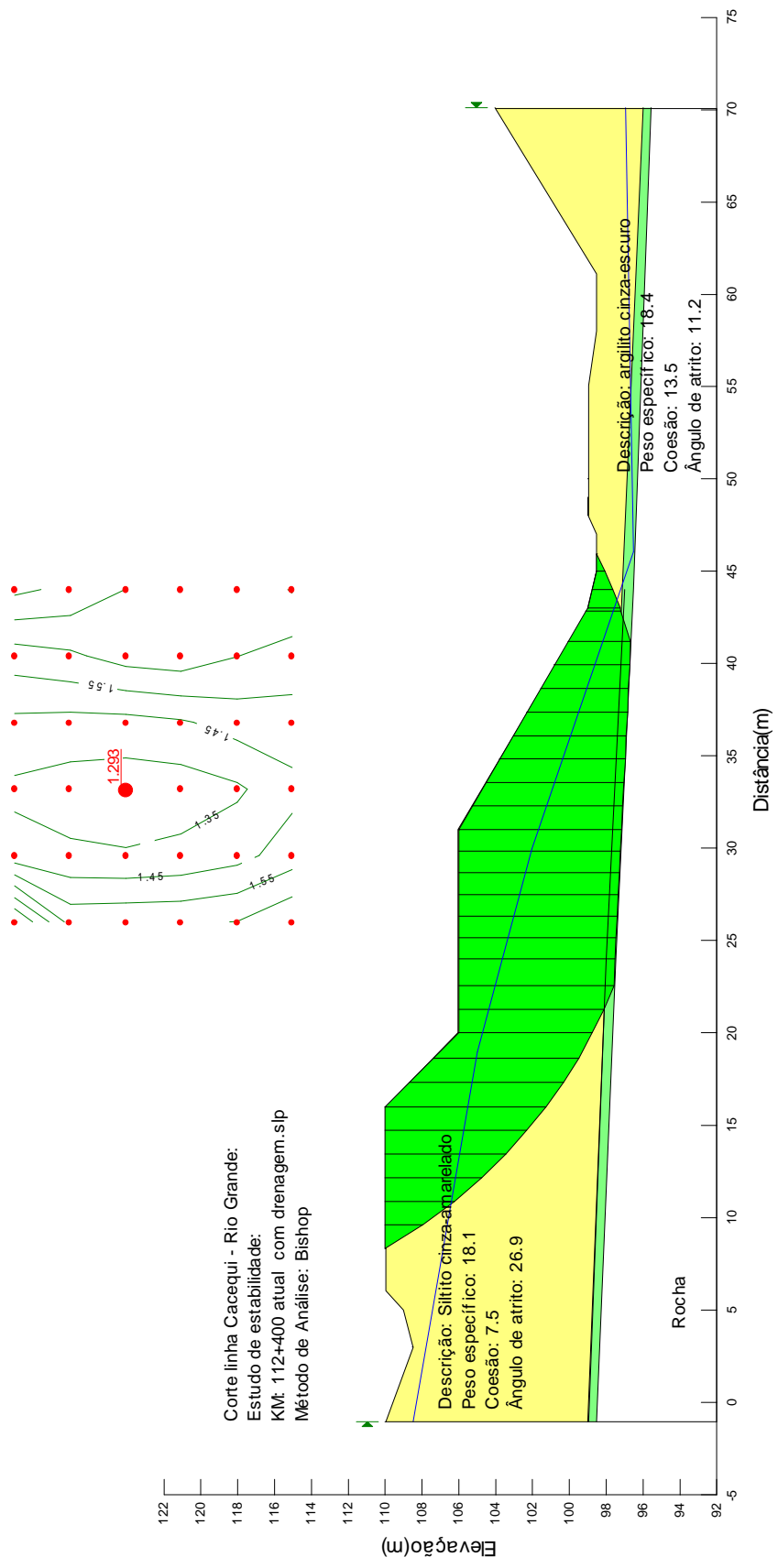


Figura 3.10: Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante do km 112 + 400 com as isocurvas de fatores de segurança.

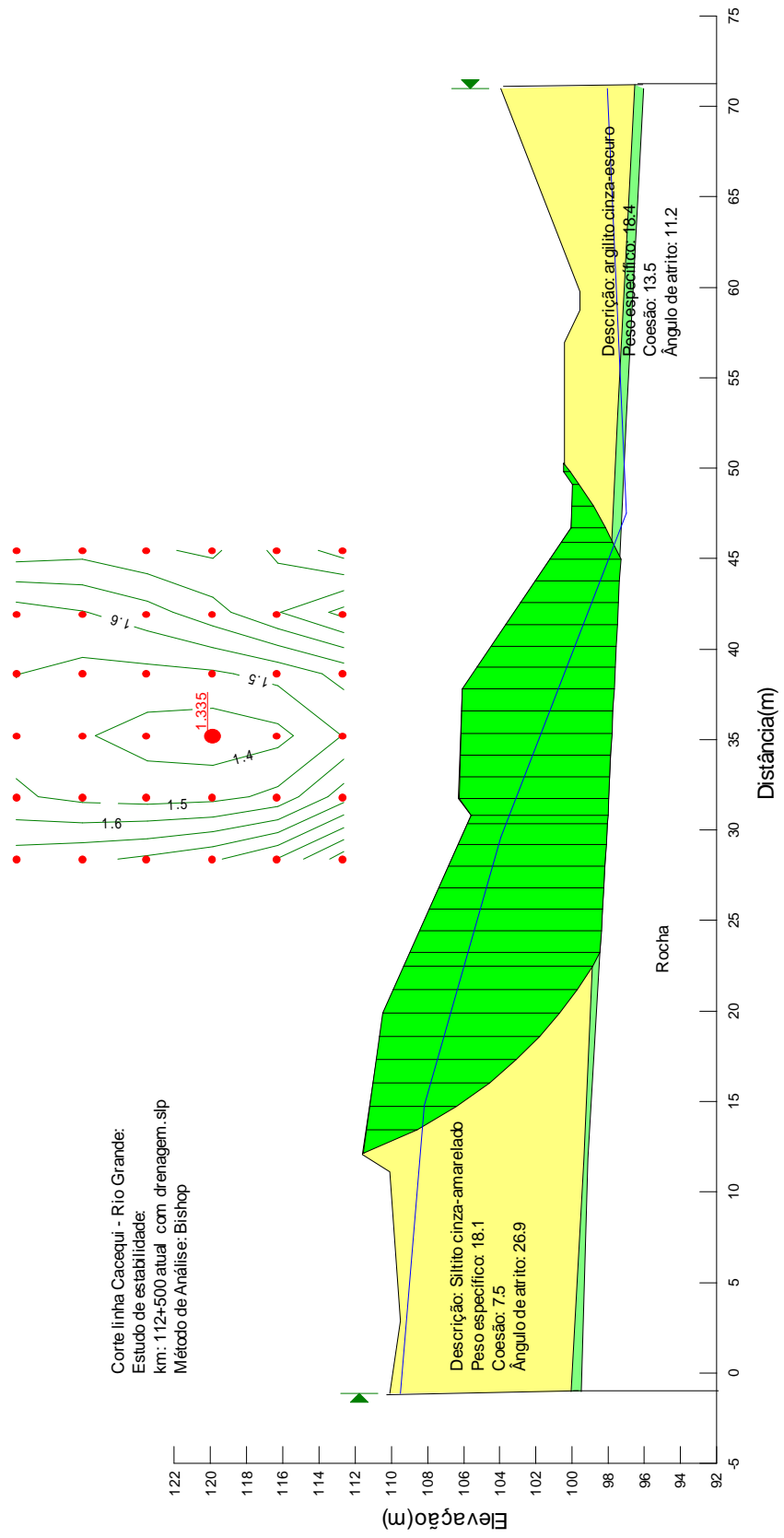


Figura 3.11: Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante do km 112 + 500 com as isocurvas de fatores de segurança.

