



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL



ANÁLISE E REAVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS

CARLOS CÉSAR MARTINS

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA

ORIENTADOR: Prof. Dr. Romero César Gomes

Ouro Preto
dezembro/2000

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO - ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS – GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE E REAVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS

AUTOR: CARLOS CÉSAR MARTINS

ORIENTADOR: Prof. Dr. Romero César Gomes

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Geotecnia.

Ouro Preto, dezembro de 2000

(consultar a biblioteca setorial para elaboração da ficha catalográfica)

M379a Martins, Carlos César

Análise e reavaliação de estruturas em solos reforçados com geotêxteis. Ouro Preto: UFOP/DECIV, 2000.

xxxv, 270p. il.

Dissertação (Mestrado) UFOP. DECIV

1. Geotêxtil. 2. Geossintéticos. 3. Solo Reforçado

I. UFOP/EM/DECIV II. Título (Série)

CDU: 624.137.4

AVALIAÇÃO E REANÁLISES DE ESTRUTURAS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS

AUTOR: CARLOS CÉSAR MARTINS

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 21 de novembro de 2000, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof. Dr. Romero César Gomes (Orientador / UFOP)

Prof. Dr. Saulo Gutemberg Silva Ribeiro (UFOP)

Prof. Dr. Ennio Marques Palmeira (UnB)

*À Leticia Mariana,
minha esposa e amiga, sempre presente
em todos os momentos deste trabalho, e
que certamente merece muito mais.*

AGRADECIMENTOS

Muitas pessoas e algumas instituições foram muito importantes durante a realização deste trabalho, as quais humildemente procuro agradecer em seguida, dentre muitas outras peço desculpas àquelas que certamente contribuíram para e que porventura não encontrem seus respectivos nomes aqui citados, mas que com certeza são quão importantes quanto aquelas citadas.

Ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, onde graduei-me há dez e tive o privilégio de lecionar na graduação por um ano e meio na Área de Transportes.

Ao Professor e Orientador Dr. Romero César Gomes, pela sua amizade, cooperação e incentivo, pelo apoio e credibilidade para a execução deste trabalho.

Aos professores da Área de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil e do Departamento de Geologia desta Instituição, Waldir, Terezinha, Christianne, Luiz Gonzaga e Frederico, pelos seus ensinamentos e amizade e aos demais professores do DECIV, minha gratidão pela amizade e troca de experiências neste período.

Agradecimento especial ao meu padrinho e amigo de longa data Prof. Dr. Saulo Gutemberg, pelos ensinamentos, conselhos e incentivo na conclusão deste curso.

Ao Prof. Dr. Ennio Marques Palmeira e demais professores e colegas do Curso de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB, em especial ao amigo Evaldo Matheus pela confiança e atenção dadas quando da minha estadia naquela universidade.

Aos amigos Celso e Júnior, pai e filho, pela amizade e apoio na realização dos ensaios feitos no Laboratório de Geotecnia da UFOP.

Aos amigos dos Laboratórios de Solos e Concreto, da Oficina Mecânica, do CME da Universidade de Brasília, minha eterna gratidão aqui expressa em nome do amigo Sr. Medeiros.

Aos meus pais Antonio e Aparecida, e meus irmãos, Sonia, Luiz, Neusa, Sérgio, Glacinei e Telma, cada qual em seu caminho com suas famílias e amizades, mas sempre unidos no pensamento do meu sucesso e de cada um de nós.

Agradeço à minha amiga, sogra e segunda mãe Maria Beatriz, às suas irmãs e filhos e em especial a Maria Moraes Menezes (Tia Glória), pela acolhida calorosa que tive nesta família e que, sem dúvidas, não há palavras pela demonstração de carinho e gratidão que tenho por todos.

Aos colegas de turma, Ana Paula, Gilberto Fernandes, Cláudio Rezende, José Christiano, Sandra e Sérgio Saraiva e aos colegas da segunda e demais turmas em nome dos amigos Renzo e Liliane pela amizade e convívio humano.

Aos funcionários do DECIV, em especial à ex-secretária do Curso de Pós-Graduação Silvana e ao Prof. Walter Dornelas, pela simpatia, dedicação e atenção constantes.

Aos amigos da República Senzala, os quais e constituem a minha família ouropretana, em especial ao amigo Sidener pela execução de Ábacos e figuras.

Ao Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais, no fornecimento de materiais, documentação técnica e editoração, em especial aos engenheiros Júlio César Diniz de Oliveira e Carlos Eduardo Sales Alves Filho, que se tornaram parceiros fundamentais deste trabalho.

Aos profissionais das empresas Figueiredo Ferraz (Eng. Francisco Assunção e Sr. Antonio Carlos), Eneplan (Eng. Nicolau), Geosistemas (Eng. Leonardo), Bimig (Eng. Oldack e Eng. Dartanhan), os quais colaboraram com o fornecimento de materiais, documentação técnica e demais informações necessárias.

Ao Eng. Sérgio Maurício Pimenta Velloso Filho e à EGF- Engenharia Geotecnia e Fundações, em especial aos Engenheiros Pedro dos Reis Filho e José Ernani da Silva Silveira, pelos ensinamentos técnicos que em muito contribuíram para a minha formação profissional.

Finalmente, mas antes de tudo, a “**DEUS**“, pela graça de viver.

RESUMO

No contexto atual da engenharia geotécnica, a utilização de materiais sintéticos como elementos de reforço tornou-se uma metodologia convencional e de aplicação generalizada em todo o mundo. No Brasil, esta tecnologia é ainda incipiente, mas constitui uma ferramenta de potencial aplicação em obras de estabilização ao longo da malha viária do país, uma das mais extensas do mundo.

Neste enfoque, este trabalho visou estabelecer uma análise crítica das concepções de projeto e dos métodos executivos de três obras rodoviárias de grande porte em solo reforçado com geotêxteis, construídas no estado de Minas Gerais nos últimos cinco anos sob jurisdição do Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais, sendo elas:

1. Encontros do viaduto no km 12 da MG 123, sobre a estrada de ferro Vitória-Minas (EFVM), próximo à cidade de Rio Piracicaba;
2. Aterro reforçado da Variante da Ingá, situado no km 510,24 da BR 381, rodovia Fernão Dias, próximo à cidade de Igarapé;
3. Aterro reforçado das obras de duplicação da MG 030, situado no km 16, entre as cidades de Belo Horizonte e Nova Lima.

Na formulação proposta, estes projetos foram avaliados de acordo com as suas premissas originais e reformulados com base na proposição de critérios mais realistas em termos da adoção dos parâmetros de resistência dos solos, dos reforços e da interação solo-reforço, dos métodos de dimensionamento e dos processos construtivos. A sistematização das correlações então implementadas possibilitou uma reanálise global das metodologias de projeto e execução com impactos relevantes no custo final das obras.

Os resultados demonstram inequivocadamente que os procedimentos de análise de estruturas de solos reforçados podem e devem ser orientados por um estudo detalhado e abrangente das características das interfaces solo-geossintéticos. Estes parâmetros constituem, sem dúvida, fatores de extrema relevância no dimensionamento

destas estruturas, fundamentais para a elaboração de projetos otimizados em termos de segurança e economia.

Palavras Chave: 1. Geotêxtil. 2. Geossintéticos 3. Solo Reforçado

ABSTRACT

These days the use of synthetic materials as reinforcement elements has become a widespread design tool in geotechnical engineering. In Brazil, this technology is still in its beginnings, but it does have an enormous potential for application in stabilization works in the highway system nation-wide, one of the most extensive in the world.

Within this context, a research has been launched to critically analyze the conceptual design and the constructive methods employed in three highway projects in the state of Minas Gerais, namely:

1. Bridge abutments in highway MG 123, km 12, over Vitória-Minas Railway (EFVM) near the town of Rio Piracicaba;
2. Reinforced embankment of Ingá bypass, at km 510.24 in Fernão Dias highway BR 381, near Igarapé, Minas Gerais;
3. Reinforced embankment in highway MG 030, at km 16, between the cities of Belo Horizonte and Nova Lima.

The methodology used in the research consisted of analyzing the projects according to the original premises and repeat the analyses based on more realistic design criteria as far as adopted shear strength parameter for soil and reinforcement, and their interaction, designing methods and constructive processes. The systematization of the implemented correlations allowed an overall reanalysis of the design and constructive methodologies with relevant impact in the costs of the works.

The results have clearly shown that the analyses procedures of soil reinforcement structures could and should be guided by a detailed and comprehensive study of soil-geosynthetics interfaces characteristics. Undoubtedly, these parameters constitute factors of great relevance in the design of those structures, and of fundamental importance to achieve optimized projects in terms of safety and economy.

Keywords: 1. Geotextile 2. Geosynthetics 3. Reinforcement Soil

Sumário

	página
LISTA DE TABELAS	xv
LISTA DE FIGURAS	xix
LISTA DE SÍMBOLOS	xxx
 CAPÍTULO 1- INTRODUÇÃO	
1.1.- OBJETIVOS GERAIS	1
1.2 – ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	2
 CAPÍTULO 2- ESTRUTURAS DE SOLOS REFORÇADOS COM MATERIAIS GEOSSINTÉTICOS	
2.1- INTRODUÇÃO	5
2.2- TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS	7
2.2.1- Geotêxteis.....	8
2.2.1.1- Geotêxteis Não Tecidos.....	8
2.2.1.2- Geotêxteis Tecidos	9
2.2.1.3- Geotêxteis Tricotados.....	9
2.2.2- Geomembranas	9
2.2.3- Geodrenos.....	10
2.2.4- Geocélulas	10
2.2.5- Geogrelhas.....	10
2.2.6- Georredes	10
2.2.7- Geocompostos	11
2.2.8- Fibra, Filamentos, etc.....	11

2.2.9- GCL – Geocomposto com Núcleo Argiloso	11
2.3- UTILIZAÇÃO DE MATERIAIS SINTÉTICOS EM ESTRUTURAS DE SOLOS REFORÇADOS	12
2.3.1- Resistência à Tração	12
2.3.2- Interação Solo-Reforço	14
2.3.3- Tração Confinada.....	17
2.4- MECANISMOS DE RUPTURA	19
2.5- MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO	21
2.5.1- Métodos Baseados em Elementos Finitos.....	21
2.5.2- Métodos Baseados no Equilíbrio Limite.....	22
2.6- FATORES DE REDUÇÃO E ESCOLHA DO GEOSSINTÉTICO.....	26

CAPÍTULO 3- ESTUDO DE CASOS: OBRAS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS

3.1- INTRODUÇÃO	34
3.2- OBRAS EM SOLOS REFORÇADOS EXECUTADAS PELO DER/MG	
3.2.1- Encontros do Viaduto da MG 123 sobre a Estrada de Ferro Vitória-Minas.....	35
3.2.1.1- Aspectos Gerais da Obra	35
3.2.1.2- Materiais Utilizados	39
3.2.1.3- Aspectos Construtivos.....	42
3.2.2- Aterro Reforçado da Variante da Ingá (BR 381 – Rodovia Fernão Dias)	45
3.2.2.1- Características Geométricas.....	45
3.2.2.2- Materiais Utilizados	50
3.2.2.3- Aspectos Construtivos.....	53
3.2.3- Aterro Reforçado da MG 030 (Rodovia Belo Horizonte-Nova Lima).....	56
3.2.3.1- Geometria da Estrutura.....	56
3.2.3.2- Materiais Utilizados	58
3.2.3.3- Aspectos Construtivos.....	60

CAPÍTULO 4- MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLOS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS

4.1- INTRODUÇÃO	63
4.2- ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA	64
4.3- ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA	69
4.4- ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL E/OU LOCAL.....	74
4.5- ANÁLISES DE DEFORMABILIDADE	74
4.5.1- Método de Jewell e Milligan (1989).....	75
4.5.1.1- Arranjo com Reforços de Comprimentos Ideais.....	77
4.5.2.2- Arranjo com Reforços de Comprimentos Truncados.....	80
4.6- PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS PELO DER/MG NO DAS ESTRUTURAS DE SOLOS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS DA MG 123, BR 381 E MG 030	87
4.6.1- Programa Retaining Wall.....	87
4.6.2- Programa PC-STABL 6	91
4.6.3- Programa SRWALL	94
4.7- PROGRAMA COMPUTACIONAL UTILIZADO NO DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE SOLOS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS	98
4.7.1- Princípios Gerais.....	98
4.7.1.1- Análise de Estabilidade Local (“Tieback Analysis”).....	99
4.7.1.2- Análise de Estabilidade Global via Ancoragem dos Reforços (“Compound Failure”)	101
4.7.1.3- Análise de Estabilidade Global via Deslizamento dos Reforços (“Direct Sliding”).....	103
4.7.1.4- Análise da Estabilidade Global Externa.....	104
4.7.2- Especificações Adicionais do Programa.....	105

CAPÍTULO 5- ENSAIOS PRELIMINARES DE CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS E DOS REFORÇOS DAS OBRAS ESTUDADAS

5.1- INTRODUÇÃO	107
5.2- ENSAIOS PRELIMINARES DE CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS.....	108
5.2.1- Obra: Encontros do Viaduto da MG 123 x EFVM (Rio Piracicaba/MG)	108
5.2.2- Obra: Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381.....	110

5.2.3- Obra: Aterro Reforçado da MG 030 – Nova Lima/MG	116
5.3- ENSAIOS DE TRAÇÃO SIMPLES EM AMOSTRAS GEOTÊXTEIS.....	119
5.3.1- Descrição do Equipamento.....	119
5.3.2- Preparação das Amostras Têxteis	120
5.3.3- Velocidade de Ensaio.....	121
5.3.4- Registro das Deformações e Cargas	121
5.3.5- Resultados dos Ensaios	121

CAPÍTULO 6- RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS INTERFACES SOLOS-GEOTÊXTEIS DAS OBRAS ANALISADAS

6.1- CONSIDERAÇÕES INICIAIS	124
6.2- ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	125
6.2.1- Descrição do Equipamento.....	125
6.2.2- Amostras de Geotêxteis	127
6.2.3- Amostras de Solos	128
6.2.4- Tensões Normais Utilizadas.....	128
6.2.5- Velocidade de Ensaio.....	129
6.2.6- Resultados dos Ensaios	129
6.3- ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	130
6.3.1- Obra: Encontros do Viaduto da MG 123 x EFVM – (Rio Piracicaba/MG) ...	130
6.3.2- Obra: Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381.....	138
6.3.3- Obra: Aterro Reforçado da MG 030 – (Nova Lima/MG).....	148
6.4- ESTUDO COMPARATIVO ENTRE PROJETO E PESQUISA	154

CAPÍTULO 7- ENSAIOS DE TRAÇÃO CONFINADA

7.1- CONSIDERAÇÕES INICIAIS	156
7.2- EQUIPAMENTOS.....	157
7.3- PROCEDIMENTOS DE ENSAIO	160
7.3.1- Preparação das Amostras de Solo.....	160
7.3.2- Preparação das Amostras de Geotêxteis	161

7.3.3- Interfaces Ensaaiadas.....	161
7.3.4- Velocidade de Ensaio.....	163
7.4- RESULTADOS DOS ENSAIOS	163
7.4.1- Ensaios Testes	163
7.4.2- Obra 1: Encontros do Viaduto da MG 123 x EFVM – (Rio Piracicaba/MG).	165
7.4.3- Obra 2: Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381	168
7.4.3.1- Ensaios Realizados em Interfaces Sínter/Geotêxtil OP 60.....	168
7.4.3.2- Ensaios Realizados em Interfaces Minério/Geotêxtil Amoco 2044	171
7.4.4- Obra 3: Aterro Reforçado da MG 030 – (Nova Lima/MG).....	171

CAPÍTULO 8- ANÁLISES E REAVALIAÇÃO DOS PROJETOS DE ESTRUTURAS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS – ESTUDO DE CASOS

8.1- INTRODUÇÃO	176
8.2- OBRA 1: ENCONTROS DO VIADUTO DA MG 123 SOBRE A ESTRADA DE DE FERRO VITÓRIA-MINAS.....	176
8.2.1- Obra Executada.....	176
8.2.2- Reanálise Tipo 1: Métodos de Dimensionamento.....	179
8.2.3- Reanálise Tipo 2: Parâmetros de Resistência das Interfaces Solos-Reforços.	182
8.2.4- Reanálise Tipo 3: Influência Específica das Tensões de Confinamento	187
8.2.5- Reanálise Tipo 4: Análise Global dos Projetos	190
8.3- OBRA 2: ATERRO REFORÇADO DA VARIANTE DA INGÁ – BR 381	197
8.3.1- Obra Executada.....	197
8.3.2- Reanálise Tipo 1: Métodos de Dimensionamento.....	200
8.3.2.1- Trecho I: Estacas 20+15,00 a 24+15,00.....	200
8.3.2.2- Trecho II Estacas 24+15,00 a 29+10,00 e 32+10,00 a 34+5,00	201
8.3.2.3- Trecho III Estacas 29+10,00 a 32+10,00	201
8.3.3- Reanálise Tipo 2: Parâmetros de Resistência das Interfaces Solos-Reforços.	205
8.3.3.1- Trecho I	205
8.3.3.2- Trechos II e III	219
8.3.4- Reanálise Tipo 3: Influência Específica das Tensões de Confinamento	212

8.3.4.1- Trecho I	213
8.3.4.2- Trechos II e III	216
8.3.5- Reanálise Tipo 4: Análise Global dos Projetos	218
8.4- OBRA 3: ATERRO REFORÇADO DA MG 030 – (NOVA LIMA).....	224
8.4.1- Obra Executada.....	225
8.4.2- Reanálise Tipo 1: Métodos de Dimensionamento.....	228
8.4.3- Reanálise Tipo 2: Parâmetros de Resistência das Interfaces Solos-Reforços.	230
8.4.4- Reanálise Tipo 3: Influência Específica das Tensões de Confinamento	231
8.4.5- Reanálise Tipo 4: Análise Global dos Projetos	233

CAPÍTULO 9- ESTIMATIVA DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DAS FACES E DOS RECALQUES DAS CRISTAS DAS ESTRUTURAS ANALISADAS

9.1- INTRODUÇÃO	236
9.2- ANÁLISES DE DEFORMABILIDADE DAS ESTRUTURAS ANALISADAS	236
9.2.1- Obra 1: Encontro do Lado Direito do Viaduto da MG 123	236
9.2.2- Obra 2: Trecho 2 do Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381	
Estacas 24+15,00 a 29+10,00 e 32+10,00 a 34+5,00.....	243
9.2.3- Obra 3: Aterro Reforçado da MG 030	249

CAPÍTULO 10- CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

10.1- CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	256
10.2- CONCLUSÕES.....	256
10.2.1- Encontros do Viaduto da MG 123	257
10.2.2- Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381.....	259
10.2.3- Aterro Reforçado da MG 030	262
10.2- SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	263

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	265
---	------------

Lista de Tabelas

página

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1- Consumo de Materiais Geossintéticos em milhões de m ² na América do Norte.....	6
Tabela 2.2- Fatores de Redução Mínimos Recomendados (sem definição do produto ou ou ensaio de comportamento).....	27
Tabela 2.3- Fatores de Redução Recomendados por Koerner.....	27
Tabela 2.4- Valores Mínimos de f_{dm} para Geotêxteis.....	29
Tabela 2.5- Valores Mínimos de f_{dm} para Geogrelhas	29
Tabela 2.6- Relações ente obras Geotécnicas, Aplicações e Funções dos Geossintéticos	31
Tabela 2.7- Gramatura Mínima de Geossintéticos.....	32

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1- Características Geométricas do Aterro Reforçado do Lado Esquerdo do Viaduto da MG 123 x EFVM.....	38
Tabela 3.2- Características Geométricas do Aterro Reforçado do Lado Direito do Viaduto da MG 123 x EFVM.....	38
Tabela 3.3- Propriedades Mecânicas do Geotêxtil Utilizado nos Encontros do Viaduto da MG 123 x EFVM	41
Tabela 3.4- Características Geométricas do Aterro Reforçado da Variante da Ingá (Estaca 20+15,00 à Estaca 24+15,00).....	47
Tabela 3.5- Características Geométricas do Aterro Reforçado da Variante da Ingá (Estaca 29+10,00 à Estaca 32+10,00).....	48
Tabela 3.6- Características Geométricas do Aterro Reforçado da Variante da Ingá (Estaca 24+15,00 à Estaca 29+10,00 e da Estaca 32+10,00 à Estaca 34+5,00)	49

Tabela 3.7- Propriedades Físicas e Mecânicas dos Geotêxteis OP 60 e Amoco 2044 ...	53
Tabela 3.8- Características Geométricas do Aterro Reforçado a MG 030 (Estaca 208 à Estaca 220+5,00).....	56
Tabela 3.9- Propriedades Físicas e Mecânicas do Geotêxtil Amoco 2010	60

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1- Ângulo de Atrito e de Dilatância Típicos para Areias	76
Tabela 4.2- Propriedades do Solo de Aterro, Recomendados para a Construção de Muro Reforçado	87