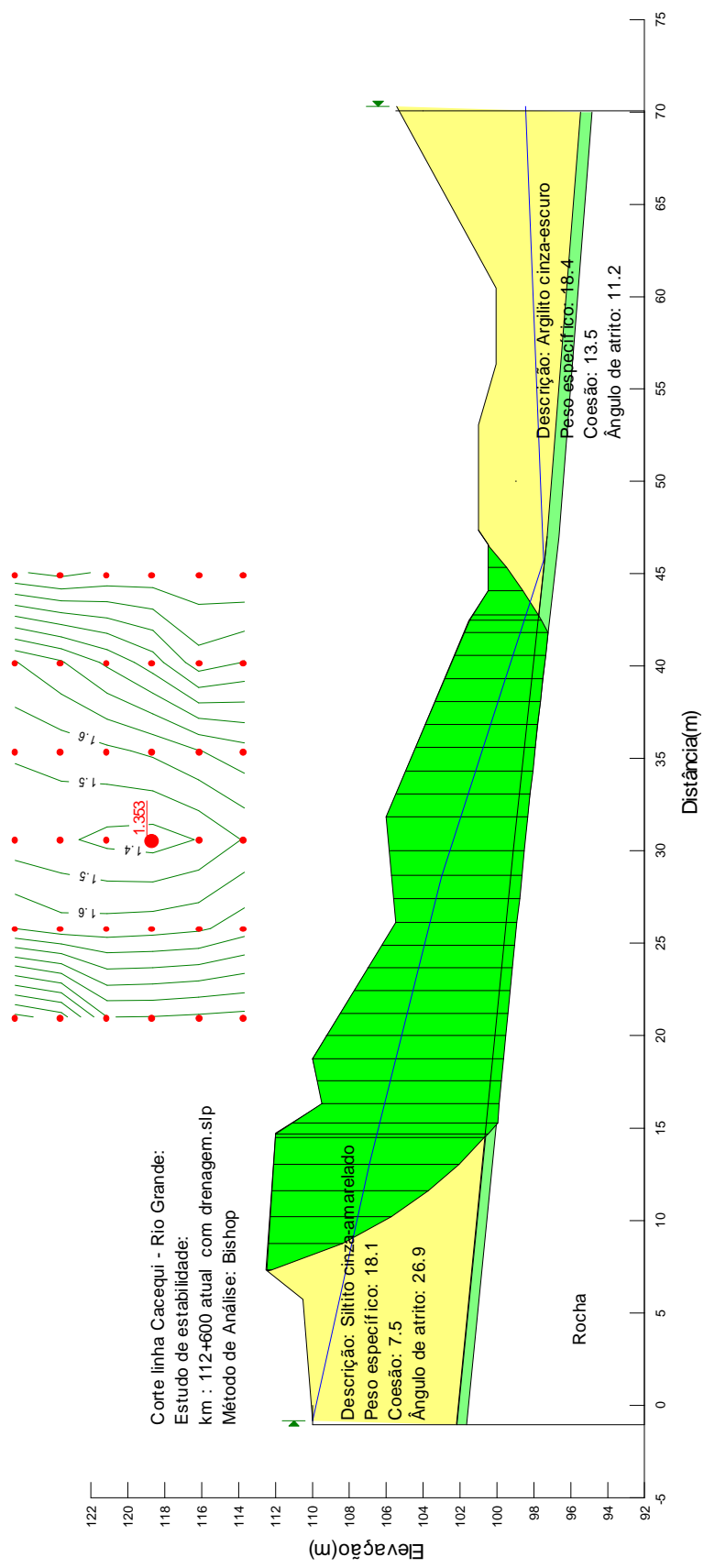


Figura 3.12: Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante do km 112 + 600 com as isocurvas de fatores de segurança.

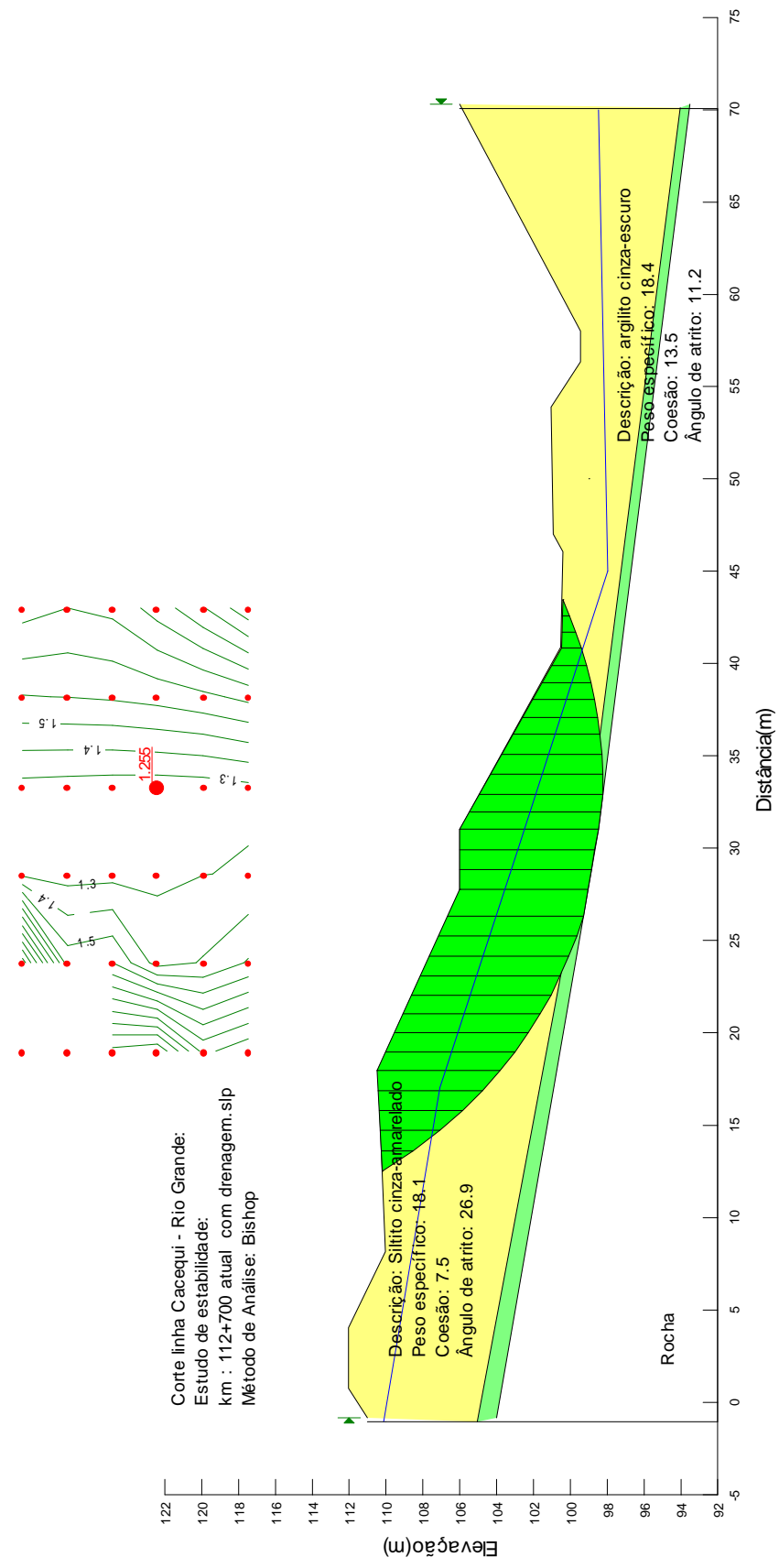


Figura 3.13: Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante do km 112 + 700 com as isocurvas de fatores de segurança.

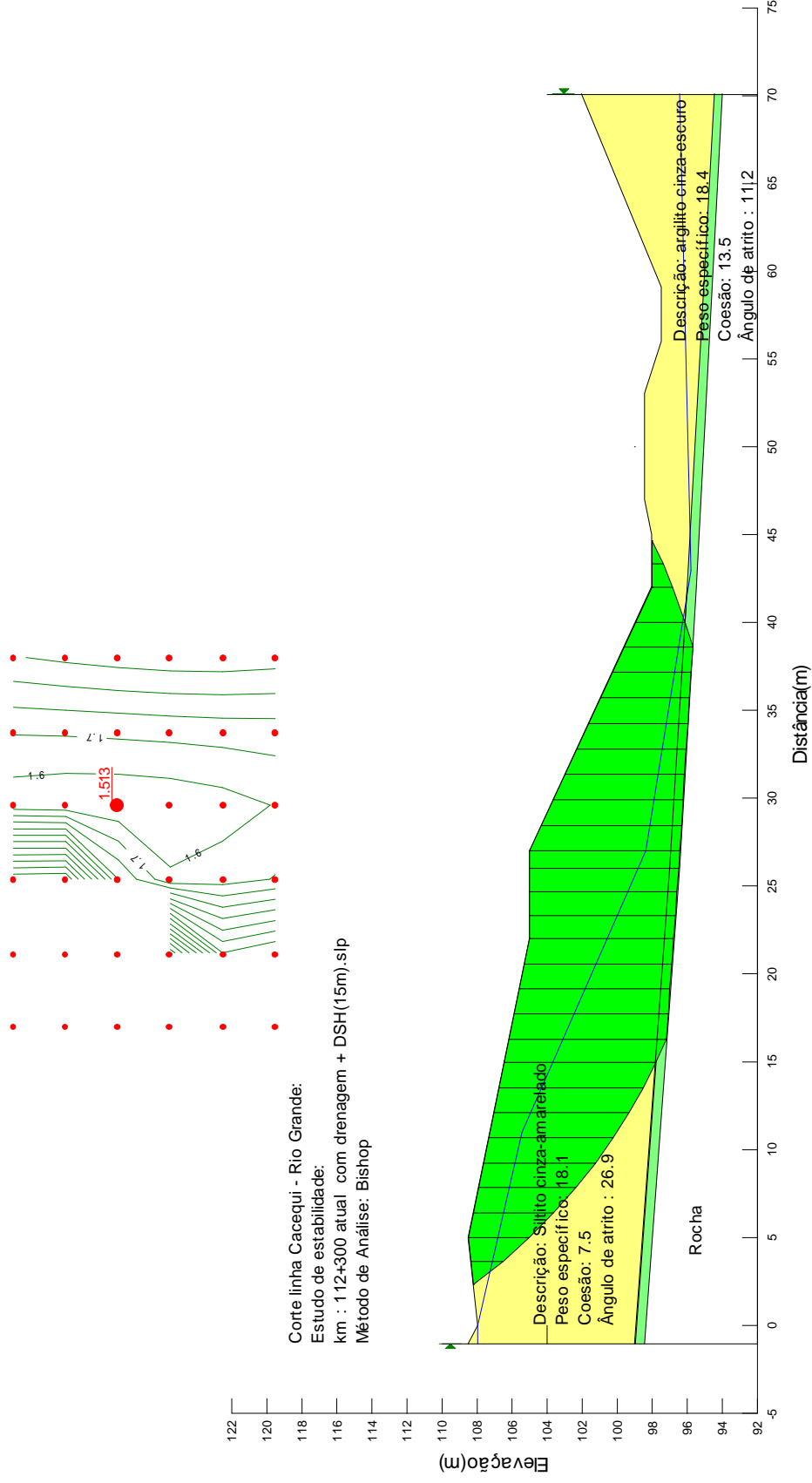


Figura 3.14: Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante e DST do km 112 + 300 com as isocurvas de fatores de segurança.

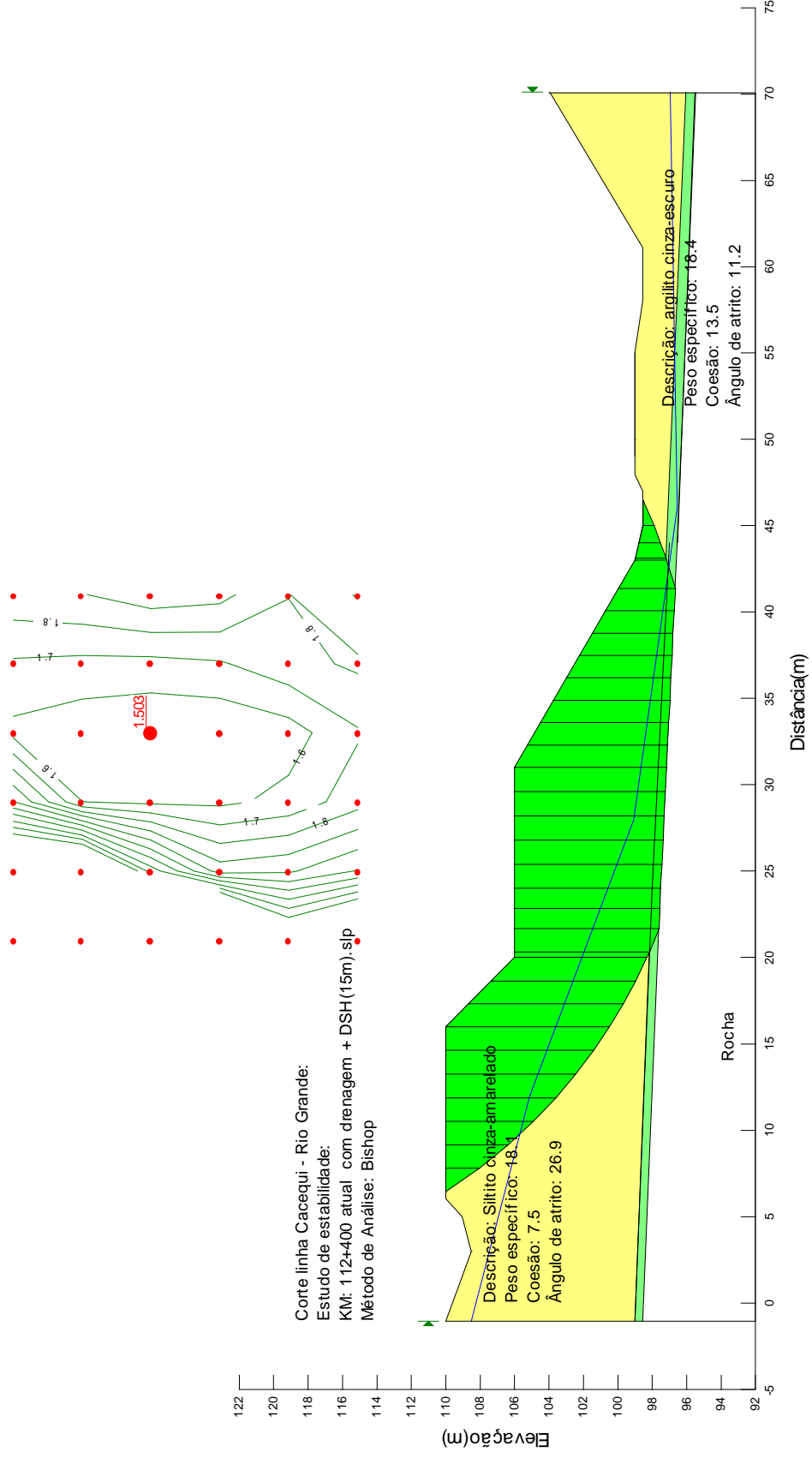


Figura 3.15: Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante e DST do km 112 + 400 com as isocurvas de fatores de segurança.