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1- Propriedades Índices da Areia Micácea	110
Tabela 5.2- Propriedades Índices do Minério “in situ”	113
Tabela 5.3- Propriedades Índices do Sínter	115
Tabela 5.4- Propriedades Índices do Solo Residual de Itabirito (SRI)	118
Tabela 5.5- Valores das Resistências à Tração dos Materiais Geossintéticos Ensaçados.....	123

CAPÍTULO 6

Tabela 6.1- Faixas de Tensões Normais Utilizadas nos Ensaios	129
Tabela 6.2- Parâmetros de Resistência de Interfaces dos Materiais de Aterro Reforçado dos Encontros do Viaduto da MG 123 x EFVM.	130
Tabela 6.3- Parâmetros de Resistência de Interfaces dos Materiais do Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381	138
Tabela 6.4- Parâmetros de Resistência de Interfaces dos Materiais do Aterro Reforçado da MG 030.....	149
Tabela 6.5- Valores Comparativos dos Parâmetros de Resistência	155

CAPÍTULO 7

Tabela 7.1- Propriedades Índices da Areia de Filtro	163
---	-----

CAPÍTULO 8

Tabela 8.1- Parâmetros Adotados nas Reanálises dos Encontros do Viaduto da MG 123.....	180
Tabela 8.2- Evolução das Demandas de Mantas Têxteis para as Reanálises Tipo 1 e Tipo 2, para os Encontros do Viaduto da MG 123	186
Tabela 8.3- Valores das Resistências à Tração de Projeto para Alongamento de 5% em Função da Tensão Confinante (Geotêxtil Santa Fé)	187
Tabela 8.4- Parâmetros Adotados na Reavaliação Global dos Projetos dos Encontros do Viaduto da MG 123.....	191
Tabela 8.5- Síntese Geral dos Resultados Obtidos para o Encontro do Lado Esquerdo do Viaduto da MG 123.....	195
Tabela 8.6- Síntese Geral dos Resultados Obtidos para o Encontro do Lado Direito do Viaduto da MG 123.....	196
Tabela 8.7- Parâmetros Geométricos dos Trechos do Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381	198
Tabela 8.8- Parâmetros Adotados nas Reanálises para o Trecho I do Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381	202
Tabela 8.9- Evolução das Demandas de Mantas Têxteis para as Reanálises Tipo 1 e Tipo 2, para o Aterro Reforçado da Variante da Ingá.....	212
Tabela 8.10- Valores da Resistência à Tração de Projeto para Alongamentos de 5% em Função Tensão Confinante (Geotêxtil OP 60).....	213
Tabela 8.11- Valores da Resistência à Tração de Projeto para Alongamentos de 5% em Função da Tensão Confinante (Geotêxtil Amoco 2044).....	213
Tabela 8.12- Síntese Geral dos Resultados Obtidos para a Bancada Inferior do Trecho I do Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381	221
Tabela 8.13- Síntese Geral dos Resultados Obtidos para a Bancada Superior do Trecho I do Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381.....	222
Tabela 8.14- Síntese Geral dos Resultados Obtidos para o Trecho II do Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381.....	223
Tabela 8.15- Síntese Geral dos Resultados Obtidos para o Trecho III do Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381.....	224
Tabela 8.16- Parâmetros Adotados nas Reanálises para o Aterro Reforçado da MG 030.....	228

Tabela 8.17- Valores de Resistência à Tração de Projeto para Alongamentos de 5% em Função da Tensão Confinante (Geotêxtil Amoco 2010).....	232
Tabela 8.18- Parâmetros Adotados na Reanálise Tipo 4 do Aterro Reforçado da MG 030.....	233
Tabela 8.19- Síntese Geral dos Resultados Obtidos para o Aterro Reforçado da MG 030.....	235

Lista de Figuras

	página
CAPÍTULO 2	
Figura 2.1- Otimização dos custos de estruturas de solos reforçados.....	5
Figura 2.2- Materiais geossintéticos de uso corrente em Geotecnia.....	7
Figura 2.3- Curva típica cargas x alongamentos, obtidas em ensaios de tração simples	13
Figura 2.4- Esforços solicitantes numa estrutura de solo reforçado	15
Figura 2.5- Esquema geral do ensaio de arrancamento de reforços.....	16
Figura 2.6- Tração confinada de geotêxtil não tecido em interface com solo granular ..	18
Figura 2.7- Mecanismos de ruptura interna de maciços de solos reforçados	19
Figura 2.8- Reforço de um elemento de solo.....	20
Figura 2.9- Superfícies adotadas em análise de estabilidade baseadas no equilíbrio limite	24
Figura 2.10- Análise por equilíbrio local.....	25
Figura 2.11- Comportamento típico da resistência à tração versus tempo para geossintéticos.....	28
Figura 2.12- Processos construtivos de aterros reforçados.....	33
CAPÍTULO 3	
Figura 3.1- Esquema geral de localização das obras.....	35
Figura 3.2- Esquema da planta de localização do viaduto da MG 123 x EFVM, próximo à cidade de Rio Piracicaba/ MG	36
Figura 3.3- Seções transversais típicas dos encontros do viaduto da MG 123 x EFVM	37
Figura 3.4- Curvas granulométricas da areia micácea utilizada nos encontros do viaduto MG 123.....	40
Figura 3.5- Curvas de compactação da areia micácea utilizada nos encontros do viaduto da MG 123.....	40
Figura 3.6a- Fase inicial da construção do encontro do lado direito do viaduto	43
Figura 3.6b- Fase final da construção do encontro do lado esquerdo do viaduto.....	43

Figura 3.6c- Detalhe da construção do paramento protetor e da face dobrada da manta geotêxtil (Encontro do lado esquerdo do viaduto).....	44
Figura 3.7- Obra concluída (junho de 1999) e detalhe do paramento em “tela- estuque” no encontro do lado direito do viaduto	44
Figura 3.8a- Seção típica entre as estacas 20+15,00 e 24+15,00.....	46
Figura 3.8b- Seção típica entre as estacas 29+10,00 e 32+10,00	47
Figura 3.8c- Seção típica entre as estacas 24+15,00 e 29+10,00 e entre as estacas Entre as estacas 32+10,00 e 34+5,00	48
Figura 3.9- Curvas granulométricas dos solos utilizados no aterro reforçado da Variante da Ingá	51
Figura 3.10a- Detalhe da sobreposição da manta geotêxtil e construção do sistema de drenagem	54
Figura 3.10b- Serviço de compactação de borda e detalhe das dobras feitas nas mantas.....	54
Figura 3.10c- Detalhes do paramento em “rip-rap” e do sistema de drenagem superficial	55
Figura 3.11- Seção-tipo do terro reforçado da MG 030 (Estaca 208 a Estaca 220 + 5,00).....	57
Figura 3.12- Curva de distribuição granulométrica do solo do aterro reforçado da MG 030.....	58
Figura 3.13a- Vista geral da fase inicial da construção do aterro reforçado	61
Figura 3.13b- Basculamento do material de aterro sobre a manta geotêxtil	61
Figura 3.13c- Vista parcial da obra com detalhe do paramento em “rip-rap”	62
Figura 3.14- Aterro na fase final de construção (maio de 2000)	62

CAPÍTULO 4

Figura 4.1- Estrutura de contenção em solo reforçado com geossintético	63
Figura 4.2- Esforços atuantes em uma estrutura de solo reforçado	64
Figura 4.3- Geometria e parâmetros de análise da estabilidade interna.....	69
Figura 4.4- Análise da estabilidade global do conjunto solo reforçado/solo adjacente ..	74
Figura 4.5- Círculos de Mohr das tensões e incrementos de deformação	76
Figura 4.6- (a) direções características para o arranjo de comprimento ideal;	

(b) distribuição dos esforços o longo das camadas de reforço	78
Figura 4.7- (a) direções características para o arranjo de comprimento truncado;	
(b) distribuição dos esforços o longo das camadas de reforço	81
Figura 4.8- Ábaco para o cálculo das deformações para arranjo de comprimento ideal e espaçamento variável	83
Figura 4.9- Ábaco para o cálculo das deformações para arranjo de comprimento ideal e espaçamento uniforme.....	84
Figura 4.10- Ábaco para o cálculo das deformações para arranjo de comprimento variável	85
Figura 4.11- Ábaco para o cálculo das deformações para arranjo de comprimento uniforme	86
Figura 4.12- Geometria e variáveis de utilizadas no programa “Retaining Wall”.....	88
Figura 4.13- Superfície potencial de ruptura do STABL6	92
Figura 4.14- Localização do reforço e distribuição da força e fator de inclinação	94
Figura 4.15- Concepção básica de muros reforçados tipo SRW	95
Figura 4.16- Componentes principais, geometria e pressões de terra adotadas no método NCMA.....	96
Figura 4.17- Geometria e características gerais das estruturas de solo reforçado para análises pelo programa ReSlope	99
Figura 4.18- Análise da estabilidade local de superfícies em espiral logarítmica	101
Figura 4.19- Análise da estabilidade global por ancoragem dos reforços.....	102
Figura 4.10- Análise da estabilidade global por deslizamento relativo	104

CAPÍTULO 5

Figura 5.1- Amostras da areia fina micácea e do geotêxtil não tecido Santa Fé	109
Figura 5.2- Curvas de distribuição granulométrica da areia fina dos encontros da MG 123.....	109
Figura 5.3- Curvas de compactação da areia fina dos encontros do viaduto da MG 123.....	110
Figura 5.4- Amostras do minério “in situ” e do geotêxtil tecido Amoco 2044	111
Figura 5.5- Amostras do sínter e do geotêxtil não tecido OP 60	112
Figura 5.6- Curvas granulométricas do minério “in situ” da Variante da Ingá -	

BR 381.....	113
Figura 5.7- Curva de compactação do minério “in situ” da Variante da Ingá - BR 381.....	113
Figura 5.8- Curvas granulométricas do sínter da Variante da Ingá – BR 381.....	114
Figura 5.9- Diagrama de difração de raio X do sínter da Variante da Ingá – BR 381..	116
Figura 5.10- Amostras do solo residual de Itabirito (SRI) e do geotêxtil tecido Amoco 2010.....	117
Figura 5.11- Curvas de distribuição granulométrica do SRI da MG 030.....	117
Figura 5.12- Curvas de compactação do SRI da MG 030.....	118
Figura 5.13- Diagrama de difração de raio X do solo residual de itabirito do aterro reforçado da MG 030	119
Figura 5.14- Equipamento Instron 5500 (IBAMA-DF)	120
Figura 5.15- Geometria inicial das amostras têxteis	121
Figura 5.16- Curvas cargas x alongamentos dos geossintéticos estudados.....	122

CAPÍTULO 6

Figura 6.1- Equipamento de cisalhamento direto utilizado nos ensaios	126
Figura 6.2- Arranjos típicos dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto com interfaces solo/solo e solos/geossintéticos.....	127
Figura 6.3- Curvas τ x DH e DV x DH para a areia micácea.....	132
Figura 6.4- Curvas τ x DH e DV x DH para a interface areia micácea/geotêxtil Santa Fé/ areia micácea	133
Figura 6.5- Curvas τ x DH e DV x DH para a interface areia micácea/geotêxtil Santa Fé do lado reforçado/areia micácea	134
Figura 6.6- Curvas τ x DH e DV x DH para a interface areia micácea/geotêxtil Santa Fé/ bloco de madeira.....	135
Figura 6.7- Envoltória de resistência para a areia micácea	136
Figura 6.8- Envoltória de resistência para a interface areia micácea/geotêxtil Santa Fé/ areia micácea	136
Figura 6.9- Envoltória de resistência para a interface areia micácea/geotêxtil Santa Fé do lado reforçado/areia micácea	137

Figura 6.10- Envoltória de resistência para a interface areia micácea/geotêxtil Santa Fé/ bloco de madeira	137
Figura 6.11- Curvas τ x DH e DV x DH para o minério “in situ”	139
Figura 6.12- Curvas τ x DH e DV x DH para a interface minério/geotêxtil Amoco 2044/ minério.....	140
Figura 6.13- Curvas τ x DH e DV x DH para a interface minério/geotêxtil Amoco 2044/ bloco de madeira	141
Figura 6.14- Envoltória de resistência para o minério	142
Figura 6.15- Envoltória de resistência para a interface minério/geotêxtil Amoco 2044/ minério.....	142
Figura 6.16- Envoltória de resistência para a interface minério/geotêxtil Amoco 2044/ bloco de madeira	143
Figura 6.17- Curvas τ x DH e DV x DH para o sínter	144
Figura 6.18- Curvas τ x DH e DV x DH para a interface sínter/geotêxtil OP 60/ sínter.....	145
Figura 6.19- Curvas τ x DH e DV x DH para a interface sínter/geotêxtil OP 60/ bloco de madeira	146
Figura 6.20- Envoltória de resistência para o sínter	147
Figura 6.21- Envoltória de resistência para a interface sínter/geotêxtil OP 60/sínter	147
Figura 6.22- Envoltória de resistência para a interface sínter/geotêxtil OP 60/bloco de madeira.....	148
Figura 6.23- Curvas τ x DH e DV x DH para o solo residual de itabirito (SRI)	150
Figura 6.24- Curvas τ x DH e DV x DH para a interface SRI/geotêxtil Amoco 2010/ SRI.....	151
Figura 6.25- Curvas τ x DH e DV x DH para a interface SRI/geotêxtil Amoco 2010/ bloco de madeira	152
Figura 6.26- Envoltória de resistência para o solo residual de itabirito (SRI)	153
Figura 6.27- Envoltória de resistência para a interace SRI/geotêxtil Amoco 2010/ SRI.....	153
Figura 6.28- Envoltória de resistência para a interace SRI/geotêxtil Amoco 2010/	

bloco de madeira	154
------------------------	-----

CAPÍTULO 7

Figura 7.1- Primeira versão do equipamento de tração confinada da UnB.....	157
Figura 7.2- Segunda versão do equipamento de tração confinada da UnB.....	158
Figura 7.3- Detalhe da instrumentação do equipamento de tração confinada e do sistema de reação.....	160
Figura 7.4- Amostras da areia de filtro e do geotêxtil OP 30 utilizados nos ensaios-testes.....	162
Figura 7.5- Curva de distribuição granulométrica da areia de filtro	162
Figura 7.6- Resultados de ensaios de tração confinada em interfaces areia de filtro/geotêxtil OP 30	164
Figura 7.7- Resultados dos ensaios de tração confinada em interfaces areia micácea / geotêxtil não tecido Santa Fé.....	166
Figura 7.8- Comportamento rigidez secante x tensão confinante para diferentes alongamentos de interfaces areia/geotêxtil não tecido Santa Fé	167
Figura 7.9- Comportamento cargas x tensão confinante para diferentes alongamentos de interfaces areia micácea/geotêxtil não tecido Santa Fé.....	167
Figura 7.10- Resultados de ensaios de tração confinada em interfaces síter / geotêxtil não tecido OP 60.....	169
Figura 7.11- Comportamento rigidez secante x tensão confinante para diferentes alongamentos de interfaces síter/geotêxtil não tecido OP 60	170
Figura 7.12- Comportamento cargas x tensão confinante para diferentes alongamentos de interfaces síter/geotêxtil não tecido OP 60	170
Figura 7.13- Resultados dos ensaios de tração confinada em interfaces minério/geotêxtil tecido Amoco 2044	172
Figura 7.14- Resultados dos ensaios de tração confinada em interfaces SRI/geotêxtil tecido Amoco 2010	173
Figura 7.15- Comportamento rigidez secante x tensão confinante para diferentes alongamentos de interfaces SRI/geotêxtil tecido Amoco 2010.....	174
Figura 7.16- Comportamento cargas x tensão confinante para diferentes alongamentos de interfaces SRI/geotêxtil tecido Amoco 2010	174

Figura 7.17- Amostras geotêxteis ensaiadas sob tensão de confinamento	175
---	-----

CAPÍTULO 8

Figura 8.1- Comparativo de custos entre projeto e obra executada (Encontros do Viaduto MG 123).....	178
Figura 8.2- Configuração da Reanálise Tipo 1, obtida para o encontro do lado esquerdo do viaduto da MG 123.....	181
Figura 8.3- Configuração da Reanálise Tipo 1, obtida para o encontro do lado direito do viaduto da MG 123	182
Figura 8.4- Configuração da Reanálise Tipo 2, obtida para o encontro do lado esquerdo do viaduto da MG 123.....	183
Figura 8.5- Configuração da Reanálise Tipo 2, obtida para o encontro do lado direito do viaduto da MG 123	184
Figura 8.6- Configuração da Reanálise Tipo 2A, obtida para o encontro do lado esquerdo do viaduto da MG 123 (T = 13,1kN/m)	184
Figura 8.7- Configuração da Reanálise Tipo 2A, obtida para o encontro do lado direito do viaduto da MG 123 (T = 13,1kN/m)	185
Figura 8.8- Configuração da Reanálise Tipo 2B, obtida para o encontro do lado direito do viaduto da MG 123 (T = 13,1kN/m e espaçamento entre reforços de 0,15 a 0,60m).....	186
Figura 8.9- Esquema de subdivisão do talude em zonas distintas para análise dos efeitos das tensões confinantes	188
Figura 8.10- Configuração da Reanálise Tipo 3, obtida para o encontro do lado esquerdo do viaduto da MG 123.....	189
Figura 8.11- Configuração da Reanálise Tipo 3, obtida para o encontro do lado direito do viaduto da MG 123.....	189
Figura 8.12- Configuração da Reanálise Tipo 4, obtida para o encontro do lado esquerdo do viaduto da MG 123 (T = 40kN/m)	192
Figura 8.13- Configuração da Reanálise Tipo 4, obtida para o encontro do lado direito do viaduto da MG 123 (T = 40kN/m)	192
Figura 8.14- Configuração da Reanálise Tipo 4A, obtida para o encontro do lado esquerdo do viaduto da MG 123 (T = 60kN/m)	193

Figura 8.15- Configuração da Reanálise Tipo 4A, obtida para o encontro do lado direito do viaduto da MG 123 ($T = 60\text{kN/m}$)	194
Figura 8.16- Comparativo de custos entre projeto e obra executada (Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381)	199
Figura 8.17- Configuração da Reanálise Tipo 1, obtida para a bancada inferior do Trecho A do aterro reforçado da variante da Ingá	203
Figura 8.18- Configuração da Reanálise Tipo 1, obtida para a bancada superior do Trecho A do aterro reforçado da variante da Ingá	203
Figura 8.19- Configuração da Reanálise Tipo 1, obtida para o Trecho B do aterro reforçado da variante da Ingá	204
Figura 8.20- Configuração da Reanálise Tipo 1, obtida para o Trecho C do aterro reforçado da variante da Ingá	205
Figura 8.21- Configuração da Reanálise Tipo 2, obtida para a bancada inferior do Trecho A do aterro reforçado da variante da Ingá ($T = 75\text{kN/m}$).....	206
Figura 8.22- Configuração da Reanálise Tipo 2A, obtida para a bancada inferior do Trecho A do aterro reforçado da variante da Ingá ($T = 60\text{kN/m}$).....	207
Figura 8.23- Configuração da Reanálise Tipo 2, obtida para a bancada superior do Trecho A do aterro reforçado da variante da Ingá ($T = 40\text{kN/m}$).....	208
Figura 8.24- Configuração da Reanálise Tipo 2A, obtida para a bancada superior do Trecho A do aterro reforçado da variante da Ingá ($T = 31,1\text{kN/m}$).....	208
Figura 8.25- Configuração da Reanálise Tipo 2, obtida para o Trecho B do aterro reforçado da variante da Ingá ($T = 40\text{kN/m}$).....	209
Figura 8.26- Configuração da Reanálise Tipo 2A, obtida para o Trecho B do aterro reforçado da variante da Ingá ($T = 31,1\text{kN/m}$).....	210
Figura 8.27- Configuração da Reanálise Tipo 2, obtida para o Trecho C do aterro reforçado da variante da Ingá ($T = 40\text{kN/m}$).....	211
Figura 8.28- Configuração da Reanálise Tipo 2A, obtida para o Trecho C do aterro reforçado da variante da Ingá ($T = 31,1\text{kN/m}$).....	211
Figura 8.29- Distribuição da tensões verticais atuantes na bancada inferior do Trecho A do aterro reforçado da Variante da Ingá.....	214
Figura 8.30- Configuração da Reanálise Tipo 3, obtida para a bancada inferior do Trecho A do aterro reforçado da variante da Ingá	215

Figura 8.31- Distribuição da tensões verticais atuantes na bancada superior do Trecho A do aterro reforçado da Variante da Ingá.....	215
Figura 8.32- Configuração da Reanálise Tipo 3, obtida para a bancada superior do Trecho A do aterro reforçado da variante da Ingá	216
Figura 8.33- Configuração da Reanálise Tipo 3, obtida para o Trecho B do aterro reforçado da variante da Ingá	217
Figura 8.34- Configuração da Reanálise Tipo 3, obtida para o Trecho C do aterro reforçado da variante da Ingá	217
Figura 8.35- Configuração da Reanálise Tipo 4A, obtida para a bancada inferior do Trecho A do aterro reforçado da variante da Ingá (T = 90kN/m).....	218
Figura 8.36- Configuração da Reanálise Tipo 4A, obtida para a bancada superior do Trecho A do aterro reforçado da variante da Ingá (T = 60kN/m).....	219
Figura 8.37- Configuração da Reanálise Tipo 4A, obtida para o Trecho B do aterro reforçado da variante da Ingá (T = 60kN/m).....	220
Figura 8.38- Configuração da Reanálise Tipo 4A, obtida para o Trecho C do aterro reforçado da variante da Ingá (T = 60kN/m).....	220
Figura 8.39- Placas pré-moldadas utilizadas em paramentos de aterros reforçados na MG 030.....	226
Figura 8.40- Comparativo de custos entre projeto e obra executada (Aterro Reforçado da MG 030).....	227
Figura 8.41- Configuração da Reanálise Tipo 1, obtida para o aterro reforçado da MG 030.....	229
Figura 8.42- Configuração da Reanálise Tipo 1A, obtida para o aterro reforçado da MG 030 (declividade do terreno natural junto ao pé da estrutura $\cong 30^\circ$). 230	
Figura 8.43- Configuração da Reanálise Tipo 2, obtida para o aterro reforçado da MG 030.....	231
Figura 8.44- Configuração da Reanálise Tipo 3, obtida para o aterro reforçado da MG 030.....	232
Figura 8.45- Configuração da Reanálise Tipo 4A, obtida para o aterro reforçado da MG 030 (T = 50,4kN/m)	234

CAPÍTULO 9

Figura 9.1- Variação da rigidez com as tensões confinantes para o geotêxtil utilizado nas obras da MG 123.....	237
Figura 9.2- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do encontro do lado direito do viaduto da MG 123 - (Projeto Equivalente).....	238
Figura 9.3- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do encontro do Lado direito do viaduto da MG 123 , para rigidez dos reforços constante – (Projeto Equivalente)	240
Figura 9.4- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do encontro do lado direito do viaduto da MG 123 - (Projeto Proposto).....	241
Figura 9.5- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do encontro do lado direito do viaduto da MG 123 - (rigidezes dos reforços a 1% de deformação e arranjos de comprimento ideal)	242
Figura 9.6- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do encontro do lado direito do viaduto da MG 123 - (rigidezes dos reforços a 1% de deformação e arranjos de comprimento truncado).....	243
Figura 9.7- Variação da rigidez com as tensões confinantes para o geotêxtil utilizado no Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá – BR 381.....	244
Figura 9.8- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá - BR 381 - (Projeto Equivalente)	245
Figura 9.9- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá / BR 381 - (Reanálise Tipo2).....	246
Figura 9.10- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá / BR 381 - (Projeto Proposto)	247
Figura 9.11- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá / BR 381 – (rigidezes dos reforços a 1% de deformação e arranjos de espaçamento ideal).....	248
Figura 9.12- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá / BR 381 – (rigidezes dos reforços a 1% de deformação e arranjos de comprimento truncado).....	249
Figura 9.13- Variação da rigidez com as tensões confinantes para o geotêxtil utilizado na obra da MG 030.....	250

Figura 9.14- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do aterro reforçado da MG 030 – (Reanálise Equivalente).....	251
Figura 9.15- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do aterro reforçado da MG 030 – (Reanálise Tipo 2).....	252
Figura 9.16- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do aterro reforçado da MG 030 – (Projeto Proposto)	253
Figura 9.17- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do aterro reforçado da MG 030 – (rigidezes dos reforços a 1% de deformação e arranjos de comprimento ideal).	254
Figura 9.18- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do aterro reforçado da MG 030 – (rigidezes dos reforços a 1% de deformação e arranjos de comprimento truncado).	255

Lista de Abreviaturas e de Símbolos

a	coeficiente de adesão
b	espessura do reforço
B	largura da estrutura de contenção
B_d	largura da estrutura de solo reforçado assente sobre solos argilosos, sob condições não drenada
B_T	largura da estrutura de solo reforçado assente sobre solos não coesivos
c	coesão do solo
c'	coesão efetiva do solo
c_g	coesão de interface solo-geossintético
c'_f	coesão do solo de fundação
C_i	coeficiente de aderência solo-reforço
c_i	coesão na base da i -ésima fatia
C_u	coeficiente de não-uniformidade
D	embutimento da estrutura no solo de fundação
d	deslocamento da amostra
D_{50}	diâmetro dos grãos de solo correspondente a 50% do solo passante
d_i	braço de alavanca do momento de Q_{ih}
E	empuxo ativo de Rankine
e	excentricidade da resultante dos esforços a base da estrutura
E_A	empuxo ativo de Rankine
e_{max}	índice de vazios máximo
e_{min}	índice de vazios mínimo
f	coeficiente de atrito
f_{amb}	fator de redução por efeito de degradação pelo meio ambiente (química e biológica)
f_{bd}	fator de redução devido a degradação biológica

f_{cd}	fator de redução devido a degradação química
f_{col}	fator de redução devido a colmatção ou bloqueio físico, químico e biológico
f_d	fator de segurança quanto a durabilidade
f_{dm}	fator de redução devido a danos mecânicos de instalação
f_{em}	fator de redução por eventuais emendas
f_{fi}	fator de redução por deformações por fluência
f_{fic}	fator de redução de vazios por fluência em compressão/cisalhamento
f_{id}	fator de segurança devido a danos de instalação
f_m	fator de redução devido a incertezas quanto ao material
F_{Rj}	força na j-ésima camada de reforço
FS	fator de segurança
FS_{anc_i}	coeficiente de segurança contra a ruptura do reforço i
FS_d	fator de segurança da estrutura quanto ao deslizamento ao longo de sua base
FS_f	fator de segurança quanto a capacidade de carga da fundação
FS_i	fatores de segurança parciais
FS_{OS}	fator de segurança contra a ruptura do reforço
FS_{PO}	fator de segurança quanto a ancoragem do reforço
FS_t	fator de segurança quanto ao tombamento
G	densidade real do grãos
H	altura da estrutura
I_f	fator de inclinação
IP	Índice de Plasticidade
J	módulo rigidez do reforço
$J_{(i\%)}$	módulo de rigidez correspondente a i % de deformação do ensaio de tração confinada
J_i	módulo de rigidez tangente secante inicial
$J_{máx}$	módulo de rigidez tangente máxima
J_{sec}	módulo de rigidez secante
K_a	coeficiente de empuxo ativo
l	comprimento do reforço
L	comprimento do reforço embutido no solo

l_{ai}	comprimento de ancoragem relativo ao reforço considerado
L_e	comprimento mínimo necessário do reforço na base do muro
L_T	comprimento mínimo do geotêxtil para prevenir o deslizamento
l_t	trecho da dobra do geotêxtil de comprimento horizontal
l_θ	trecho da dobra do geotêxtil de comprimento inclinado de um ângulo θ com a horizontal
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
LTDS	resistência de projeto final (“long-term design strength”)
m	numero de camadas de reforço
M_A	menor gramatura do geossintético
N	força normal
n	número de camadas de reforços
n	número de fatias
N_c	fator de capacidade de carga
N_γ	fator de capacidade de carga
N_q	fator de capacidade de carga
q	sobrecarga uniformemente distribuída
q_{max}	capacidade de carga do solo de fundação
q_v	tensão vertical na base da estrutura
Q	resultante da carga uniformemente distribuída sobre a estrutura de solo Reforçado
Q_{ih}	carga horizontal aplicada na superfície da i -ésima fatia
Q_{iv}	carga vertical aplicada na superfície da i -ésima fatia
r	raio do círculo de atrito
R_{PO}	resistência ao arrancamento
S	espaçamento entre camadas de reforços
S_h	espaçamento horizontal entre reforços
s_u	resistência não drenada
S_v	espaçamento vertical entre reforços
T	resistência à tração do geotêxtil

T_a	tração admissível do reforço
T_{base}	esforço de tração no reforço situado na base da estrutura
T_d	resistência à tração de dimensionamento
T_i	esforço de tração numa dada camada de solo i
T_{ind}	resistência média do reforço obtida a partir do ensaio de tração faixa larga
$T_{índice}$	resistência à tração índice obtida em ensaio de laboratório em condições de deformação plana com duração inferior à vida útil da obra.
t_j	esforço necessário a ser mobilizado em cada reforço
T_m	tração máxima no reforço
T_p	resistência ao arrancamento por unidade de largura
T_r	força mobilizada em cada reforço
T_R	resultante das forças mobilizadas em todos os reforços
T_{ref}	resistência à tração de referência do geossintético ao final da vida útil da obra
T_{rm}	esforços de tração máximo no reforço, para arranjos de espaçamento variável
T_{RM}	esforço de tração máximo a ser absorvido por todas as camadas de reforço
T_{ult}	resistência à tração última, obtida em ensaio de tração tipo “faixa larga”
u_i	poropressão atuante na base da i -ésima fatia
w_{ot}	teor de umidade ótima
x	distância da face da estrutura até a interface da zona 2 e zona 3 (Método de Jewell e Milligan, 1989), para uma dada profundidade z
x_c	abscissa do centro do círculo de atrito de raio r
x_R	distância da resultante dos esforços na base até o pé da estrutura de solo reforçado
x_Q	distância da resultante da sobrecarga uniformemente distribuída até o pé da estrutura de solo reforçado
W	resultante da força peso da estrutura de solo reforçado
W_i	peso da i -ésima fatia
y_c	ordenada do centro do círculo de atrito de raio r
y_j	braço de alavanca do momento para a j -ésima camada de reforço
y_E	distância vertical da resultante de empuxo ativo até a base da estrutura de solo reforçado
z	profundidade genérica

α	ângulo entre a face da estrutura e a vertical
α_t	ângulo do talude
β	inclinação do muro
Δl_i	diferença de leituras do extensômetro i
Δx_i	largura da i-ésima fatia
δ_b	ângulo de atrito ao longo da interface solo reforçado/solo de fundação
δ_{inf}	ângulo de atrito do geotêxtil com o solo de aterro
$\delta\varepsilon_h$	deformação específica horizontal
$\delta\varepsilon_v$	deformação específica vertical
$\delta\gamma$	deformação cisalhante
ε	deformações específicas ou alongamentos
$\varepsilon_{máx}$	deformação específica máxima ou alongamento máximo
ϕ	ângulo de atrito interno do solo
ϕ'	ângulo de atrito efetivo do solo
ϕ_{cv}	ângulo de atrito do solo de aterro a volume constante
ϕ_{ds}	ângulo de atrito ao cisalhamento direto
ϕ'_f	ângulo de atrito do solo de fundação
ϕ_g	ângulo de atrito de interface solo-geossintético
ϕ_i	ângulo de atrito na base da i-ésima fatia
ϕ_{ps}	ângulo de atrito de pico em condições de deformação plana
γ	peso específico do solo
γ_{max}	peso específico máximo seco
γ_{min}	peso específico mínimo seco
λ	adesão entre a base da estrutura de solo reforçado e a fundação
σ_o	sem confinamento
σ_c	tensão confinante
$\overline{\sigma'_h}$	tensão horizontal média entre duas camadas de reforço de espaçamento S
$\sigma'_{h_{comp}}$	tensão horizontal devido a efeitos de compactação
σ_v	tensão vertical

$\overline{\sigma'_v}$	tensão vertical média entre duas camadas de reforço de espaçamento S
$(\sigma_v)_{\max}$	tensão vertical máxima na base da estrutura
$(\sigma_v)_{\min}$	tensão vertical mínima na base da estrutura
Ψ	inclinação do reforço
ψ	ângulo de dilatância do solo de aterro
θ_i	inclinação da base da i-ésima fatia
τ	tensão cisalhante

INTRODUÇÃO

1.1. OBJETIVOS GERAIS

A superação de desafios crescentes na implantação de grandes obras civis, em locais ou em terrenos que apresentam características geotécnicas inadequadas, tem sido possível mediante várias tecnologias de estabilização e reforço dos solos. Neste contexto, os materiais sintéticos têm ocupado um espaço especialmente importante, conjugando à simplicidade dos aspectos construtivos, múltiplas funções de atuação, incluindo drenagem, filtração, separação, reforço, proteção e impermeabilização.

Como elementos de reforço, os geotêxteis e as geogrelhas são os geossintéticos mais comumente utilizados e, em função da natureza distinta entre eles, a interação com o solo adjacente e os mecanismos de ruptura e de deformabilidade de estruturas de solos reforçados com estes materiais envolvem tratamentos diferenciados e específicos.

No Brasil, a par um amplo processo de divulgação destas tecnologias junto à comunidade geotécnica, a utilização de geossintéticos como elementos de reforço é ainda muito incipiente e limitada a iniciativas localizadas. A título de exemplo, o Brasil responde por cerca de 1% do consumo mundial de geossintéticos (Maroni, 1992 em Palmeira, 1995), quantitativo muito inferior às demandas atuais dos Estados Unidos e dos principais países europeus.

Assim, torna-se bastante expressiva a iniciativa do DER/MG em estabelecer a metodologia de reforço de solos com geossintéticos como alternativa corrente em projetos de estabilização de taludes rodoviários. Embora estas obras não contem efetivamente com procedimentos de projeto e de controle executivo mais refinados que os das obras convencionais, a experiência adquirida permitiu a generalização da prática a concepções distintas, envolvendo diferentes padrões de projetos.

Esta prática incorpora impactos tanto tecnológicos quanto econômicos e isto pode ser facilmente explicitado pela abrangência de sua aplicação, considerando o

potencial de sua aplicação a toda a malha viária do país, uma das mais extensas do mundo e fortemente condicionada por uma geomorfologia de relevos acidentados.

Face a esta realidade, este trabalho buscou estabelecer, sob bases conceituais e parâmetros de análise melhores quantificados e mais realísticos, uma avaliação crítica dos procedimentos de projeto, execução e monitoramento das obras em solos reforçados com geossintéticos, implantadas recentemente pelo Departamento de Estradas de Rodagem em Minas Gerais. Nesta abordagem, foram considerados os seguintes empreendimentos:

1. Encontros do viaduto no km 12 da MG 123, sobre a estrada de ferro Vitória-Minas (EFVM), próximo à cidade de Rio Piracicaba;
2. Aterro reforçado da Variante da Ingá, situado no km 510,24 da BR 381, rodovia Fernão Dias, próximo à cidade de Igarapé;
3. Aterro reforçado das obras de duplicação da MG 030, situado no km 16, entre as cidades de Belo Horizonte e Nova Lima.

Na formulação proposta, estes projetos foram avaliados de acordo com as suas premissas originais e reformulados com base na proposição de critérios mais realistas em termos da adoção dos parâmetros de resistência dos solos, dos reforços e da interação solo-reforço, dos métodos de dimensionamento e dos processos construtivos. A sistematização das correlações então implementadas possibilitou uma reanálise global das metodologias de projeto e execução com impactos relevantes no custo final das obras. Este aspecto constitui, sem dúvida, o fator de maior repercussão na difusão da tecnologia do reforço com produtos sintéticos aos aterros e taludes na malha viária de todo o país.

1.2- ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho é dividido em dez capítulos com a seguinte distribuição:

No capítulo 1, faz-se uma abordagem geral sobre a natureza e os objetivos do trabalho proposto.

O capítulo 2 consiste em uma apresentação abrangente dos princípios que regem a utilização de materiais sintéticos em estruturas de solos reforçados. Assim são citados os tipos mais comuns dos geossintéticos e descritas as suas propriedades de maior

relevância como elementos de reforço. São abordados os mecanismos de ruptura e os critérios específicos para o dimensionamento e a análise da estabilidade interna de estruturas de solos reforçados com geossintéticos, bem como apresentados aspectos principais das metodologias construtivas.

No capítulo 3, faz-se uma descrição geral das obras analisadas neste estudo, considerando suas características de natureza, localização, geometria, materiais utilizados, métodos construtivos e critérios de projeto.

O capítulo 4 compreende a descrição dos métodos computacionais utilizados no dimensionamento destas estruturas, em termos de projeto (pelo DER/MG) e da presente pesquisa (programa ReSlope). São expostos inicialmente os princípios dos dimensionamento de estruturas de solos reforçados com base nos métodos de equilíbrio limite, compreendendo análises de estabilidade interna, externa e global da estrutura e ainda análises de deformabilidade (método de Jewell e Milligan, 1989), que são utilizados na previsão dos deslocamentos das faces de estruturas de solos reforçados.

No capítulo 5, são apresentados os resultados dos ensaios preliminares de caracterização dos materiais constituintes (solos e geotêxteis). Para os solos, foram investigadas as propriedades granulométricas, densidade dos grãos, limites de consistência e parâmetros de compactação com energia tipo Proctor Normal. Para os geotêxteis, foram executados ensaios de tração do tipo “faixa larga”, para caracterização da resistência intrínseca destes materiais, a par suas aplicações geotécnicas em obras de reforço.

No capítulo 6, são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, realizados nas interfaces solo/solo e solo/geossintético, com base nas configurações adotadas nos projetos analisados. São explicitados os procedimentos de ensaio, velocidades de cisalhamento adotadas, parâmetros de resistência (c' e ϕ') do solo e os de interface (c_g e ϕ_g) obtidos, bem como os fatores de adesão (a) e os fatores de atrito (f) estimados. A série dos ensaios buscou contemplar as faixas de tensões atuantes no campo.

No capítulo 7, são apresentados os resultados dos ensaios de tração confinada realizados para as interfaces em estudo. Após a descrição básica do equipamento utilizado, são apresentados os procedimentos dos ensaios, velocidades aplicadas, as

etapas de preparação dos corpos de prova, a instrumentação utilizada e os resultados obtidos, expressos na forma de curvas características cargas x alongamentos e rigidez secante x alongamentos, obtidas para uma nova célula desenvolvida que buscou levar em consideração a movimentação da face de uma estrutura de solo reforçado.

No capítulo 8, são discutidos os resultados de diferentes modelos de dimensionamento das obras em estudo, para as condições de projeto e pesquisa, correlacionando os resultados geotécnicos e dos programas implementados, em termos de parâmetros geotécnicos e dos efeitos de confinamento na resistência à tração dos reforços, para deformações específicas de 1% e 5%.

No capítulo 9, são apresentados e discutidos os resultados dos deslocamentos horizontais da face e dos recalques da crista das estruturas analisadas, estimados através dos ábacos propostos por Jewell e Milligan (1989), levando-se em conta os efeitos de confinamento do solo.

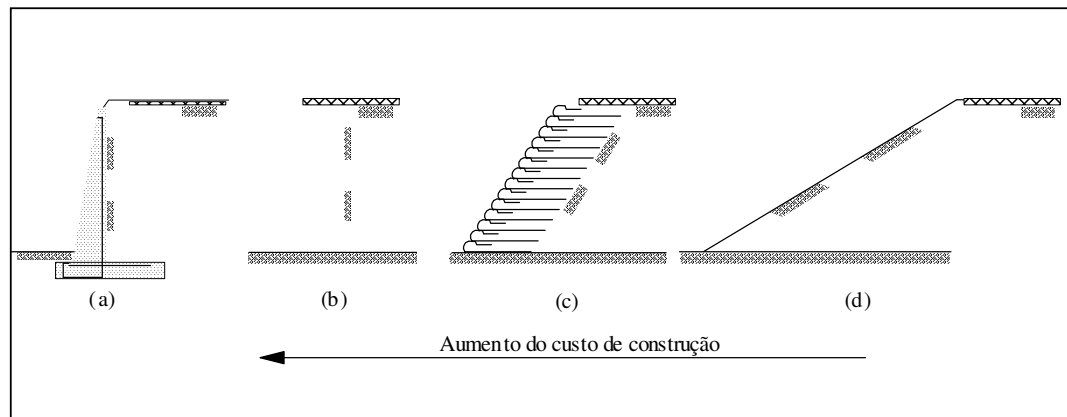
No capítulo 10, são estabelecidas as principais conclusões obtidas neste trabalho e propostas sugestões para futuros trabalhos na área de solos reforçados com geossintéticos, de maneira a se otimizar metodologias de projeto e critérios de dimensionamento de tais estruturas.

Finalmente, por se tratar do objetivo primário deste trabalho, é imperativo enfatizar que os procedimentos de análise de estruturas de solos reforçados podem e devem ser orientados por um estudo detalhado e abrangente das características das interfaces solo-geossintéticos. Assim, os parâmetros de interação mecânica obtidos em ensaios de cisalhamento direto e os parâmetros de interface, sob as tensões confinantes atuantes, devem ser cuidadosamente estudados antes da elaboração do projeto final de engenharia, já que são fatores de suma importância no dimensionamento de estruturas de solos reforçados e, com certeza, fundamentais para se conceber estruturas mais econômicas e menos conservativas do que aquelas até então executadas.