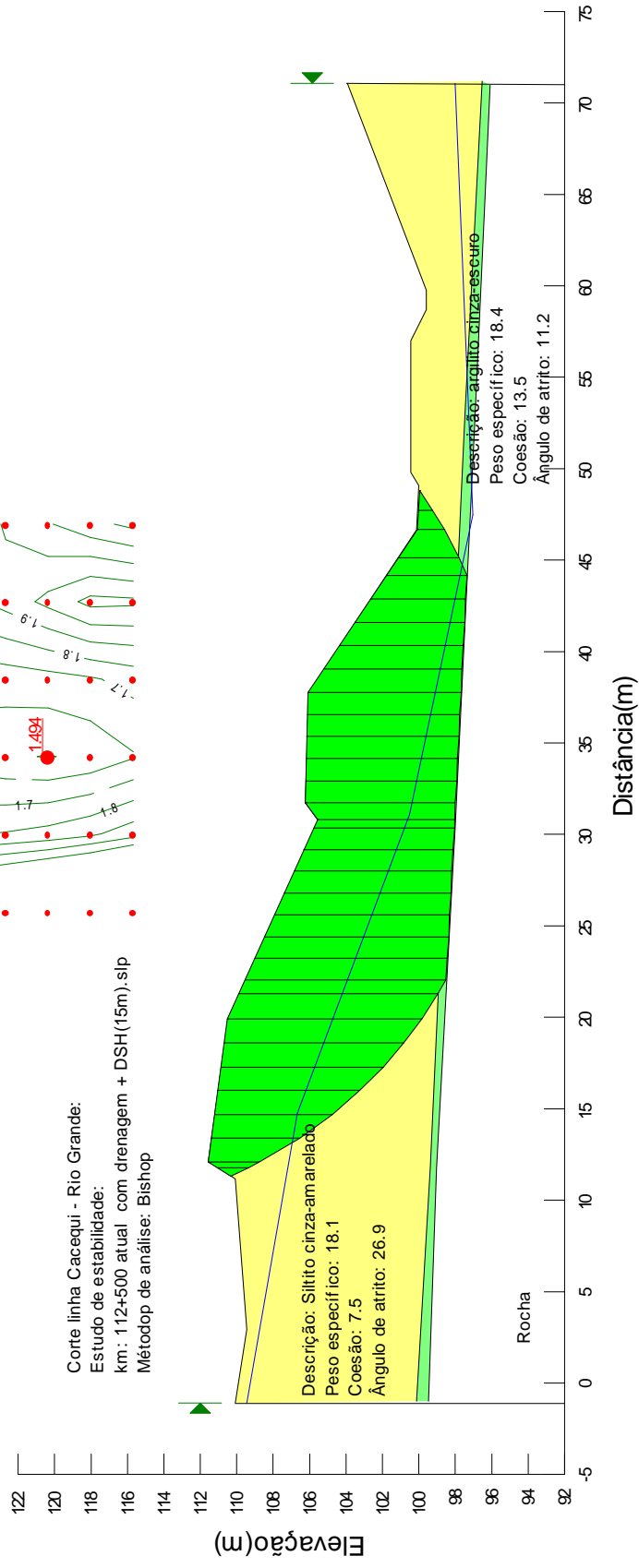


Figura 3.16: Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante e DST do km 112 + 500 com as isocurvas de fatores de segurança.

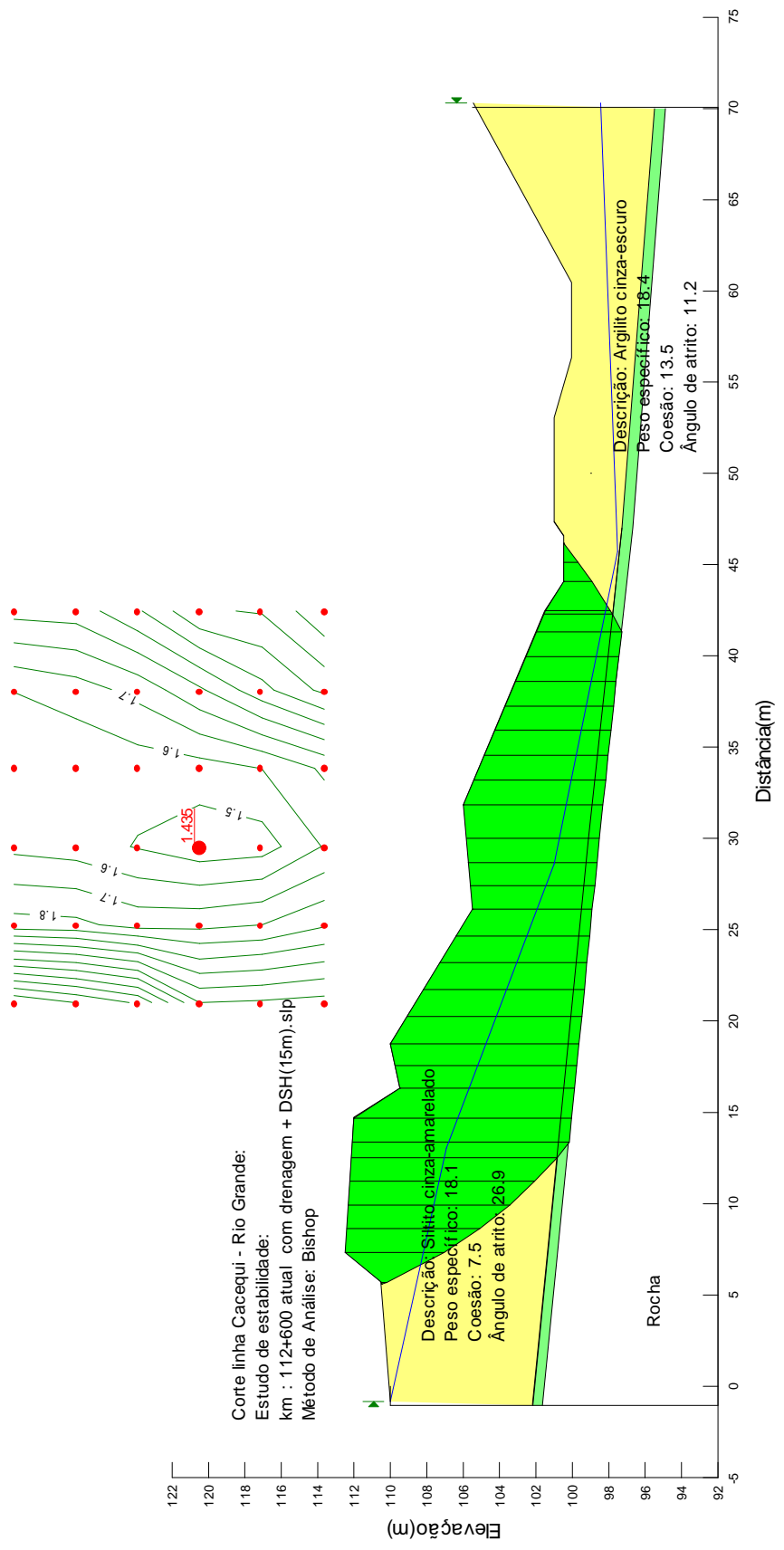
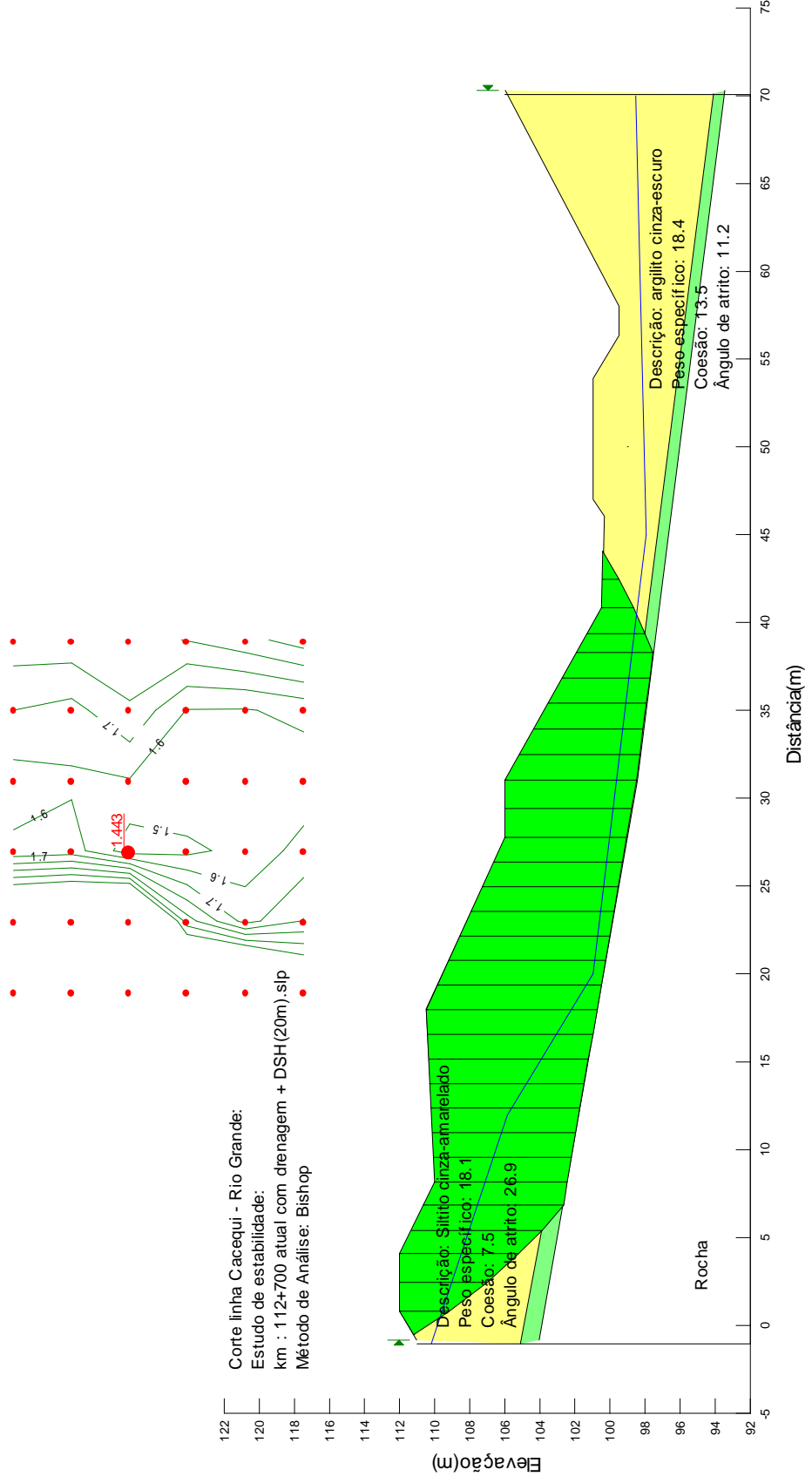


Figura 3.17: Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante e DST do km 112 + 600 com as isocurvas de fatores de segurança.



Corte linha Cacequi - Rio Grande:
 Estudo de estabilidade:
 km : 112+700 atual com drenagem + DSH(20m).slp
 Método de Análise: Bishop

Figura 3.18: Análise de estabilidade da seção atual com trincheira drenante e DST do km 112 + 700 com as isocurvas de fatores de segurança.

3.2.3.4 Conclusões

A análise de estabilidade foi feita para cada situação particular descrita e, para cada situação analisada, destaca-se o centro da superfície de ruptura circular que obtém o menor fator de segurança. Na Tabela 3.3 estão apresentados os fatores de segurança obtidos na situação original (sem banquetamento), na situação atual (com banquetamento) e nas seções de projeto, juntamente com os parâmetros utilizados em cada situação.

Tabela 3.3 : Resumo dos fatores de segurança para os 4 casos analisados

km	Situações Analisadas			
	Original (+)	Atual (*)	Trincheira (*)	Trincheira + DST(*)
km 112 + 300	-	1,210	1,433	1,513
km 112 + 400	1,031	1,128	1,293	1,503
km 112 + 500	-	1,270	1,335	1,494
km 112 + 600	1,081	1,296	1,353	1,435
km 112 + 700	0,958	1,130	1,255	1,443

Obs.: (+) utilizando parâmetros iniciais nas duas camadas

(*) utilizando parâmetros iniciais na camada superior e residuais na lente intermediária

Conforme visto nas figuras 3.1 a 3.3, os fatores de segurança obtidos na situação original, isto é, com o corte sem banquetamento e utilizando os parâmetros resistência ao cisalhamento de pico, ficaram muito próximos de 1,0 ou até abaixo, o que provocou uma grande ruptura em 1982. Esta ruptura ocasionou a mobilização dos parâmetros residuais na camada da lente intermediária (argilite cinza-escuro). Isto fez com que a análise da seção banquetada utilizando os novos parâmetros (residuais), resultasse em valores de fatores de segurança próximos de 1,1 o que explica os movimentos de massa ainda existentes apesar de serem de pequeno porte.

Verifica-se que há um incremento significativo nos fatores de segurança quando uma drenagem é incorporada, chegando a valores próximos de 1,45 (trincheira drenante no pé do corte e dreno sub-horizontal).

As soluções técnicas de engenharia para a estabilização dos taludes foram orientadas no sentido de promover um aumento da estabilidade global nas áreas dos taludes. Para isto projetou-se um sistema de drenagem profunda, em toda a extensão do corte no pé do talude, que deverá ser executada, junto com a recuperação do sistema de drenagem das banquetas, com as respectivas descidas d' água e a canaleta de drenagem superficial para escoamento das águas junto à plataforma da via férrea. Caso seja necessário, será construída uma estrutura de contenção no pé do talude.

As intervenções propostas, que resultaram das análises dos dados topográficos e geotécnicos e das observações "in situ", visaram os seguintes aspectos:

- a) proporcionar uma proteção superficial dos taludes a fim de evitar a erosão superficial;
- b) coletar e conduzir as águas de chuva por meio de obras de drenagem superficial e drenagem profunda;
- c) promover uma drenagem mais profunda dos taludes;
- d) como o corte tem grande extensão, é possível que alguma seção mais crítica ainda apresente deformações, mesmo com estas obras; neste caso poderá ser executado um muro de contenção (será necessário monitorar a solução).

Com esta primeira parte do projeto, estima-se que 70% a 80% do problema estará resolvido. Durante a execução do projeto deverá ser feito o acompanhamento da obra, avaliando os resultados e definindo se será necessário proceder à execução de medidas complementares.

Os desenhos de projeto em Anexos mostram o arranjo geral das obras projetadas, com a indicação das soluções técnicas de estabilização propostas.

No ANEXOS, as Figuras A.11 a A.13 apresentam fotos da forte erosão longitudinal no talude acima da banqueta no km 112 + 100

4 – PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DOS TALUDES

4.1 PROJETO DE DRENAGEM SUPERFICIAL, E DRENAGEM PROFUNDA

4.1.1 Introdução

Os projetos de drenagem superficial e drenagem profunda têm por objetivo definir os dispositivos de drenagem superficial, a trincheira drenante e os drenos sub-horizontais em condições de captar e interceptar as águas superficiais (run off) e do interior do maciço, conduzindo-as para local de deságüe seguro. O desenvolvimento do projeto de drenagem teve como elementos básicos os estudos hidrológicos, a sondagem com instalação de medidores de nível d'água, o levantamento topográfico realizado, em especial a geometria da via férrea existente, e a concepção do projeto de estabilização dos taludes.

4.1.2 Concepção do Sistema

A concepção do projeto de drenagem superficial, de drenagem profunda e de drenagem sub-horizontal, baseou-se, principalmente, nos seguintes aspectos:

- Cadastro dos dispositivos de drenagem existentes;
- Levantamentos topográficos;
- Sondagem com instalação de medidores de nível d'água;
- Condicionamentos geotécnicos atuantes;
- Inspeção visual da área;
- Análise de estabilidade.

O desenvolvimento do projeto, face aos aspectos acima, procurou obter uma drenagem eficiente, com a máxima economia possível. Assim, foram previstos os seguintes dispositivos de drenagem:

- Trincheira drenante no pé do talude com tubo dreno, para aumentar a estabilidade geral do corte;
- Drenos sub-horizontais;
- Vala de drenagem revestida com concreto simples junto ao pé do talude, sobre a drenagem profunda;
- Vala de drenagem revestida com concreto simples na parte superior das banquetas;
- Vala de drenagem junto às cristas do talude;
- Descidas d'água em concreto com degraus.

A execução dos dispositivos de drenagem deverá seguir os Desenhos de Projeto. Onde estes porventura forem omissos deverão ser seguidas as indicações do Álbum de Drenagem do DAER/RS.

4.1.3 Valas de Drenagem Projetadas

As valas de drenagem superficial terão a finalidade de coletar e conduzir as águas precipitadas sobre a plataforma da ferrovia e sobre os taludes dos cortes. Estarão posicionadas no bordo da ferrovia ou nas banquetas, tendo, em linhas gerais, a mesma declividade longitudinal do greide.