ESTRUTURAS DE SOLOS REFORÇADOS COM MATERIAIS GEOSSINTÉTICOS

2.1 - INTRODUÇÃO

Os materiais geossintéticos, pelas suas características de versatilidade, baixo custo e facilidade construtiva, têm ocupado um espaço crescente no âmbito na engenharia geotécnica, onde são utilizados em sistemas de drenagem, filtração, separação, reforço, proteção e impermeabilização. Um exemplo singular deste impacto tecnológico é a crescente otimização dos projetos de estruturas de contenção utilizando tais materiais sob a forma de inclusões múltiplas (figura 2.1).



a – muro de concreto armado

b – muro reforçado

c – talude de solo reforçado

d – talude convencional

Figura 2.1 – Otimização dos custos de estruturas de solos reforçados.

(Zornberg, 1998)

Somente na América do Norte, são produzidos atualmente mais de 150 tipos de geossintéticos e consumidos cerca de 700 milhões de metros quadrados anualmente, como pode ser observado na tabela 2.1. Para os inúmeros tipos de geossintéticos disponíveis, as diferenças ocorrem em função dos diversos processos de fabricação utilizados. Cabe ressaltar que na América do Norte, a partir de 1995, a produção e o consumo desses produtos vêm crescendo a uma taxa aproximada de 7% ao ano (Zornberg,1998).

Tabela 2.1 – Consumo de Materiais Geossintéticos em milhões de m² na América do Norte (Zornberg , 1998).

(Tipo de Geossintético)	ANO			
	1995	1996	1998	2001 (*)
Geotêxteis	346,2	356,2	419,7	477,4
Geomembranas	62,4	64,4	74,6	86,8
Geogrelhas	22,4	24,3	29,1	36,9
Geossintéticos com Núcleo				
Argiloso - (GCL)	5,0	5,4	6,1	8,2
Produtos para Controle de Erosão	72,7	77,8	82,8	93,6
Outros	16,7	20,1	25,9	31,8
TOTAL	525,4	548,2	638,2	734,7

(*) previsão

No Brasil, a utilização de geossintéticos teve sua aceleração no final da década de 70 e início da década de 80, com obras não só envolvendo aplicações em drenagem e filtração, mas também com utilização de geossintéticos como reforço de solos. Apesar deste crescimento, o Brasil detém atualmente menos de 1% do consumo mundial de geossintéticos, valor inexpressivo quando comparado aos consumos de países do primeiro mundo e mesmo com outros países com economia significativamente menores que a nossa (Maroni,1992 em Palmeira,1995). Esta situação permanece bastante similar à existente no início da década de 90.

Um geossintético é caracterizado pela natureza do polímero presente, pelo arranjo textural entre as fibras e/ou filamentos, pela tecnologia de fabricação e pelas

suas aplicações geotécnicas (figura 2.2). Ao serem incluídos em uma massa de solo sob a forma de diferentes produtos (filamentos, tiras, mantas, grelhas, etc), promovem uma redistribuição global das tensões e das deformações em um maciço de solo reforçado. (Mitchell e Villet, 1987; Palmeira, 1987; Leschinsky e Boedeker, 1989; Gomes, 1993; Koerner, 1998; Abramento, 1999).

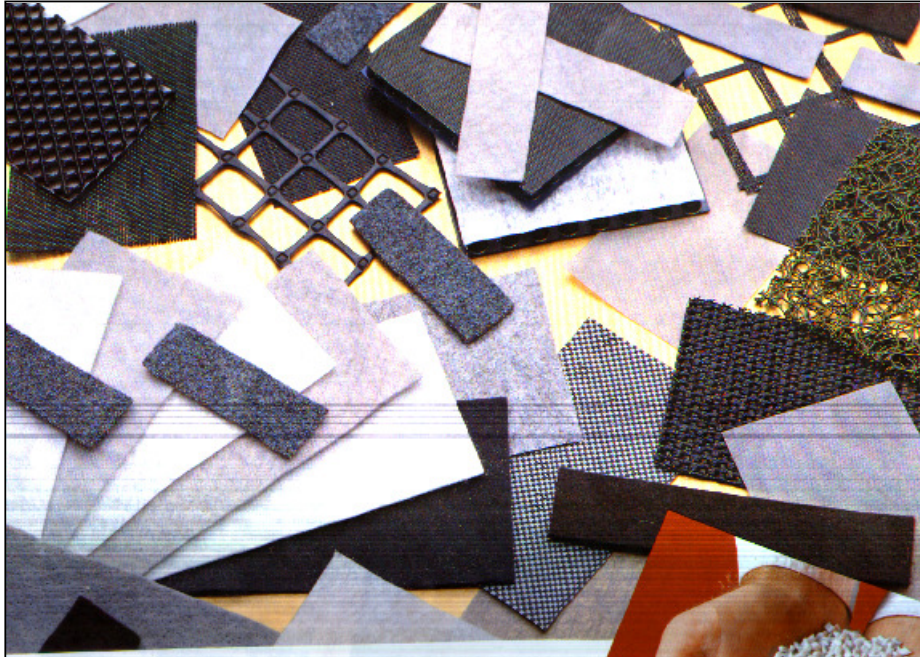


Figura 2.2- Materiais geossintéticos de uso corrente em Geotecnia.

2.2- TIPOS DE GEOSINTÉTICOS

Num contexto geral, os geossintéticos podem ser classificados nos seguintes tipos:

- geotêxteis;
- geomembranas;
- geodrenos;
- geocélulas;

- geogrelhas;
- georredes;
- geocompostos;
- fibras, filamentos, etc;
- GCL – geocompostos com núcleo argiloso.

2.2.1 - Geotêxteis

Dentre os materiais geossintéticos, os geotêxteis são os mais conhecidos. São materiais planares, flexíveis, compostos por fibras têxteis ordenadas ou dispostas aleatoriamente.

Durante o processo de produção do geotêxtil, elementos como fibras ou fios são combinados em estruturas têxteis planares. As fibras podem ser filamentos contínuos, constituídos por fios muito compridos e finos de um polímero ou fibras têxteis, nas quais os filamentos são bastantes curtos, com 20 a 50mm de comprimento.

O tipo de geotêxtil é determinado pelo método utilizado para combinar os filamentos ou fibras dentro de uma estrutura planar, dando-se origem aos geotêxteis não-tecidos, tecidos e tricotados.

2.2.1.1- Geotêxteis Não Tecidos

Os geotêxteis não tecidos são produzidos sobre uma esteira rolante, em que os filamentos são interligados de forma aleatória numa estrutura planar, através de um ou mais dos seguintes processos: mecânico, químico e térmico. A espessura da manta geotêxtil é função da velocidade de rolagem da esteira em que os filamentos sintéticos são colocados.

No processo mecânico, pequenas agulhas, dispostas numa placa, são puncionadas sobre os filamentos e fibras livres, deixando estes elementos emaranhados após a retirada da placa. Os geotêxteis obtidos nesse processo são designados como geotêxteis não-tecidos agulhados.

No processo químico, os filamentos são interligados através da aplicação de um ligante químico (cola, resina sintética, etc.). Em razão desse processo, esses geotêxteis são conhecidos como geotêxteis não-tecidos resinados.

No processo térmico, os filamentos são unidos pela aplicação de calor, o qual produz a fusão parcial e a conseqüente adesão dos mesmos em seus pontos de contato. Os geotêxteis produzidos dessa forma são denominados de geotêxteis termoligados ou termofixados.

2.2.1.2- Geotêxteis Tecidos

Os geotêxteis tecidos são feitos de monofilamentos, multifilamentos ou fios fibrilados. Em seu processo de fabricação, faz-se uso do sistema convencional de tecelagem, tendo-se em vista que os fios da manta permaneçam ordenados em duas direções, geralmente ortogonais. Os fios dispostos longitudinalmente à direção de fabricação (comprimento do rolo) constituem o **urdume** da manta e as fibras dispostas transversalmente à direção de fabricação do geotêxtil (largura do rolo) constituem a **trama** da manta sintética.

2.2.1.3- Geotêxteis Tricotados

Os geotêxteis tricotados são produzidos pela associação das técnicas de tecelagem e tricotagem, com a finalidade de se ter um ganho na resistência do produto final. A estrutura deste tipo de geotêxtil é constituída por feixes de multifilamentos de alta resistência aplicados sobre uma base tricotada deformável, a qual desempenha o papel de substrato.

2.2.2- Geomembranas

As geomembranas são mantas ou membranas delgadas constituídas por materiais de baixíssima permeabilidade, tais como borracha ou plástico. Tem como principal função a impermeabilização. São muito utilizadas em canais de irrigação, depósitos de rejeitos industriais, barragens de enrocamento, etc.

2.2.3- Geodrenos

Os geodrenos são tubos ou tiras ranhuradas, geralmente utilizados envoltos por materiais drenantes, tais como geotêxteis não tecidos, britas, etc., com a finalidade de proporcionar uma rápida descarga de sistemas de drenagem. São utilizados com maior frequência nas seguintes aplicações: dreno vertical em fundações de aterro, elemento drenante no paramento interno de estruturas de contenção, sistemas de drenagens superficiais de pavimentos, áreas verdes (jardins, floreiras, canteiros, etc), sistemas drenantes de campos esportivos, etc.

2.2.4- Geocélulas

As geocélulas são sistemas de confinamento celular, compostas por seções tridimensionais e flexíveis, fabricadas geralmente com polietileno, unidas entre si termicamente. O sistema inclui o preenchimento das múltiplas células com materiais, tais como solo, concreto ou solo-cimento, sendo utilizadas frequentemente em obras de contenção, cobertura vegetal de taludes, estradas de acesso, canais de irrigação, etc.

2.2.5- Geogrelhas

As geogrelhas são materiais planares flexíveis formados por uma rede regular de elementos tensionados, com aberturas de tamanho suficiente para entrelaçar-se com o material de enchimento circundante. São obtidas através da extrusão em uma ou em duas direções perpendiculares, de uma placa sintética perfurada, cujas perfurações formam aberturas quase retangulares, que podem variar de 1 a 10cm. As geogrelhas são utilizadas principalmente como sistema de reforço e, dependendo da sua geometria, o mecanismo de interação com o solo envolvente pode ocorrer predominantemente por atrito ou por ancoragem.

2.2.6- Georredes

As georredes constituem uma classe de geossintéticos obtidos também pelo processo de extrusão, com dois conjuntos de fios paralelos se interceptando a um ângulo constante (geralmente variando de 60° a 90°) e termicamente ligados nos pontos de contato. São utilizadas principalmente em estruturas de reforço de solos.

2.2.7- Geocompostos

Geocompostos são materiais constituídos pela associação de dois ou mais produtos sintéticos, visando uma melhoria das atribuições condizentes a cada material. Essas combinações podem ser do tipo geotêxtil-georrede, geotêxtil-geogrelha, geotêxtil-geomembrana, etc.

2.2.8- Fibras, Filamentos, etc.

São fios sintéticos contínuos ou em tiras, que são misturados com o solo de forma a se obter um produto final com características mecânicas relevantes denominado de fibrossolo. Elementos de grelhas, ou de outro geossintético, podem também ser utilizados. Sua aplicação ocorre em aterros, estabilização de taludes, subleitos de pavimentos, etc.

2.2.9- GCL - Geocomposto com Núcleo Argiloso

De grande aceitação no mercado dos produtos geossintéticos, os GCL's são barreiras de infiltração compostas por uma camada de material desidratado (solo granular ou bentonita), colocada entre dois materiais sintéticos ou sobre o topo de uma camada de geossintético (geotêxtil ou geomembrana). Os GCL's são produzidos em painéis, os quais são unidos no campo por sobreposição de um com o outro. Sua aplicação ocorre em substituição às camadas de argilas compactadas em aterros sanitários, industriais e outros, com a finalidade de impermeabilização.

2.3-UTILIZAÇÃO DE MATERIAIS SINTÉTICOS EM ESTRUTURAS DE SOLOS REFORÇADOS

O comportamento global de um maciço de solo reforçado com geossintéticos está condicionado às propriedades do solo, às propriedades do reforço e, principalmente, às propriedades da interface solo-geossintético. Dentre estas propriedades, são particularmente importantes a resistência à tração do geossintético, os parâmetros de interação mecânica entre o solo e o reforço e os efeitos de confinamento do solo adjacente sobre o comportamento tensão-deformação do material sintético, particularmente no caso de geotêxteis não tecidos.

2.3.1- Resistência à Tração

A resistência à tração de um material sintético está diretamente associada à natureza do polímero presente e ao processo de fabricação da estrutura do reforço, sendo afetada também pela geometria da amostra, temperatura e velocidades de carregamento, razão pela qual é imprescindível a sistematização do ensaio.

Vários são os tipos de ensaios de tração potencialmente aplicáveis a materiais sintéticos (Gomes,1991), particularmente para geotêxteis sob condições de deformação plana. Comumente, entretanto, as características de resistência à tração e módulos de rigidez dos materiais sintéticos têm sido obtidos através dos chamados ensaios de tração não confinada de faixa larga (procedimento de ensaio sistematizado pela norma NBR 12824/93).

O ensaio consiste em se submeter uma amostra retangular do geossintético a forças de tração, crescentes e unidirecionais, registrando-se as deformações até a ruptura. A curva de ensaio relaciona deformações específicas ou alongamentos ϵ (expressos geralmente em %) com as forças T aplicadas por unidade de largura (kN/m), num padrão típico como o indicado na figura 2.3.

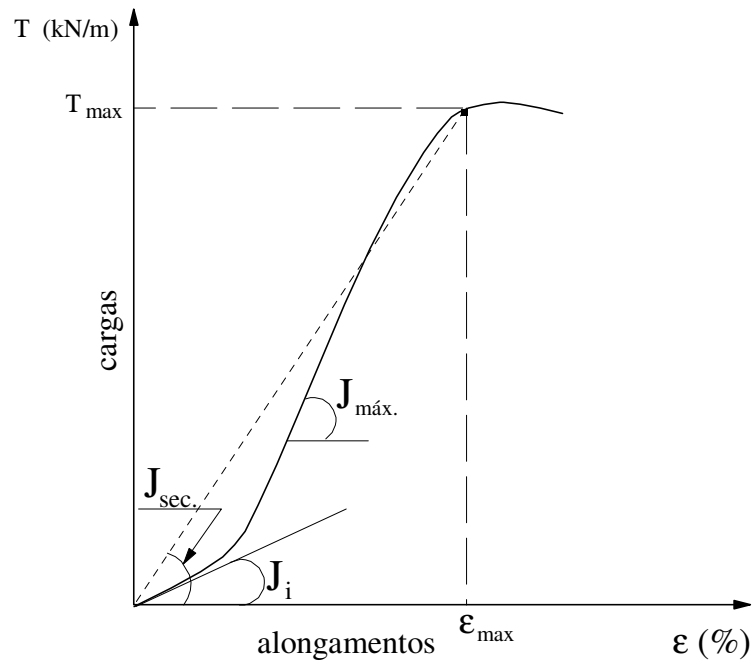


Figura 2.3- Curva típica cargas x alongamentos, obtidas em ensaios de tração simples.

O módulo de rigidez do geossintético pode ser avaliado pelos seguintes parâmetros:

- (i) **módulo de rigidez tangente inicial (J_i)**: é dado pelo coeficiente angular da tangente ao ponto inicial da curva carga-alongamento;
- (ii) **módulo de rigidez tangente máxima ($J_{máx.}$)**: corresponde ao coeficiente angular da tangente ao trecho de máxima declividade da curva carga-alongamento;
- (iii) **módulo de rigidez secante ($J_{sec.}$)**: expresso pelo coeficiente angular da reta-intersecção entre a origem e um ponto qualquer da curva carga-alongamento. Geralmente, este ponto corresponde à deformação de 10%.

Outro fator preponderante no comportamento à tração do geotêxtil é a geometria da amostra, principalmente nos geotêxteis não tecidos, que apresentam um elevado valor de retração lateral (estricção) em ensaios de tração não confinada. Para a mesma

velocidade de deformação e temperatura, quanto maior a relação largura/comprimento, maior a resistência à tração do geotêxtil.

Nos geotêxteis tecidos, devido ao processo de fabricação, os filamentos, a espessura e o número de fios podem ser diferentes na direção da máquina (urdume) e na direção transversal à mesma (trama), apresentando, assim, um certo padrão de anisotropia, devendo-se tomar certos cuidados durante a execução da estrutura em solo reforçado, principalmente nos casos em que uma elevada resistência é necessária numa dada direção. Já os geotêxteis não tecidos, por sua vez, geralmente são considerados isotrópicos, ou seja, o comportamento tensão-deformação é admitido como sendo similar em todas as direções.

Adicionalmente, é importante enfatizar que o comportamento tensão-deformação dos geossintéticos é afetado em larga escala pelos efeitos de fluência e por sua maior ou menor resistência a quaisquer danos de natureza física, química ou biológica. Cuidados especiais devem ser tomados em relação às etapas de instalação dos geossintéticos ou em ambientes particularmente agressivos, como no caso de solos orgânicos ou de elevada salinidade, por exemplo.

2.3.2- Interação Solo-Reforço

Numa estrutura em solo reforçado, prevalecem duas zonas essencialmente distintas: uma zona “ativa” e uma zona “passiva” ou “resistente”, sendo que os elementos de reforço na zona passiva atuam como elementos de ancoragem da zona ativa, inibindo os potenciais deslocamentos da mesma. Numa condição iminente de colapso, a linha que delimita ambas as regiões constitui a superfície potencial de ruptura e sua posição é função da geometria do maciço, dos carregamentos aplicados e da rigidez dos reforços (Jewell et al., 1984; Swan Jr., 1987; Ehrlich e Mitchell, 1994; Zornberg et al., 1995; Abramento, 1999).

Os mecanismos de interação mecânica entre o solo e os reforços sintéticos implicam uma completa redistribuição das tensões e das deformações no maciço

reforçado (Gomes,1993), estando intimamente associados aos domínios específicos do sistema solo-reforço (figura 2.4) e à orientação dos reforços (Jewell et al., 1984).

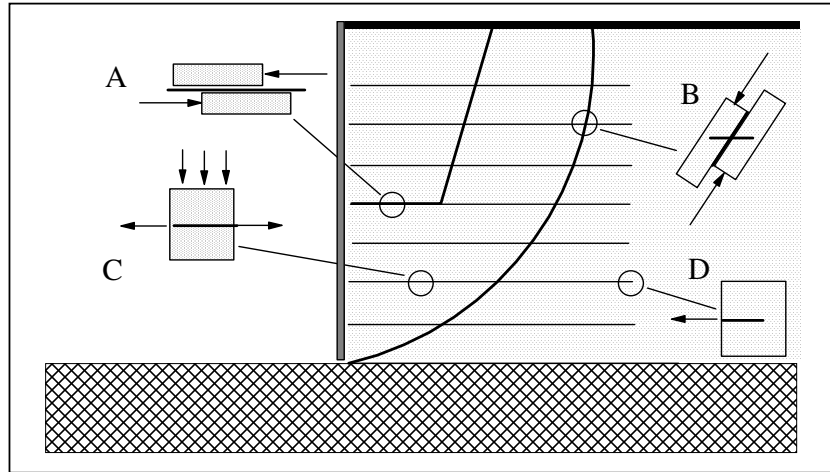


Figura 2.4– Esforços solicitantes numa estrutura de solo reforçado.

(Tupa e Palmeira, 1995).

Num elemento tal como A, prevalece um processo de deslizamento do solo ao longo do plano do reforço. Em B, a mobilização dos esforços induz um cisalhamento do solo e do reforço simultaneamente, como um material composto. Para um elemento como C da zona ativa, a mobilização dos esforços é essencialmente pela tração do reforço enquanto em D, na zona resistente, os efeitos tendem a provocar o arrancamento do reforço no caso de insuficiência da ancoragem.

Estas condições são adequadamente simuladas através de ensaios de cisalhamento direto e ensaios de arrancamento, razão pela qual estas metodologias têm sido genericamente aplicadas para a quantificação dos parâmetros de interfaces solo-geossintéticos (Palmeira, 1987; Gomes, 1993; Long et al.; 1997). Nos ensaios de cisalhamento direto, os parâmetros de resistência são definidos em termos dos coeficientes de atrito (f) e de adesão (a), expressos por:

$$f = \frac{tg\phi_g}{tg\phi} \quad (2.1)$$

$$a = \frac{c_g}{c} \quad (2.2)$$

onde:

c : coesão do solo;

c_g : coesão da interface solo-geossintético;

ϕ : ângulo de atrito interno do solo confinante;

ϕ_g : ângulo de atrito de interface solo-geossintético.

Nos ensaios de arrancamento (figura 2.5), induz-se o arrancamento de um elemento de reforço enterrado numa massa de solo, sendo a resistência ao arrancamento por unidade de largura (T_p) expressa por:

$$T_p = 2 \cdot tg\phi_g \cdot \sigma_v \cdot L \quad (2.3)$$

onde:

ϕ_g : ângulo de atrito solo-geossintético;

σ_v : tensão vertical atuante no ensaio;

L : comprimento do reforço embutido no solo.