Foram adotadas as valas das banquetas e da crista de corte com seção trapezoidal, a fim de dar continuidade às valas existentes no local. Para a escolha da vala para a sarjeta lateral à ferrovia, após a verificação preliminar da capacidade de escoamento máximo de valas tipo, adotou-se também uma vala com seção trapezoidal. A capacidade de vazão se traduz, em última análise, num comprimento máximo admissível para a sarjeta, em função da contribuição unitária. O dimensionamento das valas foi realizado através da formulação de Manning.

Tendo em vista as características erosivas dos solos locais, as velocidades elevadas de escoamento d'água pelas valas (que poderão ser da ordem 1,19 m/s) e, a fim de evitar a

possibilidade de degradação do sistema de drenagem projetado, optou-se pelo revestimento das sarjetas com concreto simples, numa espessura mínima de 7 cm, na maior parte dos dispositivos.

Os dispositivos de drenagem superficial projetados encontram-se apresentados nos desenhos do projeto nos ANEXOS. Procurou-se definir os aspectos mais importantes dos dispositivos previstos, detalhando-se os elementos projetados.

4.1.4 Trincheira Drenante

Os dispositivos de drenagem profunda projetados encontram-se apresentados nos desenhos do projeto. Procurou-se definir os aspectos mais importantes dos dispositivos previstos, detalhando-se os elementos projetados.

A drenagem profunda tem a finalidade de rebaixar o nível do lençol freático do talude conduzindo as águas que percolam no interior do maciço, por meio de um tubo drenante localizado no fundo da trincheira, o qual conduzirá as águas até o início do corte. Estará posicionada no bordo da plataforma da ferrovia, tendo, em linhas gerais, a mesma declividade longitudinal do greide.

Para escolha da seção da trincheira drenante lateral à ferrovia, após a verificação preliminar da capacidade de escoamento máximo de valas tipo, adotou-se também uma vala com seção trapezoidal, com largura da concha de uma retro-escavadeira.

Poderá ser utilizado, em substituição à trincheira drenante convencional, um geocomposto drenante (geomanta ou geonet envolta por dois geotêxteis não-tecidos termoligados de filamentos em poliéster ou polietileno). O tubo dreno deverá ser envolto pelo geocomposto e levado até o fundo da vala. Com esta solução, o volume de material a ser escavado é reduzido sensivelmente. O espaço vazio entre as paredes da vala e o geocomposto deverá ser preenchido com areia graduada.

4.1.5 Drenagem sub-horizontal

Este tipo de drenagem profunda tem por objetivo retirar de dentro do maciço as águas de percolação. Os drenos sub-horizontais profundos são tubos de drenagem, de PVC rígido, com diâmetros de 40mm, instalados em perfurações sub-horizontais com diâmetro de 2" , inclinadas 5° com a horizontal, tendo a finalidade de captação da água de percolação interna do corte saturado. Os tubos devem ter a extremidade interna obturada e a extremidade livre com pelo menos 1m para fora da superfície do terreno. Deverá ser deixada uma extensão 5m sem ser perfurada, que ficará junto à face do talude. O restante deverá ser perfurado e envolto com filtro de geotêxtil, ou tela de nylon. Os furos no tubo têm diâmetro de 5 a 10mm, devendo-se evitar mais de dois furos por seção para não diminuir excessivamente a resistência do mesmo.

4.2 PROJETO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

4.2.1 Considerações Gerais

No lado esquerdo do segmento, entre os km 112 + 500 e 112 + 700, foi projetada uma estrutura de contenção de 4,0 m de altura, com faceamento íngreme [10(v):1(h)]. Esta estrutura de contenção visa recuperar e estabilizar as seções mais críticas do talude evitando a sua movimentação em relação à via férrea. Sua execução só será necessária no caso da solução de drenagem não ser suficiente para estabilizar as deformações de modo satisfatório. Isto pode acontecer em virtude de variabilidades locais de materiais e resistências.

A estrutura será com blocos especiais de concreto (TERRAE W) para a execução de muros de contenção de taludes através da montagem a seco (sem argamassa ou concreto) com a inclusão de elementos de reforço na massa de solo , isto é, geogrelhas (FORTRAC). Estas são inseridas entre as camadas de aterro compactado, com o próprio material do local, fazendo com que aumente a resistência ao cisalhamento e a rigidez do maciço.

4.2.2 Premissas de Cálculo

Para o projeto do muro de contenção segmentado, admitem-se como válidas as premissas de Coulomb, bem como a dissipação de qualquer empuxo hidrostático à montante do muro. Os parâmetros geotécnicos de projeto considerados para o solo compactado à montante do muro de contenção segmentado (reaterro) foram:

$$\begin{aligned} \text{Solo compactado (reaterro):} \quad & \gamma = 18,1 \text{ kN/m}^3 \\ & \phi' = 27^\circ \\ & c' = 7 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Os parâmetros geotécnicos assumidos para o material de fundação sob o muro de contenção segmentado foram:

$$\begin{aligned} \text{Material de fundação :} \quad & \gamma = 18,1 \text{ kN/m}^3 \\ & \phi' = 27^\circ \\ & c' = 7 \text{ kPa} \end{aligned}$$

4.2.3 Análise da Estabilidade

A análise da estabilidade do muro de contenção foi conduzida a partir da concepção geotécnica, da geometria do problema e dos parâmetros estabelecidos no projeto. A estabilidade do muro de contenção segmentado foi verificada quanto ao grau de segurança ao deslizamento, ao tombamento, à capacidade de carga, ao arrancamento, à ruptura dos reforços e quanto à ruptura global.

Para a realização destas verificações, utilizou-se como ferramenta de cálculo o programa computacional FORTERRAE – VERSÃO 1.0, que utiliza como método de análise a distribuição de pressão de terra em muros por Coulomb e Rankine, sendo um método simplificado voltado para análise das solicitações nas geogrelhas, desenvolvido especialmente para muros de contenção segmentados. O programa faz o dimensionamento de um muro de contenção de solo reforçado envolvendo a análise de nove modos de ruptura. O fator de segurança contra estes modos de ruptura pode ser aumentado tanto pela diminuição do espaçamento das geogrelhas Fortrac, quanto pelo aumento da resistência do produto ou pelo aumento do comprimento da geogrelha. Estes modos de ruptura são classificados em quatro

categorias gerais: estabilidade externa, estabilidade interna, estabilidade local e estabilidade global. O programa determina os fatores de segurança ao deslizamento, ao tombamento, à capacidade de carga do solo, ao arrancamento, e à ruptura dos reforços.

A análise de estabilidade global é realizada analisando superfícies de ruptura circulares que contornam a estrutura utilizando o método de Bishop, sendo possível também a execução de pesquisa automática da superfície circular mais crítica, com o programa GEO-SLOPE.

É exigido, no caso em estudo, que o fator de segurança do muro de contenção, para médio e longo prazo, seja $F.S. \geq 1,5$.

Os resultados obtidos na análise de estabilidade estão sintetizados no Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Análise da Estabilidade do Muro de Contenção Segmentado

Análise	Fator de Segurança Calculado
Deslizamento	1,56
Tombamento	4,08
Capacidade de carga do Solo	>10
Arrancamento	1,55
Ruptura dos reforços	> 10
Estabilidade Global	2,23

4.3 PROJETO DE RECUPERAÇÃO DA FACE DO TALUDE

4.3.1 Considerações Gerais

Os processos de voçorocamento em referência têm origem na falta de manutenção do sistema de drenagem da banquetta do corte e na falta de enleivamento entre a banquetta e a crista do talude, ocasionando erosões no talude superior. Estas por sua vez provocam o assoreamento do sistema de drenagem. Em um dos casos a voçoroca foi provocada pelo deslocamento do

maciço, fazendo com que rompesse o sistema de drenagem da banqueteta, conseqüentemente ocasionando a voçoroca.

No trecho próximo ao km 112, onde o efeito erosivo é mais acentuado, deverá ser feito um tratamento no talude superior e na superfície da banqueteta.

4.3.2 Retaludamento da Face do Talude

O projeto de drenagem superficial e profunda no pé do corte exige que sejam feitas algumas correções na inclinação do talude inferior em alguns trechos. Os locais que necessitam ser corrigidos estão indicados nas seções e na Nota de Serviço do Projeto.