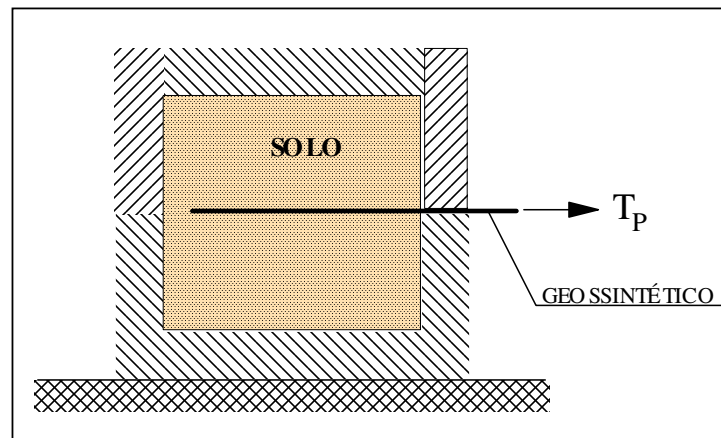


Figura 2.5- Esquema geral do ensaio de arrancamento de reforços.

O ensaio pode ser útil no caso de geogrelhas por simular adequadamente o processo de arrancamento dos trechos de ancoragem, pela ruptura da interface solo-geogrelha ou da própria geogrelha apenas. Por outro lado, o ensaio é bastante afetado pelas condições de fronteira, particularmente pelos efeitos de atrito na face central da caixa de ensaio (Palmeira, 1987 e Palmeira e Milligan, 1989).

2.3.3- Tração Confinada

Os efeitos de confinamento podem afetar significativamente o comportamento tensão-deformação de um geossintético, de forma que é fundamental a consideração destes efeitos em projetos de estruturas em solos reforçados. Nos geotêxteis tecidos, as propriedades intrínsecas das fibras constituintes respondem primariamente pelo comportamento global do reforço sob confinamento. No caso de geotêxteis não tecidos e geocompostos, o fator dominante está associado essencialmente à estrutura interna (arranjo textural) do geossintético.

Vários autores têm se ocupado em estabelecer dispositivos visando a obtenção dos parâmetros de tração confinada de geossintéticos (Gomes,1993), quase todos simulando condições de confinamento com deslizamento relativo entre o solo e o reforço. A figura 2.6 ilustra a influência decisiva do confinamento sobre as características mecânicas de um geotêxtil não tecido em interface com um solo granular.

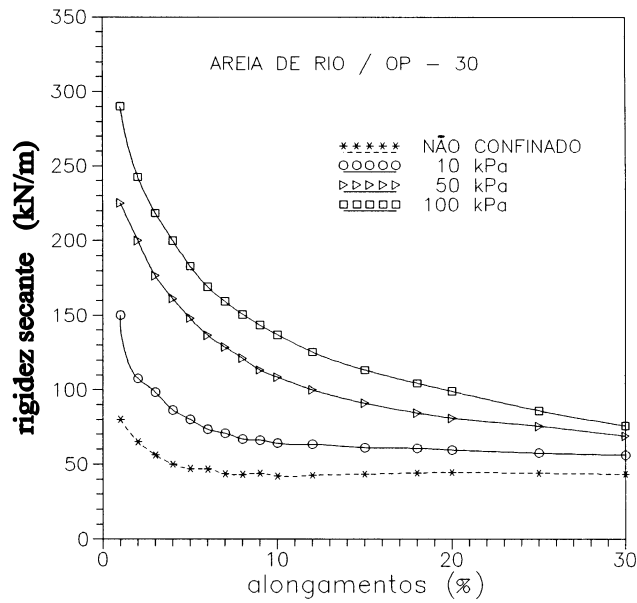
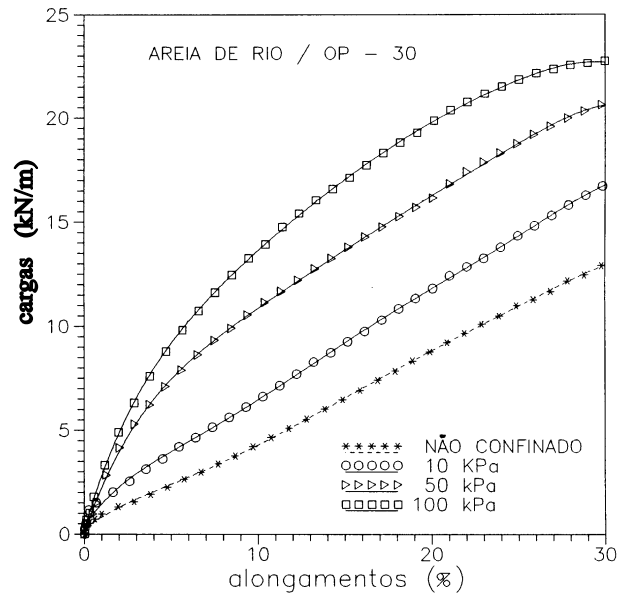


Figura 2.6- Tração confinada de geotêxtil não tecido em interface com solo granular.
(Gomes, 1993).

2.4- MECANISMOS DE RUPTURA

No dimensionamento de estruturas em solos reforçados com geossintéticos, devem ser verificadas as condições globais de sua estabilidade, o que compreende mecanismos relativos a possíveis rupturas internas ou externas.

Quanto aos mecanismos de ruptura externa, a instabilização pode ocorrer por deslizamento de base, por tombamento, por falta de capacidade de carga do solo de fundação ou por ruptura generalizada do maciço, sendo avaliados com base nos mesmos princípios da verificação estabelecida para estruturas convencionais de contenção.

A ruptura interna pode ocorrer quando as solicitações impostas ao reforço são superiores àquelas que o mesmo pode suportar (figura 2.7a) ou quando há o escorregamento do reforço na massa de solo por insuficiência de ancoragem (figura 2.7b). Neste contexto, caracteriza-se um processo de ruptura progressiva, em que os esforços oriundos do reforço rompido são transferidos aos adjacentes, desencadeando um processo de colapsos sucessivos.

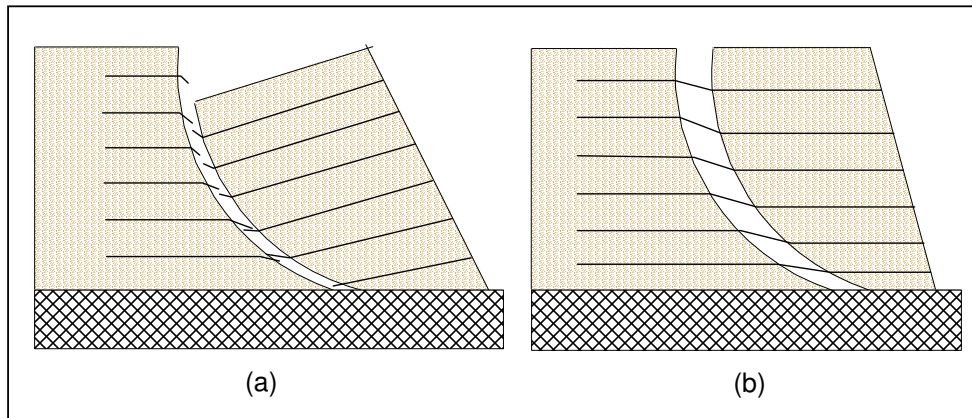
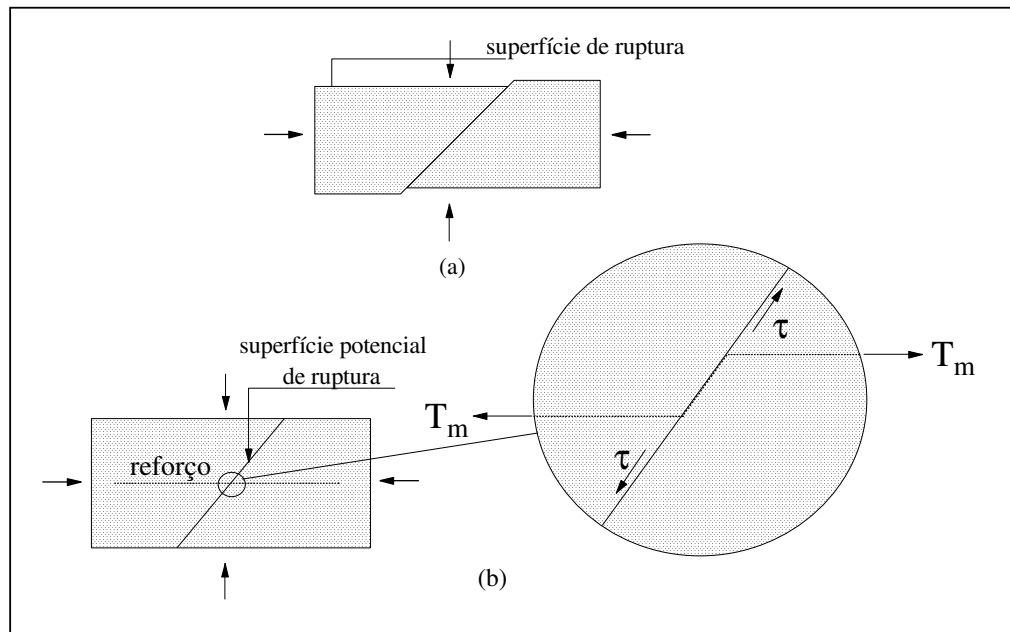


Figura 2.7- Mecanismos de ruptura interna de maciços de solos reforçados.

(a) ruptura do reforço; (b) ruptura por arrancamento.

A análise da estabilidade interna está diretamente associada ao processo de transferência de tensões na interface solo-reforço, essencialmente por mecanismos de atrito. A função do reforço é propiciar uma resistência específica à mobilização local de uma potencial superfície de ruptura através do solo (figura 2.8).



τ : tensões cisalhantes no solo; T_m : tração máxima no reforço

Figura 2.8- Reforço de um elemento de solo (Abramento, 1999).

(a) Solo; (b) Solo Reforçado.

Nas condições de equilíbrio, as tensões cisalhantes da interface solo-geossintético estão associadas às tensões de tração do reforço pela seguinte relação:

$$\tau = \frac{1}{2 \cdot b} \cdot \frac{dT}{dl} \quad (2.4)$$

onde:

τ : tensão cisalhante na interface;

b: largura do reforço;

T: esforço de tração;

l : comprimento do reforço.

A máxima tensão cisalhante τ que pode ser desenvolvida na interface é função das tensões normais atuantes no reforço e do ângulo de atrito solo/reforço, sendo tanto mais mobilizada quanto maior for o deslocamento relativo do sistema solo/reforço.

2.5- MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

Os métodos de dimensionamento de estruturas em solos reforçados com geossintéticos apresentam características específicas em relação às análises de estabilidade interna envolvendo, como exposto preliminarmente, a ruptura dos elementos de reforço ou o arrancamento dos mesmos da massa de solo por deficiência de ancoragem. Neste contexto, os métodos de análise comportam duas abordagens: os métodos numéricos, baseados nos elementos finitos, e os métodos de equilíbrio limite.

2.5.1 - Métodos Baseados em Elementos Finitos

A análise de estruturas de solos reforçados através da aplicação dos métodos de elementos finitos é uma ferramenta muito eficaz, uma vez que através desse mecanismo, é possível verificar as deformações do solo e a interação entre os elementos de tração (reforço) e o solo, o que não acontece quando se utilizam os métodos baseados em teorias de equilíbrio limite.

As estruturas de solos reforçados, podem ser representadas basicamente de duas formas nas simulações numéricas (Azevedo et al., 1992):

(i) **Representação Composta:** a massa de solo reforçado é tratada como um meio único, anisotrópico e homogêneo. A matriz de rigidez dos elementos compostos é formada sobrepondo-se a rigidez do reforço com a rigidez do solo, admitindo-se normalmente nenhum deslocamento relativo entre os dois elementos.

As principais desvantagens dessa representação são as impossibilidades de modelar o deslocamento relativo entre o reforço e o solo, quantificar as tensões no reforço e modelar adequadamente o processo construtivo.

(ii) **Representação Discreta:** neste caso, são utilizados diferentes elementos para representar o solo, o reforço e a interface entre o solo e o reforço, fornecendo informações relativas às deformações e tensões nas interfaces, no reforço, entre as camadas de reforço e na massa de solo. Esta representação permite a modelagem do deslocamento relativo entre o reforço e o solo, bem como a simulação adequada do

processo construtivo.

Na modelagem do solo, um grande número de elementos pode ser considerado, frequentemente condicionados, entretanto, por fatores relacionados à geometria ou ao processo construtivo do maciço. Para os reforços, utilizam-se comumente elementos de treliça com rigidez nula a esforços de compressão. No âmbito da interação solo-reforço, as interfaces podem ser simuladas numericamente por elementos de junta, elementos de ligação ou elementos finitos convencionais com espessura reduzida.

2.5.2 - Métodos Baseados no Equilíbrio Limite

Os métodos para o dimensionamento de estruturas de solos reforçados com geossintéticos são adaptações dos métodos convencionais de análise por equilíbrio limite, os quais diferem-se basicamente pela forma das superfícies de ruptura (lineares, bi-lineares, circulares, espirais logarítmicas, etc.) e pela forma e valor como são incorporadas no cálculo as forças mobilizadas no reforço, podendo ser horizontais, tangenciais à superfície de ruptura ou intermediária às duas situações. Fatores de segurança parciais são adotados para se verificar a segurança em relação a estados limites (últimos), que podem variar de acordo com o método de análise utilizado.

Em relação à geometria da superfície de ruptura, os métodos de análise consideram as seguintes variantes:

(i) superfícies circulares (figura 2.9a): o domínio da área potencialmente instável é delimitada por uma superfície circular e subdividida em fatias ou lamelas; os esforços nos elementos de reforço são, então, incorporados às equações de equilíbrio para cada fatia isoladamente, utilizando-se comumente o método de Bishop Simplificado;

(ii) superfícies em espirais logarítmicas (figura 2.9b): a espiral logarítmica constitui uma curva em que o raio aumenta com a equação $dr/d\theta = \tan\phi$ e, uma vez que a reação por atrito do solo atua em uma direção que passa pela origem da espiral, a resultante dos empuxos pode ser calculada através do equilíbrio de momentos em torno deste ponto.

Dentre os vários métodos desenvolvidos a partir desta forma de superfície, podem ser citados: Juran e Schlosser (1978); Baker e Garber (1978) , Leshchinsky e Reinschmidt (1985) e Leshchinsky e Boedeker (1989).

(iii) superfícies bi-lineares (figura 2.9c): o maciço potencialmente instável é subdividido em dois blocos com a interface entre ambos podendo ser vertical ou inclinada. Dentre os vários métodos existentes, podem ser citados os de Murray (1982) e Schneider e Holtz (1986).

(iv) superfícies lineares (figura 2.9d): a zona instável é caracterizada como uma cunha plana com a superfície fazendo um ângulo α com a horizontal. São utilizadas principalmente em estruturas de reforço verticais (muros) com utilização de reforços poliméricos possuindo baixo módulo de rigidez. Como exemplo, pode-se citar o método proposto por Broms (1978).

Alternativamente, têm sido utilizadas metodologias empíricas baseadas em observações do comportamento de estruturas em escala real e em modelos reduzidos. Dentre estes métodos, os de Ehrlich e Mitchell (1994) e de Dantas e Ehrlich (1999) levam em consideração, inclusive, os efeitos de compactação do material de aterro.

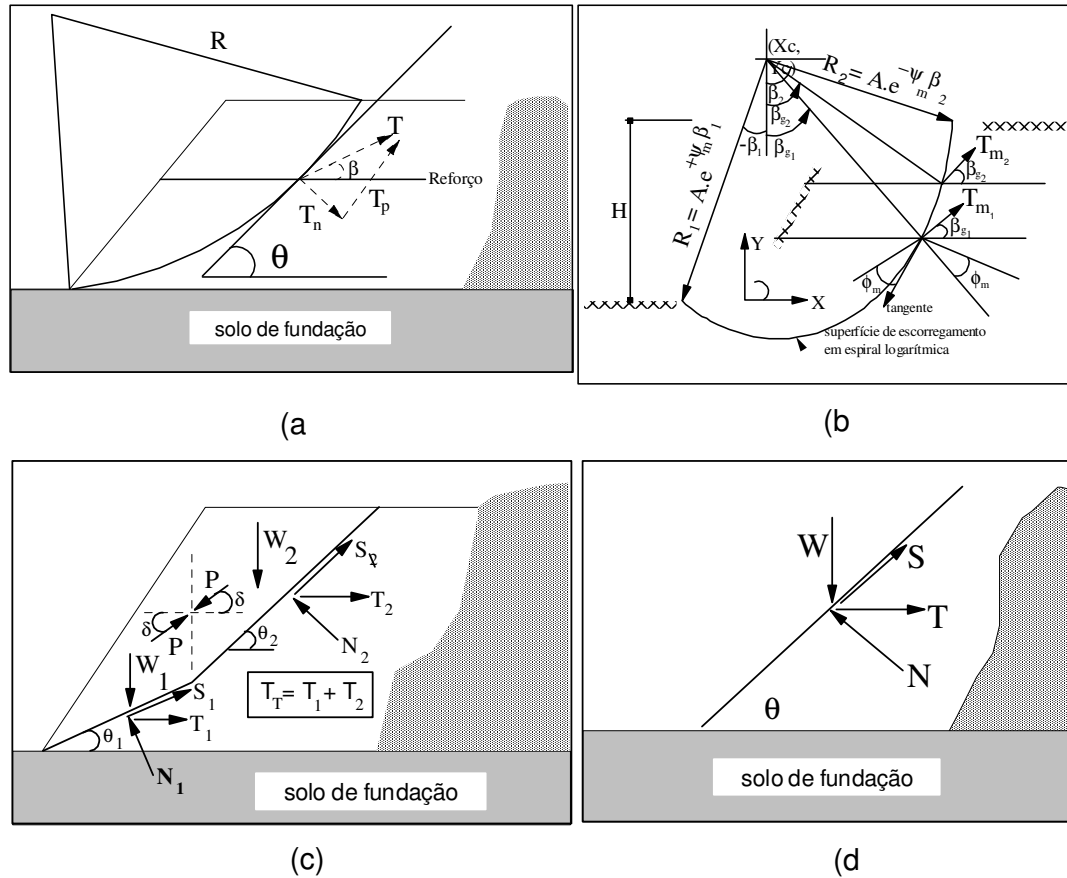


Figura 2.9- Superfícies adotadas em análise de estabilidade baseadas no equilíbrio limite (Silva e Abramento, 1995).

- (a) Superfície Circular;
- (b) Superfície Espiral Logarítmica;
- (c) Superfície Bi-Linear;
- (d) Superfície Linear.

Os métodos de dimensionamento de estruturas de solos reforçados, baseados no equilíbrio limite, não permitem que sejam determinados simultaneamente o FS e as forças de tração mobilizadas nos reforços. Assim, de forma a solucionar este problema, podem ser utilizadas duas abordagens: uma análise global a partir da hipótese de máximas resistências mobilizadas simultaneamente em todos os elementos de reforço da estrutura ou uma análise baseada numa condição de equilíbrio local para cada camada de reforço. Esta segunda alternativa pode ser exemplificada pelo método

proposto por Ehrlich e Mitchell, 1994 (figura 2.10).

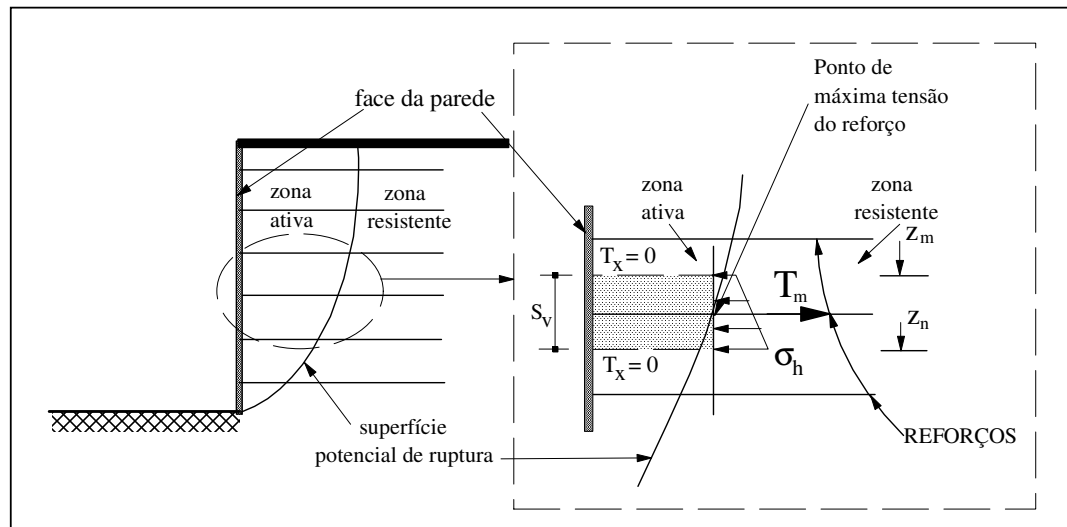


Figura 2.10 – Análise por equilíbrio local (Ehrlich e Mitchell, 1994).