4.3.3 Recuperação das Voçorocas

Os processos de recuperação de voçorocas têm, como fator básico, a retenção dos solos carreados pela ação das águas por meio de obstáculos implantados nas calhas dos sulcos. Desta maneira, com a sucessiva deposição de camadas sobrepostas de solo sobre uma camada drenante no fundo da cava, pretende-se o preenchimento total da cava. De montante para jusante, antes da voçoroca já recuperada, será executada uma descida d'água para que as águas do sistema de drenagem da banqueteta não venham a desaguar sobre o local das voçorocas.

4.3.4 Proteção vegetal

A proteção vegetal utiliza vegetais diversos com o fim de preservação das áreas expostas do talude e da banqueteta, dando-lhes condições de resistência à erosão. Qualquer que seja o processo de proteção vegetal, é indispensável que a área esteja drenada. Os processos de proteção vegetal poderão ser implementados com leivas em placas ou hidrosemeadura, desde que o terreno esteja devidamente preparado.

4.4 PROJETO DE RECUPERAÇÃO DA VIA FÉRREA

O lastro da ferrovia, composto de brita corrida (segundo especificação da RFFSA é uma brita com graduação entre 2 ½” a ½”) , encontra-se contaminado (misturado) com material fino proveniente das rupturas e erosões do talude do lado esquerdo. Esta contaminação reduz sensivelmente a permeabilidade do lastro contribuindo para os constantes desnivelamentos da via férrea.

Desta forma é necessária a limpeza do lastro (separação da fração grossa da pedra da fração de solo), de 0,15 m a 0,30 m de espessura, conforme metodologia preconizada pelas especificações técnicas (detalhadas no projeto final) e pela fiscalização (ALL).

4.5 CRONOGRAMA DE EXECUÇÃO

Para a elaboração do Cronograma de Execução das obras projetadas foram consideradas 5 etapas principais, quais sejam:

- serviços preliminares;
- obras de drenagem profunda;
- obras de drenagem superficial;
- recuperação da face do talude;
- obras complementares;
- obras de contenção (caso seja necessário).

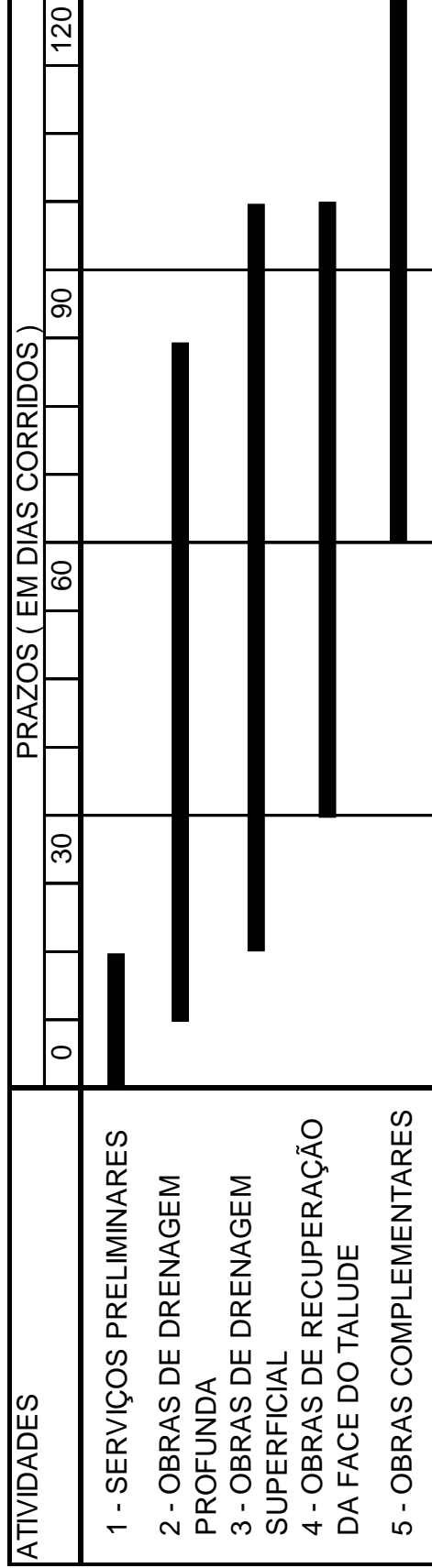
O prazo estimado para a conclusão das obras é de 120 dias. No relatório dos projetos apresenta-se o cronograma físico de execução das obras.

AMÉRICA LATINA LOGÍSTICA

CRONOGRAMA DE EXECUÇÃO

Linha Férrea Cacequi - Rio Grande / Trecho São Gabriel - Bagé

OBRA: ESTABILIZAÇÃO DOS TALUDES DA LINHA FÉRREA NCY-NRG - CORTE KM 112



5 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O segmento entre os km 111 + 600 e km 112 + 700 da linha férrea Cacequi – Rio Grande, trecho São Gabriel – Bagé / RS, encontra-se atualmente com problemas relativos à instabilidade de taludes, com desnivelamento da via férrea e erosões superficiais.

As investigações geotécnicas realizadas indicaram que há problemas de instabilidade de taludes em grande parte gerados pela presença de materiais de baixa resistência ao cisalhamento residual no sub-solo. Foram feitos ensaios de cisalhamento direto e realizadas análises de estabilidade da situação original para estudar a primeira ruptura (1982), estudos da estabilidade dos cortes com banquetamento e estudos das diversas alternativas de projeto. Os estudos simularam adequadamente os diversos fenômenos que ocorreram ao longo do tempo, permitindo ter uma base de projeto confiável.

Os estudos realizados permitiram a definição dos projetos de obras propostas que prevêem melhorias na estabilidade dos taludes através da execução de uma trincheira drenante no pé do talude, um sistema de drenagem superficial e caso necessário, após monitoramento das obras inicialmente executadas, a construção de muro de contenção entre os km 112 + 500 e km 112 + 700.

As obras projetadas têm o objetivo de aumentar o fator de segurança para valores em torno de 1,45 sendo que o monitoramento de comportamento é fundamental para a decisão da construção da estrutura de contenção.

Tendo em vista a geometria do corte e as condições de drenagem restritivas, a trincheira drenante deverá ser iniciada de jusante para montante, desde o início do corte, tendo em vista que o mesmo está todo contido em trecho em aclave.

As correções das voçorocas existentes deverão ser executadas até o preenchimento próximo à face do talude. É importante ressaltar que os processos erosivos observados ao longo do corte existente só poderão ser solucionados através da adequada captação e condução do fluxo de água pela drenagem superficial e da proteção vegetal total das áreas afetadas no talude, com enleivamento ou hidrosemeadura.

O muro de contenção e o reaterro (se necessário) para a conformação do talude à montante do mesmo deverão ser executados imediatamente após a escavação da base, em trechos de no máximo 50 m.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA – ABGE (1998). **Geologia de Engenharia**. São Paulo: ABGE, 1978. 587p.
- 2 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: NBR 6457**. Rio de Janeiro, 1986. 9p. Origem: MB – 27/84.
- 3 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica: NBR 6508**. Rio de Janeiro, 1984. 8p. Origem: Projeto NBR 6508/84
- 4 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Determinação do limite de liquidez: NBR 6459**. Rio de Janeiro, 1984. 13p. Origem: Projeto NBR 6459/84.
- 5 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Determinação do limite de plasticidade: NBR 7180**. Rio de Janeiro, 1984. 3p. Origem: Projeto NBR 7180/84.
- 6 BELTRAME, L.F.S.; LANNA, A.E.L.; LOUZADA, J.A.S. (1991) **Chuvas Intensas, IPH-UFRGS**. Porto Alegre, (1991), 69p.
- 7 BIANCHINI, M.R.; BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D. (1998). Estudo da instabilidade de um talude rodoviário em São Jerônimo, RS. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., Brasília. **Anais...** Brasília: ABMS, 1998. 3v. v.2, p.1273-1280.
- 8 BORTOLI, C.R. (2001). **Estudo Numérico-Experimental de Condutividade Hidráulica Saturada/Não Saturada de Um Solo Estruturado**. Tese de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Geotecnia. UFRGS, Porto Alegre (2001), 1v., p45-53, 71-72.
- 9 BRESSANI, L.A. (2003). Comunicação pessoal
- 10 BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D.; TONON, J. (1995) Principais tipos de instabilidade de taludes junto a rodovias do estado do Rio Grande do Sul. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29., Cuiabá, MT. **Anais...** Cuiabá: ABPv, 1995. 4v. v2, p.516-527.
- 11 DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1996) **Manual rodoviário de conservação, monitoramento e controle ambientais**. Rio de Janeiro: 1996. 134p.