O método considera a zona ativa como sendo composta por camadas horizontais compostas, mantidas nesta posição pelas forças exercidas ao longo da superfície de ruptura. Cada elemento composto está sujeito a um esforço máximo de tração, tal que:

$$T_m = S_h \cdot S_v \cdot \overline{\sigma}_h \quad (2.5)$$

onde:

T_m : tração máxima no reforço;

S_h : espaçamento horizontal entre reforços;

S_v : espaçamento vertical entre reforços;

$\overline{\sigma}_h$: tensão média horizontal entre as profundidades Z_m e Z_n , no plano normal ao reforço no ponto de tensão máxima.

São métodos mais rigorosos, uma vez que estabelecem condições de equilíbrio local em número igual ao dos elementos de reforço utilizados e não uma única condição de equilíbrio global para o sistema solo-reforço, como na primeira abordagem.

2.6- FATORES DE REDUÇÃO E ESCOLHA DO GEOSSINTÉTICO

A adoção de fatores parciais de redução, de forma a contemplar, de maneira mais criteriosa, os condicionantes dos geossintéticos sob as condições de instalação e das solicitações atuantes durante a vida útil da obra, tem sido uma sistemática bastante enfatizada recentemente (Greenwood, 1998; Koerner, 1998; Palmeira, 1998; Vidal et al., 1999). Num dado projeto de reforço há que se considerar três tipos de propriedades (Vidal et al., 1999):

- Propriedade requerida: valor calculado ou considerado no projeto para efeito de dimensionamento;
- Propriedade índice: valor característico de um geossintético determinado em ensaios índices, ou seja, sem levar em consideração as solicitações;
- Propriedade funcional: valor característico de um geossintético sob as condições reais de campo.

O valor característico do geossintético sob condições de serviço (propriedade funcional) é dado pela relação entre sua propriedade índice e o fator de redução total (FR_T), o qual é expresso pelo produto dos fatores de redução parciais a serem considerados, definidos por funções e tipos de aplicação, que podem ser:

- f_{fl} : fator de redução por deformações por fluência em tração;
- f_{dm} : fator de redução devido a danos mecânicos de instalação;
- f_{amb} : fator de redução por efeito de degradação pelo meio ambiente (química e biológica);
- f_{em} : fator de redução por eventuais emendas.

Para situações que envolvam fluxo através do geossintético, os fatores a serem considerados são:

- f_{flc} : fator de redução de vazios por fluência em compressão/cisalhamento;
- f_{dm} : fator de redução devido a danos mecânicos de instalação;
- f_{col} : fator de redução devido a colmatação ou bloqueio físico, químico e biológico.

As tabelas 2.2 e 2.3 sistematizam valores dos fatores de redução recomendados por diferentes autores

Tabela 2.2- Fatores de Redução Mínimos Recomendados (sem definição do produto ou sem ensaios de comportamento; Vidal et al., 1999).

Fator de Redução	França		Alemanha	
	(PET) ¹	(PP,PE) ¹	(PET) ¹	(PP,PE) ¹
f_{fl}	2,5	5,0	2,5	5,0
f_{dm}	1,5		1,5 (finos arredondados) 2,0 (grossos arredondados)	
f_{amb}^*	1,05		1,0	
f_{em}	1,0 (sem emenda)		1,0 (sem emenda)	
f_{col}	1,2		1,4	

(*) sem impactos ambientais previstos

⁽¹⁾ PET: poliéster ; PP: polipropileno; PE: polietileno.

Tabela 2.3- Fatores de Redução Recomendados por Koerner (1998) em Vidal et al. (1999)

Aplicação	f_{dm}	f_{fl}^1	f_{amb}	f_{col}^2
Aterro sobre solos mole *	1,1-2,0	2,0-3,5	1,0-2,0	-
Barreira de Silte *	1,1-1,5	1,5-2,5	1,0-1,7	-
Capacidade de carga *	1,1-2,0	2,0-4,0	1,0-2,0	
Estrutura de retenção:				
Reforço *	1,1-2,0	2,0-4,0	1,0-2,0	-
Filtros **	-	1,5-2,0	-	2,0-7,5
Fôrma flexível *	1,1-1,5	1,5-3,0	1,0-1,7	-
Pavimentos *	1,1-1,5	1,0-2,0	1,0-1,7	-
Reforço de base *	1,1-2,0	1,5-2,5	1,0-1,8	-
Separação *	1,1-2,5	1,5-2,5	1,0-1,8	-
Vias férreas *	1,5-3,0	1,0-1,5	1,5-2,4	-
Filtros subterrâneos **	-	1,0-1,5	-	12-72
Filtros: controle de erosão **	-	1,0-1,5	-	4-58
Filtros: aterros sanitários **	-	1,5-2,0	-	30-180 ³
Drenagem por gravidade **	-	2,0-3,0	-	3-11
Drenagem por pressão **	-	2,0-3,0	-	2,5-6

(1) níveis inferiores para obras de curta duração ou nas quais as deformações por fluência não sejam críticas ou não comprometam a funcionalidade;

(2) valores podem ser superiores para águas subterrâneas muito alcalinas;

(3) valores podem ser superiores para índices de turbidez ou microorganismos > 5000mg/l;

(*) fluência em tração;

(**) fluência em compressão/cisalhamento.

Por outro lado, Palmeira (1998), recomenda que a resistência do geossintético a ser utilizada no dimensionamento de um aterro reforçado deve ser baseada na expectativa da resistência do material ao final da vida útil da obra (figura 2.11), sendo a resistência à tração de referência expressa pela equação 2.6.

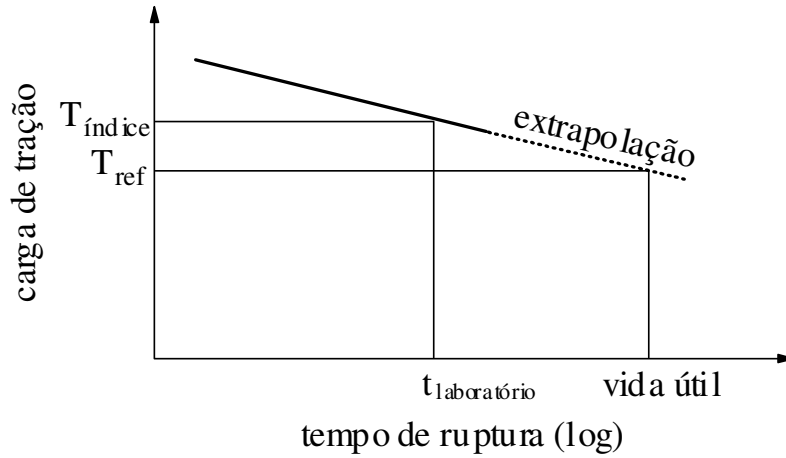


Figura 2.11- Comportamento típico da resistência à tração versus tempo para geossintéticos (Palmeira,1998).

$$T_{\text{ref}} = \frac{T_{\text{índice}}}{f_{\text{fl}}} \quad (2.6)$$

onde:

T_{ref} : resistência à tração de referência do geossintético ao final da vida útil da obra;

$T_{\text{índice}}$: resistência à tração índice obtida em ensaio de laboratório em condições de deformação plana com duração inferior à vida útil da obra;

f_{fl} : fator de redução devido ao efeito de fluência para a temperatura ambiente esperada na obra

Segundo Palmeira (1998), tipicamente os valores de f_{fl} são os seguintes:

- Para geossintéticos à base de poliéster : $1,6 \leq f_{\text{fl}} \leq 2,0$.
- Para geossintéticos à base de polietileno e polipropileno: $3,0 \leq f_{\text{fl}} \leq 5,0$.

Já os fatores de redução, devido a danos mecânicos durante a instalação/construção do aterro reforçado, podem ter seus valores adotados em função do tipo de material de aterro e da gramatura do geossintético, sendo esses valores expressos nas tabelas 2.4 e 2.5 (Palmeira, 1998). A resistência à tração de dimensionamento (T_d) é obtida pela seguinte expressão:

$$T_d = \frac{T_{ref}}{f_m \cdot f_{dm} \cdot f_{amb}} \quad (2.7)$$

onde:

T_d : resistência à tração de dimensionamento;

f_m : fator de redução devido a incertezas quanto ao material;

f_{dm} : fator de redução devido a danos mecânicos durante a instalação/ construção (valores dados na tabela 2.4 e 2.5);

f_{amb} : fator de redução devido a danos provocados pelo ambiente (ataque por substâncias agressivas, etc.).

Tabela 2.4- Valores Mínimos de f_{dm} para Geotêxteis (Palmeira,1998)

Tipo de Aterro	Tamanho máximo do grão (mm)	140<M _A ≤200 (g/m ²)	200<M _A ≤400 (g/m ²)	M _A >400 (g/m ²)
Pedras	< 200	1,50	1,45	1,40
Pedregulhos	< 100	1,35	1,30	1,25
Areias	< 4	1,30	1,25	1,20
Siltes e argilas	< 0.06	1,25	1,20	1,10

M_A : gramatura do geossintético

Tabela 2.5- Valores Mínimos de f_{dm} para Geogrelhas (Palmeira,1998)

Tipo de Aterro	Tamanho máximo do grão (mm)	200<M _A ≤500 (g/m ²)	500<M _A ≤1000 (g/m ²)	M _A >1000 (g/m ²)
Pedras	< 125	1,70	1,60	1,60
Pedregulhos	< 75	1,50	1,40	1,30
Areias	< 20	1,30	1,25	1,15
Areias finas, Siltes e argilas	< 2	1,20	1,15	1,10

M_A : gramatura do geossintético

Devido aos fatores que influenciam nos valores dos parâmetros f_m e f_{amb} , os valores mínimos recomendados para ambos é igual a 1,10 e o valor mínimo do produto $f_m \cdot f_{dm} \cdot f_{amb}$ na expressão (2.7) recomendado é 1,50.

Para a escolha de um determinado produto geossintético a ser utilizado numa obra geotécnica, devem ser considerados os seguintes critérios (Koerner, 1998; Zornberg, 1998):

- (a) avaliação da grandeza e severidade da aplicação;
- (b) determinação das funções do geossintético;
- (c) estimativa dos parâmetros necessários das funções a serem exercidas pelo geossintético;
- (d) execução de ensaios para determinação das propriedades do material geossintético estudado;
- (e) estimativa do fator de segurança (FS), como:

$$FS = \frac{\text{valor obtido no ensaio}}{\text{valor necessário de projeto}} \quad (2.8)$$

- (f) verificação final se o fator de segurança (FS) resultante é significativamente alto para a situação específica local sob consideração. Em caso afirmativo, o geossintético pode ser considerado aceito.

Portanto, essas recomendações devem ser seguidas, de maneira que se possa obter obras dimensionadas dentro dos mais rigorosos controles, evitando-se, assim o super-dimensionamento dessas estruturas. Na tabela 2.6 são sistematizadas as funções relevantes a serem desempenhadas por um geossintético, a partir da aplicação a que o mesmo está sendo submetido.

Tabela 2.6- Relações entre Obras Geotécnicas, Aplicações e Funções dos

Geossintéticos (Teixeira,1993).

Áreas de Utilização	Tipos de Aplicação	Funções Relevantes				
		D	F	P	S	R
Obras Viárias	Recapeamento asfáltico				x	x
	Estradas vicinais e de serviço		x		x	x
	Pátios, arruamentos e estacionamentos		x		x	x
	Ferrovias	x	x		x	x
Drenagem	Trincheiras drenantes	x	x		x	
	Camadas drenantes	x	x		x	
	Dreno subhorizontal	x	x		x	
Barragens	Dreno vertical ou inclinado	x	x			
	Dreno horizontal	x	x			
	Camadas de alívio	x	x			x
	Dreno de pé de talude		x		x	
	Proteção superficial de talude		x	x	x	
	Rip-Rap		x	x	x	
Controle de Erosão	Estabilização e controle de talude		x	x	x	
	Tapete de erosão			x		
Reforço de Solo	Muros reforçados					x
	Taludes íngremes					x
	Recuperação de corte ou aterro rompido					x
Aterros	Aterro sobre solo mole	x	x		x	x
	Aterro contido por enrocamento		x		x	

D: drenagem, F: filtração, P: proteção, S: separação e R: reforço.

Com relação à gramatura mínima do geossintético a ser utilizado na construção de um aterro reforçado, os seguintes valores são recomendados por Palmeira (1998), conforme especificado na tabela 2.7 em função da altura da estrutura.

Tabela 2.7- Gramatura Mínima de Geotêxteis Não Tecidos, Palmeira (1998).

Altura da estrutura, H (m)	M_A (g/m ²)
≤ 2	≥ 140
$2 < H \leq 4$	≥ 200
$4 < H \leq 10$	≥ 300

$H \geq 10$	≥ 500
-------------	------------

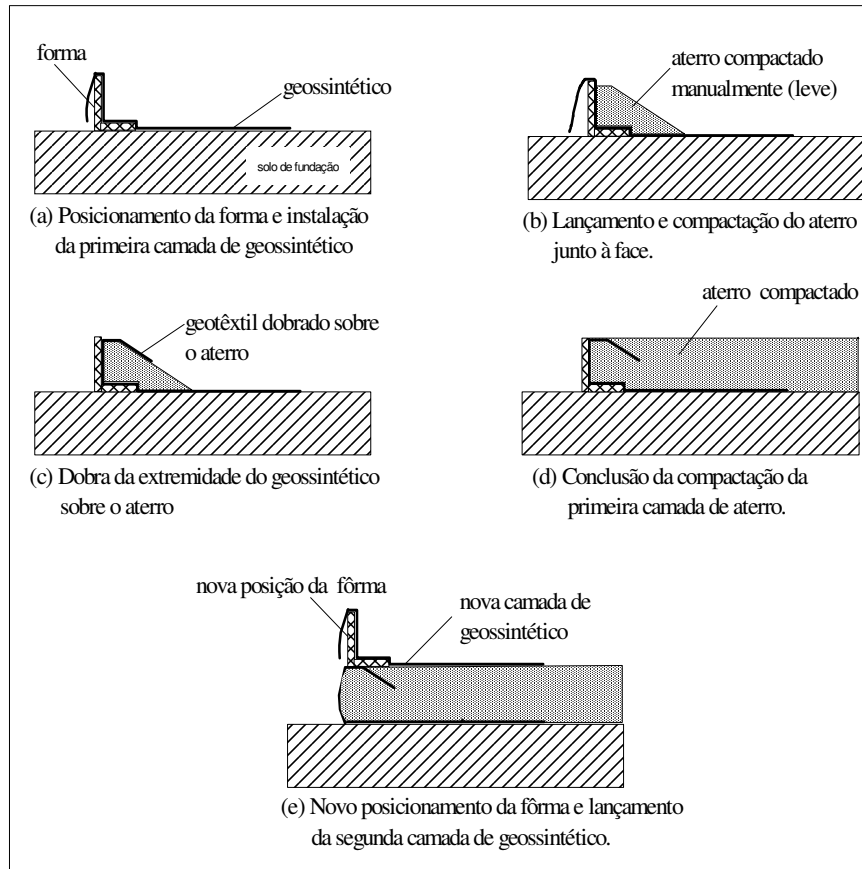
Em termos práticos, a técnica de reforço de solos com a utilização de geotêxteis é muito atrativa em função da rapidez e facilidade de construção. Basicamente, têm-se dois métodos construtivos: a construção incremental (em etapas) e a construção com parede escorada, os quais são apresentados esquematicamente na figura 2.12.

No caso da construção incremental (figura 2.12a) o lançamento do aterro e das camadas de reforço é efetuado de forma contínua, usando-se uma fôrma em ângulo reto ou agudo para dar uma conformação final à face da estrutura. Posteriormente, a face da estrutura é protegida de modo a evitar danos ao geotêxtil por ação das intempéries ou por vandalismo. Tal proteção pode ser feita por diferentes tipos de paramentos, como por exemplo:

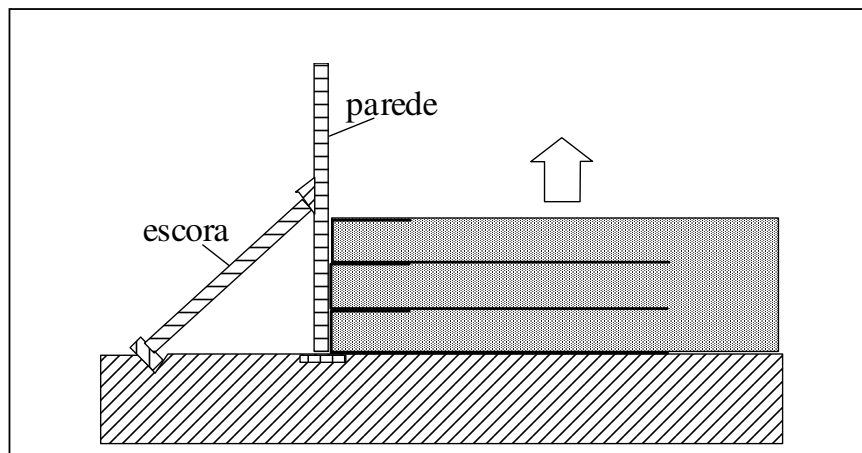
- Parede de concreto armado (moldada no local ou em peças pré-moldadas);
- Parede de alvenaria de blocos montada sobre a face;
- Aplicação de betume sobre malha metálica ou plástica na face;
- Revestimento vegetal (hera) sobre grelha metálica ou plástica (em geral mais aplicada em aterros íngremes reforçados).

Na construção com parede escorada (figura 2.12b), a face da estrutura é ancorada à medida que as camadas de reforço são lançadas. Neste caso, deve-se atentar para aspectos específicos relativos à fixação dos reforços na estrutura de escoramento.

A união das mantas têxteis é feita normalmente por sobreposição ou por costura (através de máquinas portáteis de costura), dependendo do tipo de aplicação e das solicitações mecânicas atuantes. Em obras de contenção e taludes em solo reforçado, devido ao fato de se conhecer previamente o sentido de solicitações (unidirecionais), a instalação do geotêxtil pode ser feita por sobreposição e sem costura, tomando-se o cuidado de cortar as mantas no comprimento estabelecido pelo projeto e fazer a instalação perpendicularmente à face do muro/talude, com sobreposições laterais das mantas conforme especificações.



(a)



(b)

Figura 2.12 - Processos construtivos de aterros reforçados
 (a) Processo Incremental; (b) Parede Escorada
 Palmeira (1998).

ESTUDO DE CASOS: OBRAS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS

3.1 - INTRODUÇÃO

No estado de Minas Gerais, várias obras utilizando a técnica de solos reforçados com geotêxteis têm sido executadas nos últimos anos, sob jurisdição do Departamento de Estradas de Rodagem (DER/MG). Essas obras, em geral, não têm tido nenhuma espécie de acompanhamento mais sofisticado e nem monitoramento ao longo de sua vida útil. O dimensionamento está restrito a parâmetros oriundos da experiência adquirida com a prática executiva e estudos das propriedades de resistência do solo de fundação e do material de aterro, compilação de dados de estudos realizados em interfaces solos-geotêxteis por diversos autores, consulta aos catálogos dos fabricantes dos materiais geossintéticos e utilização de programas computacionais adquiridos de empresas especializadas.

Neste contexto, este trabalho visa estabelecer uma análise crítica destes procedimentos convencionais e formalizar uma sistematização de projeto, execução e acompanhamento para obras que utilizam tal tecnologia, induzindo a análises mais criteriosas nas escolhas dos parâmetros de resistência dos materiais (solo e reforço) e de interface solo-geotêxtil, métodos de dimensionamento e processos executivos. Esta sistematização propiciará, sem dúvida, projetos destas estruturas seguros, práticos e econômicos.

A seguir, são descritas três obras de solos reforçados com geotêxteis construídas no estado de Minas Gerais nos últimos cinco anos (figura 3.1), que serviram de referência para a avaliação entre especificações de projeto versus execução da obra.