- 12 FUNDAÇÃO INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (1977). **Geografia do Brasil**; região sul. Rio de Janeiro: SERGRAF-IBGE, 1977. 5v.
- 13 GARCIA, M.A.M.; HARTMANN, L.A. (1981) Petrologia do Complexo Palmas – RS. In: Acta Geológica Leopoldênsia, 9. **Estudos Técnicos**, São Leopoldo, 13 v. : p.51-119.
- 14 GRANDIS, I.(1998). **Fundações: Teoria e Prática – Rebaixamento e Drenagem**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 751p.
- 15 HARTMANN, L.A.; NARDI, L.V.S. (1983) Contribuição à geologia da região Oeste do Escudo Sul-Riograndense. In: Iº Simpósio Sulbrasileiro de Geologia, **Atas**, SBG, p.9-18.
- 16 HEAD, K.L. (1982) **Manual of soil laboratory testing**. London: Pentech Press Limited, 1982. 3v.
- 17 HOLZ, M.; DE ROS, L.F. (2000). **Geologia do Rio Grande do Sul**. UFRGS, CIGO – Centro de Investigação do Gondwana, Porto Alegre (2000), 445 p.
- 18 HVORSLEV, M.J. (1939). Torsion shear tests and their place in the determination of the shearing resistance of soils. In: ANNUAL MEETING, 42., 1939, Atlantic City, N.J.. **Proceedings ...** Philadelphia: American Society for Testing Materials. v.39, p.999-1022.
- 19 HUESKER LTDA. (1998) – **Manual de dimensionamento de muros de contenção reforçado com geogrelha**, 2.ed., São Paulo, 2000, 23p.
- 20 JOST, H.; FRANTZ, J.C.; BROD, J.A. Revisão da Tipologia, Cronologia e Significado Geotectônico dos Falhamentos do Escudo Sul- Riograndense. **Anais de XXXIII Congresso Brasileiro de Geologia**, v. IV, Rio de Janeiro, p.1707-1720.
- 21 LEINZ, V.; AMARAL, S.E. (1978) **Geologia geral**. 7.ed. São Paulo: Nacional, 1978. 397p.
- 22 PFAFSTETTER, O. (1982) **Chuvas intensas no Brasil**, Rio de Janeiro: DNOS, (1982). 426p.
- 23 PINHEIRO, R.J.B.; BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D. (1998). Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos do estado do Rio Grande do Sul. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., Brasília. **Anais...** Brasília: ABMS, 1998. 3v. v1, p.35-42.
- 24 RIGO, M.L. (2000) **Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos saprolíticos de basalto do estado do Rio Grande do Sul**, Dissertação de Mestrado do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2000, 1v. 135p.

- 25 SKEMPTON, A.W.(1964). Long-term stability of clay slopes. **Géotechnique**, v.14, n.2, p.77-102.
- 26 SKEMPTON, A.W. (1985). Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory. **Géotechnique**, v.35, n.1, p.3-18.
- 27 TERRAE ENGENHARIA GEOTÉCNICA (2000) – **Muros de contenção em solo reforçado com face em blocos TERRAE** – Manual de instalação, Versão 2.1 Rio de Janeiro, 2000, 6p.
- 28 THEDY, E.A.; NOSHANG, J.N.N.; SILVA, N.M. (1984) **Projeto Suspiro – Geologia da Faixa V**, Trabalho de graduação em geologia, UFRGS, Porto Alegre, 1984, 1v. 178p.

ANEXOS



Figura A.1 – Mostra o corte em toda sua extensão a partir do km 111 + 600.



Figura A.2 – Mostra o corte em toda sua extensão a partir do km 112 + 000 apresentando a erosão longitudinal acentuada no lado esquerdo.

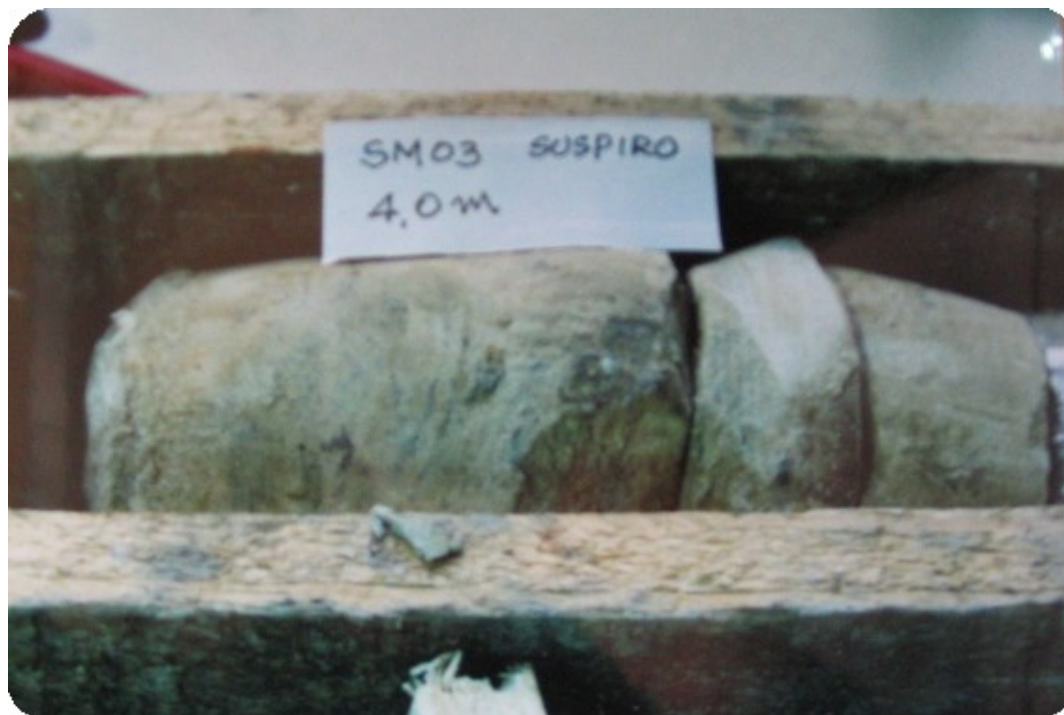


Figura A.3 – Testemunho da Sondagem SM -03, profundidade 4,00m (Silte arenoso cor cinza amarelado compacto).



Figura A.4 – Testemunho da Sondagem SM -03, profundidade 5,0m (Siltito cor cinza-escuro variando para cinza amarelado intercalado – várias camadas de material sedimentar).



Figura A.5 – Testemunho da Sondagem SM -03, profundidade 6,50m (Siltito cor cinza-escuro variando para cinza amarelado intercalado + lamela – várias camadas de material sedimentar).



Figura A.6 – Testemunho da Sondagem SM -03, profundidade 6,50m (Argilito cinza escuro, lente intermediária).



Figura A.7 – Testemunho da Sondagem, SM - 03 profundidade 6,50 – 7,00m (Silito cor cinza-escuro variando para cinza amarelado intercalado interface da lente intermediária de argilito).



Figura A.8 - Testemunho da Sondagem, SM -03 profundidade 7,50 (Limite da sondagem).



Figura A.9 – Areia grossa resultante da erosão no km 112 + 050.



Figura A.10 – Silte cinza-amarelado que, devido á exposição às intempéries, se desagrega com facilidade.



Figura A.11 – Erosão longitudinal no talude acima da banquetta no km 112 + 050.



Figura A.12 – Erosão longitudinal no talude acima da banquetta no km 112 + 050.



Figura A.13 – Erosão longitudinal no talude acima da banquetta no km 112 + 050.