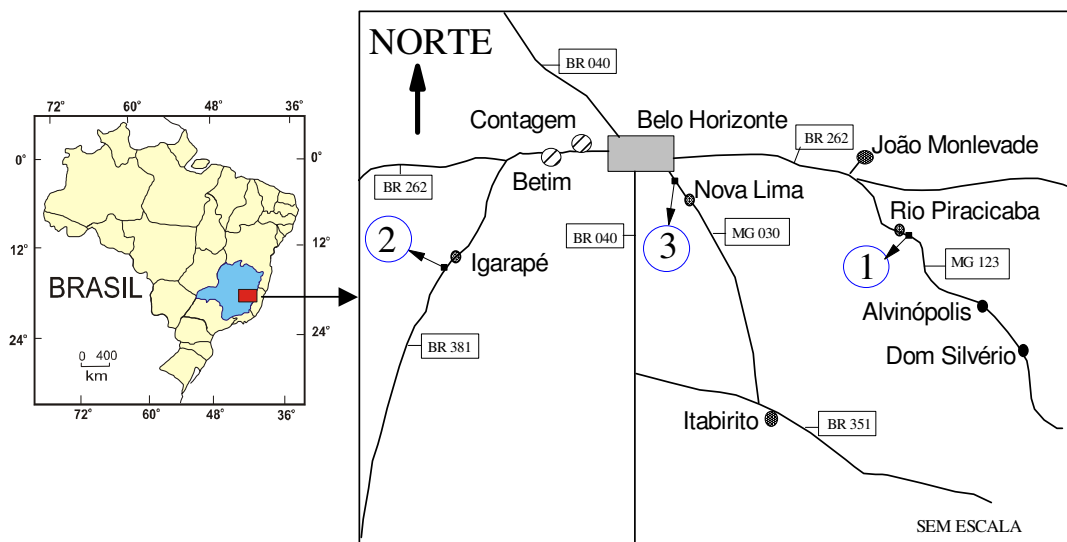


Figura 3.1- Esquema geral da localização das obras.

- (1) Encontros do Viaduto da MG 123 sobre a EFVM;
- (2) Aterro Reforçado da Variante da Ingá;
- (3) Aterro Reforçado da MG 030.

3.2 – OBRAS EM SOLOS REFORÇADOS EXECUTADAS PELO DER/MG

3.2.1 – Encontros do Viaduto da MG 123 sobre a Estrada de Ferro Vitória-Minas

3.2.1.1 - Aspectos Gerais da Obra

No km 12 da rodovia MG 123, ocorre a interseção com a estrada de ferro Vitória-Minas (EFVM), num trecho de alto risco de acidentes, entre as cidades de Rio Piracicaba e Alvinópolis. Face a isso, o DER/MG construiu em 1995 uma passagem elevada no local (figura 3.2), sobre a ferrovia Vitória-Minas. A alternativa adotada foi a de um aterro convencional de forma a atender as exigências do greide e a construção de um viaduto.

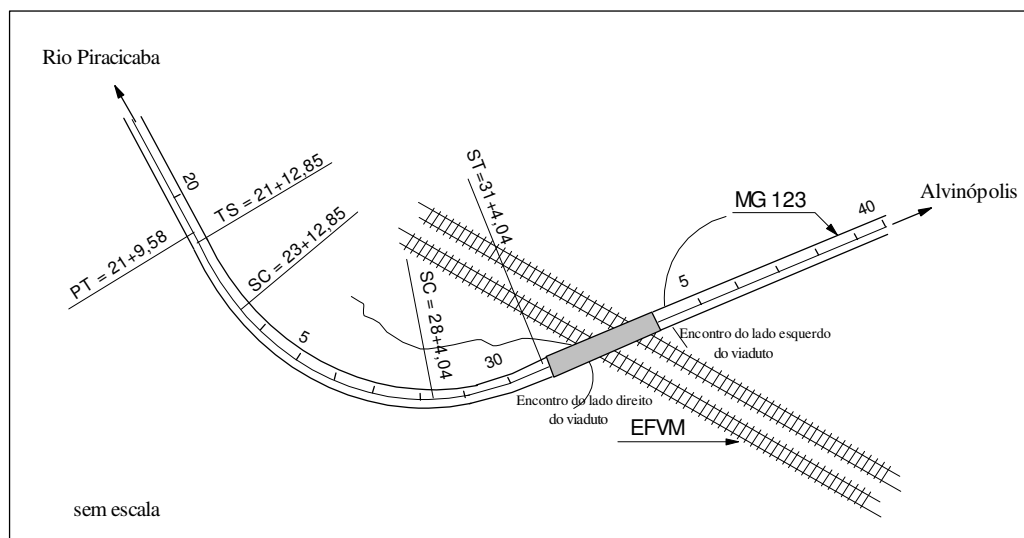
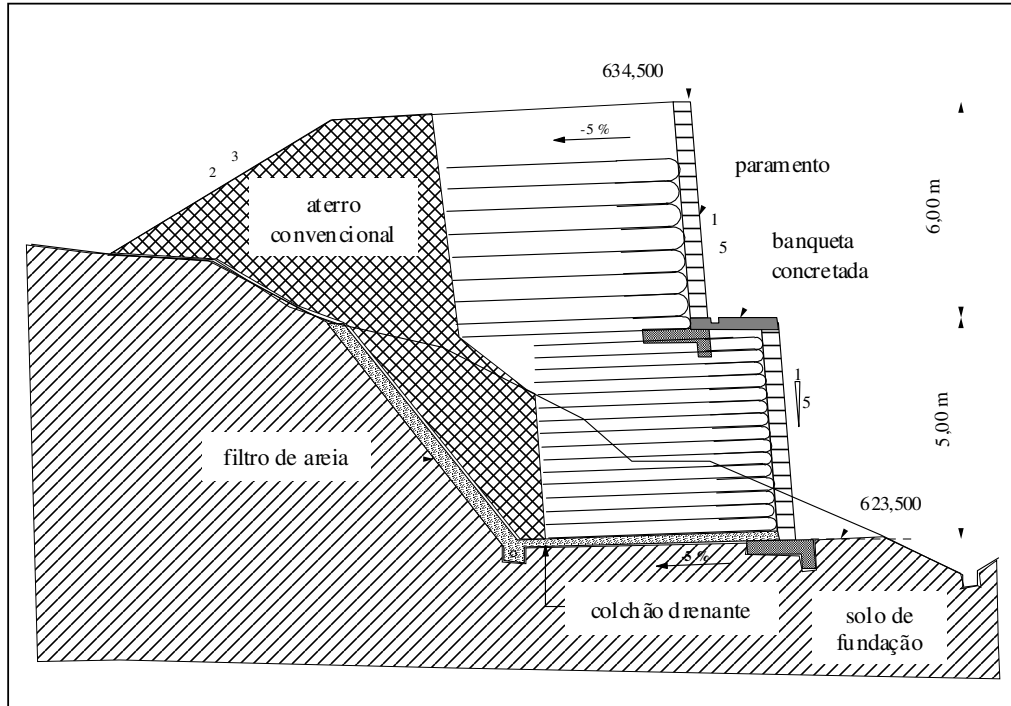
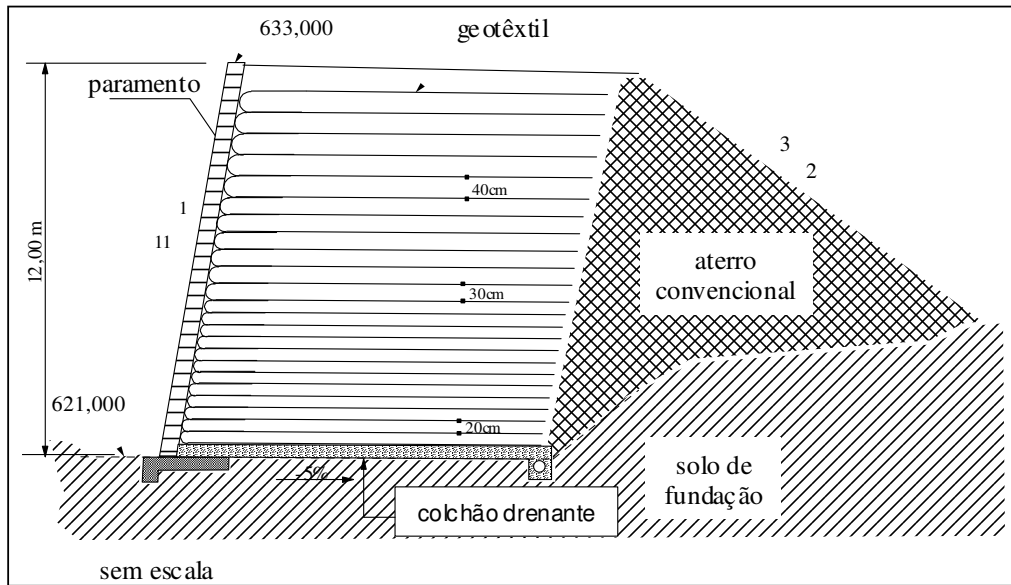


Figura 3.2 – Esquema da planta de localização do viaduto da MG123 x EFVM próximo à cidade de Rio Piracicaba/ MG.

A construção do aterro exigiu grande movimentação de solo e, de forma a se conformar com o ponto de interseção com a via férrea, os encontros do viaduto foram projetados em solo reforçado com geotêxtil, utilizando o programa “Retaining Wall” desenvolvido pela FHWA (Federal Highway Administration) em 1989 (Oliveira, 1995a). As seções transversais típicas especificadas em projeto são apresentados na figura 3.3 e suas características geométricas principais estão resumidas nas tabelas 3.1 e 3.2. Os comprimentos das mantas geotêxteis foram uniformes sendo que, para o aterro reforçado do lado direito do viaduto, esse comprimento foi igual a 8,80 m, e para o do lado esquerdo, igual a 8,40 m; o comprimento de dobra adotado para as mantas de ambos os lados foi de 1,50 m.



a- Encontro do lado esquerdo do viaduto



b- Encontro do lado direito do viaduto

Figura 3.3- Seções transversais típicas dos encontros do viaduto da MG 123 x EFVM (DER/MG, 1995)

Tabela 3.1 – Características Geométricas do Aterro Reforçado do Lado Esquerdo do Viaduto da MG 123 x EFVM.

Altura (m)	Inclinação do talude (H:V)	Inclinação da base	Reforços - Total de 28 camadas		
			Trecho (m)	Espaçamento (m)	Comprimento (m)
11,00	Bancada 1 1:5	- 5%	De 0,00 a 4,00	0,30	8,40
			De 4,00 a 7,20	0,40	
	Bancada 2 1:5	- 5%	De 7,20 a 10,20	0,60	

Tabela 3.2 – Características Geométricas do Aterro Reforçado do Lado Direito do Viaduto da MG 123 x EFVM.

Altura (m)	Inclinação do talude (H:V)	Inclinação da base	Reforços - Total de 42 camadas		
			Trecho (m)	Espaçamento (m)	Comprimento (m)
12,00	1:11	-5%	De 0,00 a 3,80	0,20	8,80
			De 3,80 a 7,40	0,30	
			De 7,40 a 11,70	0,40	

As especificações de projeto consideraram ainda os seguintes aspectos complementares:

- a- **Paramento protetor:** o paramento protetor foi projetado em muro de alvenaria de blocos de concreto, devidamente cintado, com inclinação concordante às das faces das estruturas.
- b- **Sistema de drenagem:** projetado na forma de um colchão drenante de espessura igual a 20 cm na base do muro, que se estende ao longo do contato entre a

estrutura e o terreno natural. O escoamento das águas ocorre através de uma canaleta construída na interseção do colchão drenante com o filtro, dentro da qual encontra-se um tubo do tipo cananete.

- c- **Selamento da estrutura:** Na parte superior foi previsto o selamento do aterro com material argiloso, conformando o subleito do pavimento. Nos bordos dos encontros foi também feita a selagem com material argiloso e, em seguida, o plantio de grama por hidrossemeadura.

3.2.1.2 - Materiais Utilizados

a- Solo

O solo utilizado na construção do aterro reforçado tem origem em jazida da própria região, tendo sido executados ensaios de caracterização e compactação, cujos resultados são apresentados a seguir:

a1- propriedades granulométricas: O solo utilizado consistiu em uma areia fina micácea de cor branca, com $D_{50}=0,18$ mm e curvas granulométricas apresentadas na figura 3.4. O limite inferior da curva granulométrica corresponde à peneira nº 200 (0,074 mm), de acordo com a prática convencional de peneiramento adotada pelo DER/MG.

a2- Parâmetros de compactação: Foram executados ensaios de compactação do tipo Proctor Normal. A figura 3.5 mostra as curvas obtidas nos ensaios, sendo obtidos os seguintes resultados:

- Amostra 01: $\gamma_{\max} = 18,22$ kN/m³; $w_{ot} = 8,8\%$;
- Amostra 02: $\gamma_{\max} = 18,00$ kN/m³; $w_{ot} = 7,4\%$.

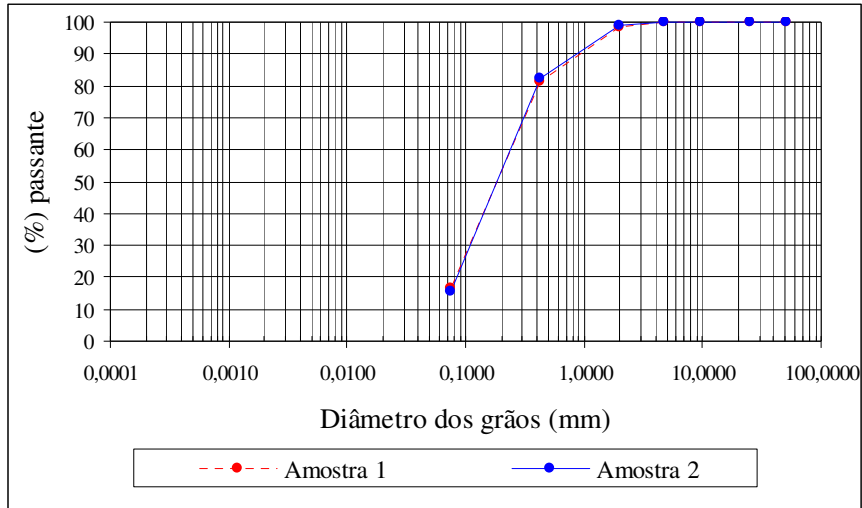


Figura 3.4 – Curvas granulométricas da areia micácea utilizada nos encontros do viaduto da MG 123, (DER/MG, 1995a).

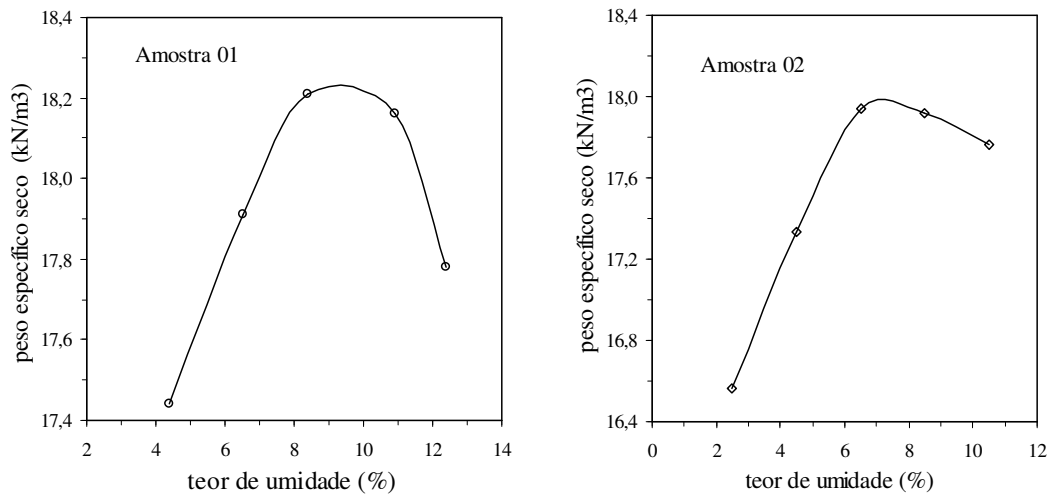


Figura 3.5- Curvas de compactação da areia micácea utilizada nos encontros do viaduto da MG 123, (DER/MG,1995a).

a3- Parâmetros de Resistência: Os parâmetros de resistência foram estimados baseado em hipóteses sobre o comportamento dos corpos de prova CBR durante o ensaio de penetração ou de compressão simples, de acordo com Mendes (1973).

valores:

$$\phi = 32^\circ - 35^\circ;$$

$$c = 10 - 22 \text{ kPa.}$$

Para o dimensionamento das estruturas, foram adotados os seguintes parâmetros de projeto:

- Peso específico do solo de aterro: $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$;
- Ângulo de atrito interno: $\phi = 30^\circ$;
- Coesão: $c = 10 \text{ kPa}$.

b- **Reforço:** geotêxtil não tecido agulhado de fibras, branco, reforçado em um de seus lados com fios de poliéster, que são simplesmente colados à manta,. Uma vez que não havia dados técnicos fornecidos pelo fabricante (Indústria Têxtil Santa Fé), foram realizados ensaios específicos para determinação da gramatura ($M_A = 140\text{g/m}^2$), resistência à tração não confinada (faixa larga) e identificação do tipo de polímero presente, cujos resultados são apresentados na tabela 3.3.

Tabela 3.3- Propriedades Mecânicas do Geotêxtil Utilizado nos Encontros do Viaduto da MG 123 x EFVM.

PROPRIEDADES	VALORES MÉDIOS	C.V. (%)	VALOR MÍNIMO	VALOR MÁXIMO
puncionamento CBR (kN)	1.5	8	1.34	1.68
tração faixa larga				
DIREÇÃO LONGITUDINAL				
Resistência (kN/m)	20	4	18.9	21.1
Alongamento na ruptura (%)	24	5	22	25
Rigidez máxima (kN/m)	1044	7	980	1176
Rigidez secante a 10% deformação. (kN/m)	892	1	882	907
DIREÇÃO TRANSVERSAL				
Resistência (kN/m)	10	2	9.6	10
Alongamento na ruptura (%)	26	4	24	27
Rigidez máxima (kN/m)	521	4	490	539
Rigidez secante a 10% deformação. (kN/m)	323	1	319	328

3.2.1.3- Aspectos Construtivos

A obra foi executada pela empresa contratada obedecendo rigorosamente as exigências de projeto, em termos de inclinação dos taludes, tipo de solo, tipo de paramento e material geotêxtil. Durante o processo executivo certas alterações foram necessárias para conformidade da obra. A sobreposição mínima das mantas geotêxteis foi de 70 cm.

O material de aterro, após umedecido, foi compactado em camadas variando de 20 a 30 centímetros com rolo compactador do tipo CA 25 da DYNAPAC, na faixa central. Nas bordas do aterro reforçado (até 70 cm para o interior do mesmo), utilizou-se um compactador manual do tipo CM 30, sendo que a inclinação do aterro foi realizada com o auxílio de fôrmas de madeira, preparadas no local e que eram retiradas logo após a compactação da camada correspondente.

A única alteração significativa da metodologia construtiva em relação ao projeto consistiu na necessidade de reconstituição, com “tela-estruque”, da parte do paramento lateral do encontro do lado direito do viaduto, o qual rompeu na fase final de sua execução. Nas figuras 3.6 e 3.7, são mostrados aspectos das fases da execução e a obra concluída, respectivamente.



Figura 3.6a- Fase inicial da construção do encontro do lado direito do viaduto.



Figura 3.6b- Fase final da construção do encontro do lado esquerdo do viaduto.



Figura 3.6c- Detalhe da construção do paramento protetor e da face dobrada da manta geotêxtil (Encontro do lado esquerdo do viaduto).



Figura 3.7- Obra concluída (junho de 1999) e detalhe do paramento em “tela-estruque” no encontro do lado direito do viaduto.

3.2.2 - Aterro Reforçado da Variante da Ingá (BR 381 - Rodovia Fernão Dias)

Considerada uma das estruturas de maior porte da América do Sul em solo reforçado com geotêxtil, o aterro reforçado, situado no km 510,24 da rodovia Fernão Dias (BR-381) na Variante da Ingá, faz parte das obras de duplicação desta rodovia, que liga a cidade de São Paulo/SP à Belo Horizonte/MG e se estende até a cidade de Governador Valadares/MG. Esta rodovia teve seu início de duplicação no ano de 1992. A construção do aterro da Variante da Ingá (nome dado devido a unidade da Indústria de Água Mineral Ingá, existente nas proximidades) ocorreu no período de abril a setembro/1997, com modificações em relação ao projeto original, executado no ano de 1995, principalmente em termos do tipo do solo utilizado no aterro.

A opção adotada em solo reforçado com geotêxtil para esta obra resultou da impossibilidade executiva em aterro convencional, por exigir grandes extensões que, avançando o “off-set”, atingiriam os domínios de uma reserva florestal de propriedade da COPASA – Companhia de Água e Saneamento do Estado de Minas Gerais. Outras alternativas de projeto foram estudadas, optando-se pela solução do reforço em geossintéticos por se tratar de uma obra com custo mais baixo e, ao mesmo tempo, pela intenção do DER/MG em desenvolver esta metodologia de construção em futuros projetos (Oliveira, 1995).

3.2.2.1 - Características Geométricas

O aterro foi dimensionado através do programa PC-STABL6 e consta de três seções-tipo indicadas na figura 3.8, com as configurações dadas resumidamente nas tabelas 3.4 a 3.6. Na seção transversal compreendida entre as estacas 20+15,00 e 24+15,00 (figura 3.8a, *distância entre estacas igual a 20m*), está a seção mais alta do aterro, com 18,00m de altura em três maciços de 6,00m e em taludes com inclinação de H:V de 1:2 e platôs com 3,00m de largura. Um aterro convencional com 10,00m de altura e inclinação H:V de 3:2 sobrepõe-se ao maciço reforçado.

Entre as estacas 29+10,00 e 32+10,00 (figura 3.8b), tem-se o aterro reforçado

desde o pé do talude até o acabamento dos serviços de infra-estrutura rodoviária, dividido em duas seções com o talude inferior tendo uma altura variável (altura máxima de 6,00m) e o talude superior com uma altura de 10,00m. Ambos os taludes possuem uma inclinação H:V de 1:2. Entre as estacas 24+15,00 e 29+10,00 e entre as estacas 32+10,00 e 34+5,00 (figura 3.8c), tem-se um trecho em solo reforçado variando entre 1,00 e 12,00m de altura, com inclinação H:V de 1:4; como no trecho anterior, o solo reforçado se estende do pé do talude até o greide final de terraplenagem. Nas tabelas 3.4 a 3.6, estão sistematizados os valores de espaçamento entre mantas geotêxteis adotadas neste projeto, sendo adotado um comprimento de dobra constante de 1,60m.

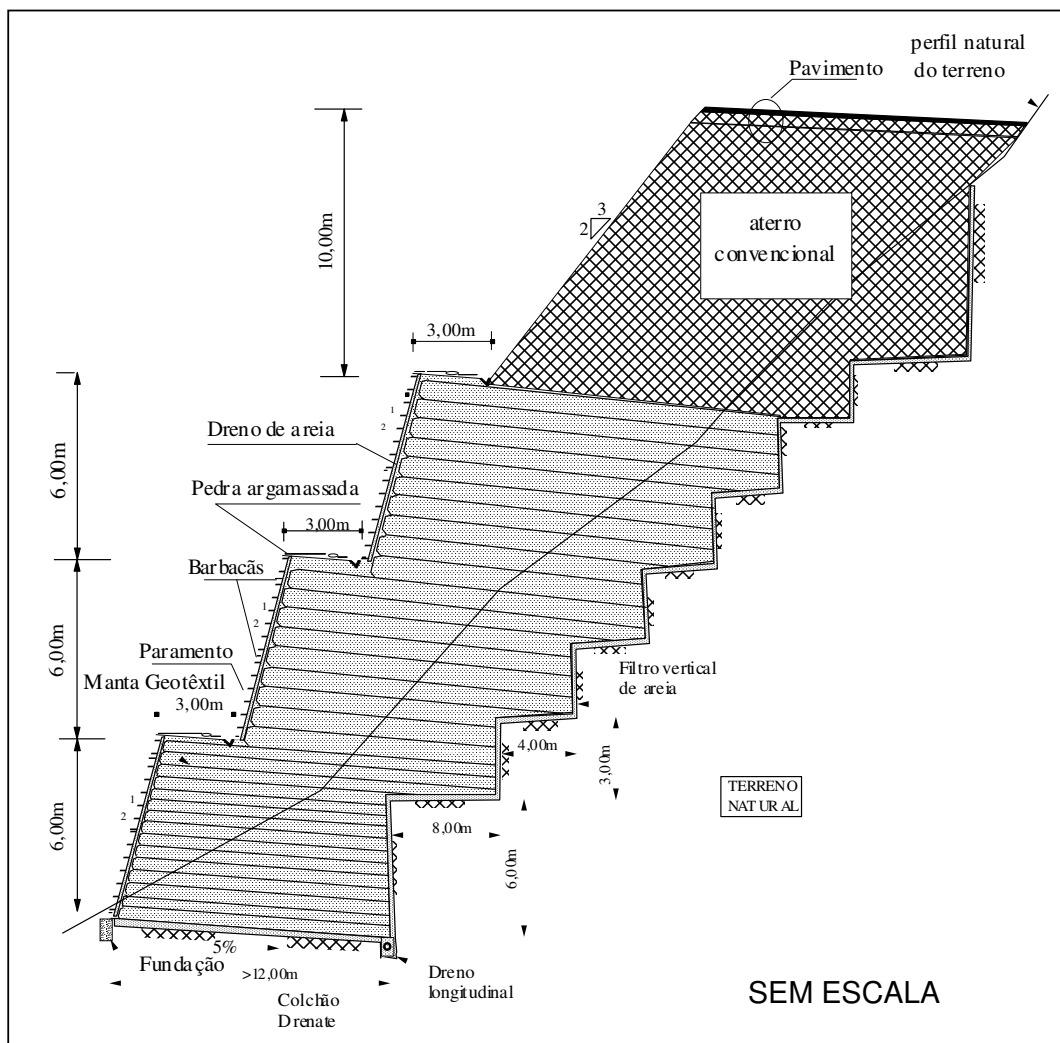


Figura 3.8a- Seção típica entre as estacas 20+15,00 e 24+15,00 (Oliveira, 1995)

Tabela 3.4- Características Geométricas do Aterro Reforçado da Variante da Ingá.
(Estaca 20+15,00 à Estaca 24+15,00).

Geometria	Altura (m)	Tipo de Geotêxtil	Reforços			
			Trecho (m)	Nº de camadas	Esp. (m)	Comp. (m)
Berma 01	6,00	Amoco 2044	De 0,00 a 6,00	30	0,20	variável
Berma 02	6,00	OP 60	De 6,00 a 12,00	21	0,30	variável
Berma 03	6,00	OP 60	De 12,00 a 18,00	14	0,40	variável

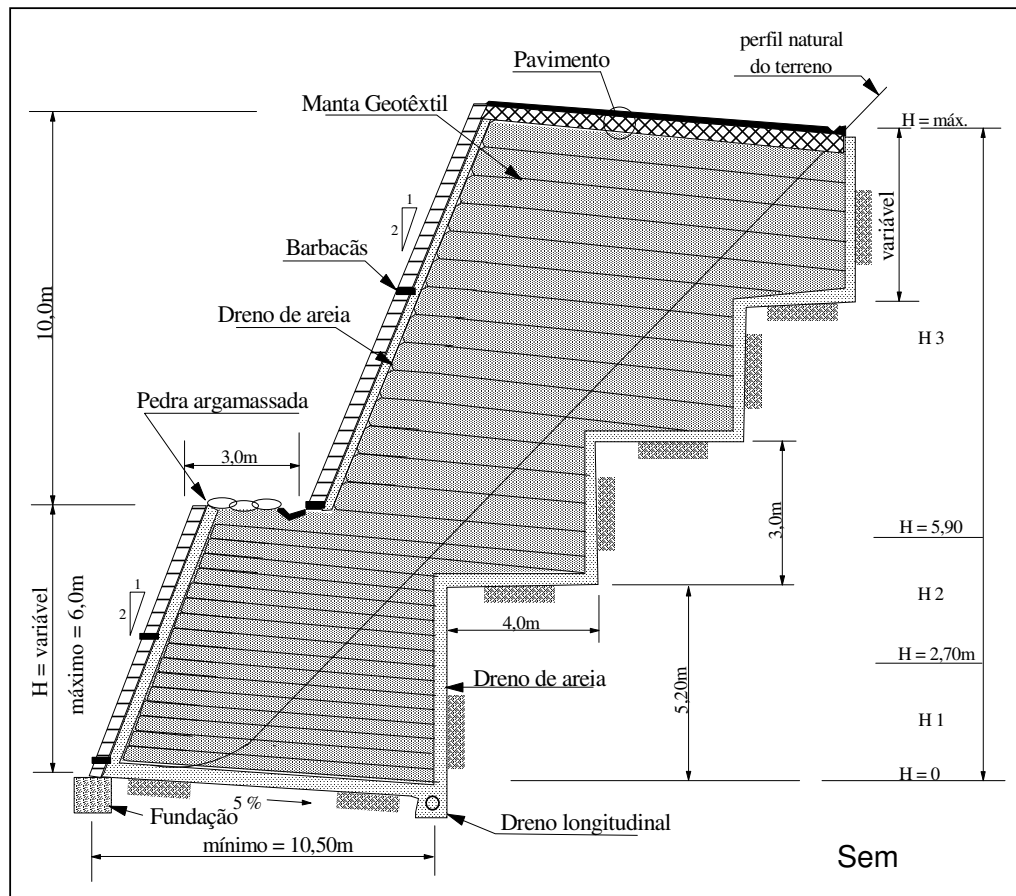


Figura 3.8b- Seção típica entre as estacas 29+10,00 e 32+10,00 (Oliveira, 1995).

Tabela 3.5- Características Geométricas do Aterro Reforçado da Variante da Ingá.

(Estaca 29+10,00 à Estaca 32+10,00)

Reforços – Geotêxtil OP 60					
Geometria	Altura (m)	Trechos (m)	Número de camadas	Espaçamento (m)	Comprimento (m)
Berma 01	6,00	De 0,00 a 2,70	10	0,30	variável
		De 2,70 a 5,90	8	0,40	variável
Berma 02	10,00	De 5,90 a 16,80	18	0,60	variável

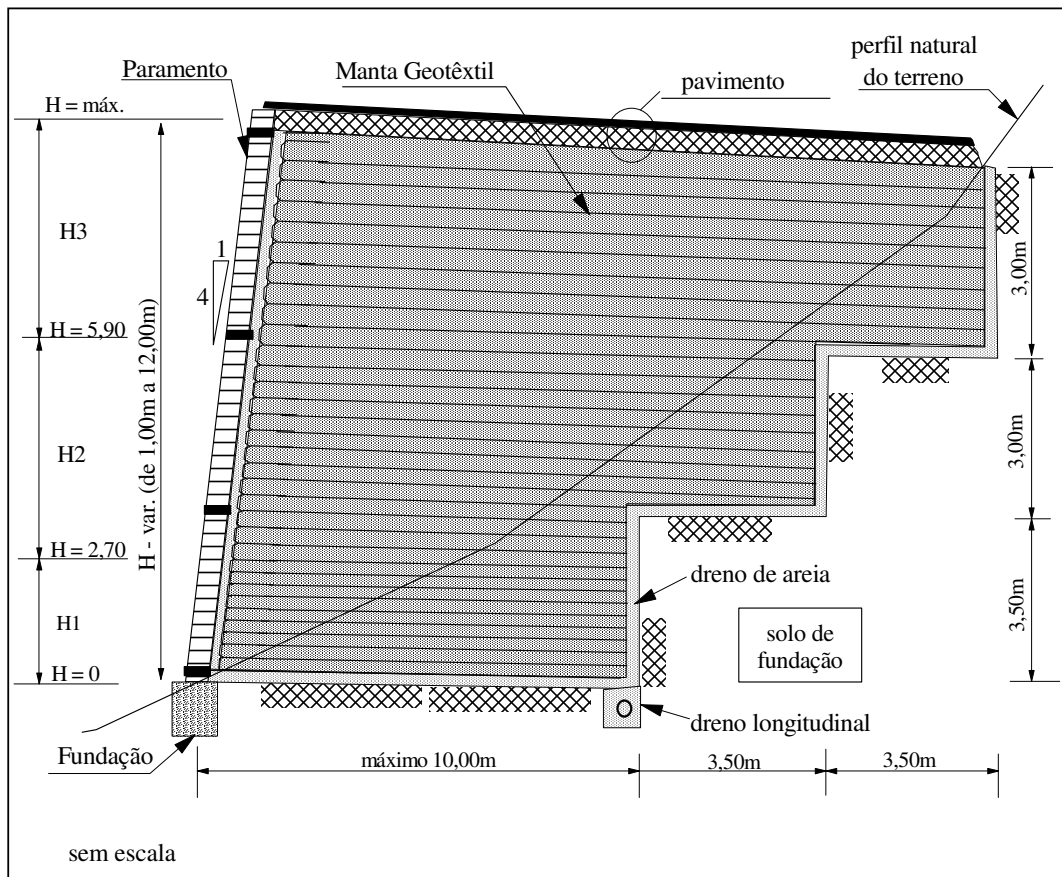


Figura 3.8c- Seção típica entre as estacas 24+15,00 e 29+10,00 e entre as estacas 32+10,00 e 34+5,00 (Oliveira, 1995).

Tabela 3.6- Características Geométricas do Aterro da Variante da Ingá.

(Estaca 24+15,00 à Estaca 29+10,00 e da Estaca 32+10,00 à Estaca 34+5,00)

		Reforços – Geotêxtil OP 60			
Geometria	Altura (m)	Trechos (m)	Número de camadas	Espaçamento (m)	Comprimento (m)
Berma 01	1,00	De 0,00 a 2,70	10	0,30	variável
	a	De 2,70 a 5,90	8	0,40	variável
	12,00	De 5,90 a 12,00	10	0,60	variável

As especificações de projeto consideraram ainda os seguintes aspectos complementares:

a- Paramento protetor: o paramento protetor consistiu em um sistema de “rip-rap”, executado em sacos de linhagem preenchidos com solo-cimento na proporção de 1:15, com suas inclinações concordantes às inclinações das faces da estrutura.

b- Sistema de drenagem: projetado na forma de um colchão drenante de espessura igual a 20 cm na base da estrutura e estendendo-se, sob a forma de degraus, ao longo do contato entre a estrutura e o terreno natural. O escoamento das águas ocorre através de uma canaleta construída na interseção do colchão drenante com o filtro, dentro da qual encontra-se um tubo do tipo cananete. A drenagem superficial foi projetada utilizando-se canaletas junto aos pés das bermas, interligadas a caixas de escoamento.

c- Selamento da estrutura: na parte superior, foi previsto o selamento do aterro com material argiloso, conformando o subleito do pavimento (figuras 3.8). O aterro convencional serviu como material selante para o trecho em que o mesmo foi projetado. Próximo à face da estrutura, foi feita também a selagem com material argiloso numa camada de 50 cm, uma vez que se utilizou um material de síter nestes trechos do aterro, o qual demonstrou-se bastante friável e susceptível à erosividade pelas águas de percolação.

3.2.2.2 – Materiais Utilizados

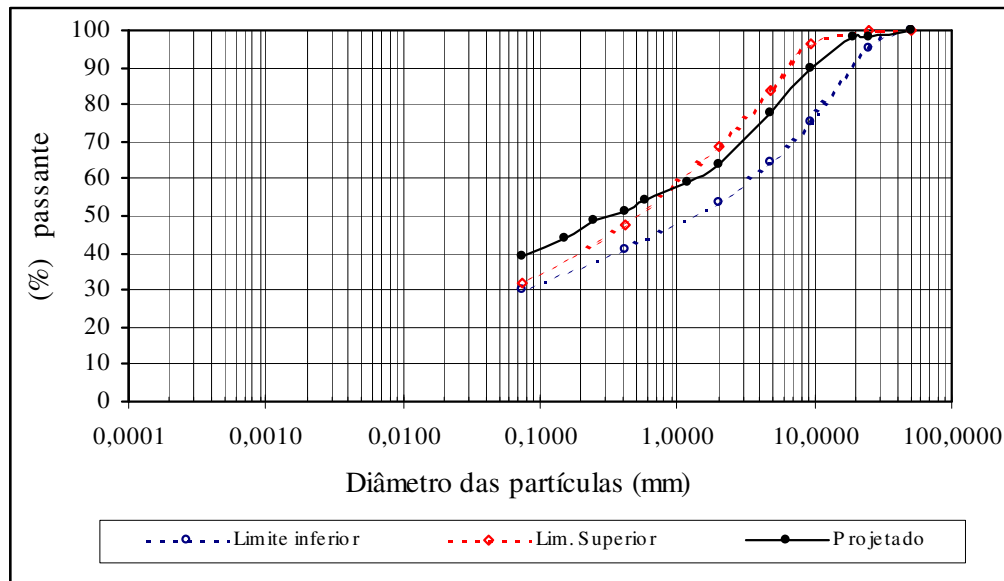
a- Solos

Os solos utilizados na execução do aterro reforçado foram provenientes da Mineração Serra da Farofa, cerca de 1,5 km de distância do local de implantação da obra, no sentido São Paulo - Belo Horizonte. Foram utilizados dois tipos de solos na construção: minério de ferro denominado minério “in situ”, empregado somente na execução na berma 01 do trecho entre as estacas 20+5,00 e 24+5,00 e um resíduo de minério de ferro (sínter), para o restante do aterro.

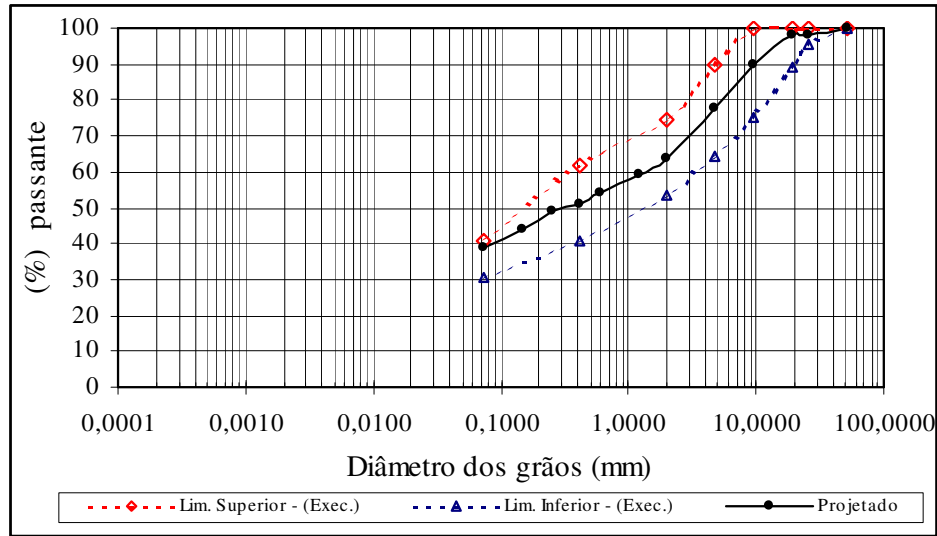
As curvas granulométricas desses solos são apresentadas na figura 3.9, novamente limitadas às aberturas da peneira 200.

a1- Parâmetros de compactação: foram executados ensaios de compactação do tipo Proctor Normal para o minério “in situ”, sendo obtidos os seguintes resultados:

- $\gamma_{\text{máx.}} = 20,34 \text{ kN/m}^3$; $w_{\text{ot}} = 16,0\%$.



a- Curvas granulométricas do minério “in situ”



b- Curvas granulométricas do resíduo de minério (sinter)

Figura 3.9- Curvas granulométricas dos solos utilizados no aterro reforçado da Variante da Ingá.

a2- Parâmetros de Resistência: Os valores dos parâmetros de resistência do solo de aterro foram obtidos através de ensaios triaxiais do tipo R_{SAT} , para tensões confinantes de 200, 400 e 600 kPa, a partir de corpos de prova moldados com teor de umidade ótima, sendo obtidos os seguintes valores:

- coesão efetiva : $c' = 19,6$ kPa;
- ângulo de atrito interno: $\phi' = 38,9^\circ$.

Para o dimensionamento das estruturas foram adotados os seguintes parâmetros de projeto:

(i) Solo de aterro:

Os parâmetros geotécnicos adotados foram os mesmos obtidos nos ensaios triaxiais tipo R_{SAT} e no ensaio de compactação tipo Proctor Normal, ou seja:

- Ângulo de atrito interno: $\phi' = 38,9^\circ$;
- Coesão efetiva: $c' = 19,6 \text{ kPa}$;
- Peso Específico: $\gamma = 20,34 \text{ kN/m}^3$.

(ii) Solo de fundação

A partir dos resultados dos ensaios de sondagens SPT realizadas no local de implantação da obra, foram inferidos os seguintes valores a partir de correlações:

- Ângulo de atrito interno: $\phi = 40^\circ$;
- Coesão efetiva: $c = 10 \text{ kPa}$.
- Peso Específico: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

a- Reforço

Foram utilizadas as seguintes mantas geotêxteis como elementos de reforço:

- Manta geotêxtil não tecida, cor cinza, 100% poliéster e resistência característica à tração igual a 40 kN/m. Produto fabricado pela Rhodia Stern S.A, denominado comercialmente por Bidim OP 60.
- Manta geotêxtil tecida, 100% polipropileno e resistência característica à tração igual a 70 kN/m. Produto fabricado pela Amoco Company, denominada comercialmente por Amoco 2044.

As especificações técnicas, fornecidas pelos fabricantes, são apresentadas na tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Propriedades Físicas e Mecânicas dos Geotêxteis OP 60 e Amoco 2044

Propriedades	Geotêxtil	
	OP 60	Amoco 2044
gramatura (g/m ²)	600	445
espessura nominal (mm)	4,5	1,5
puncionamento CBR (kN)	8,0	1,37
Resistência (kN/m)	40	75
Alongamento na ruptura (%)	> 40	20

3.2.2.3 – Aspectos Construtivos

Como no caso anterior, a execução do aterro foi feita de acordo com as premissas de projeto. Na compactação da faixa central e posterior do solo de aterro, utilizou-se um compactador do tipo CA 25 de fabricação DYNAPAC e as bordas, numa faixa de cerca de 70 cm, foi utilizado um compactador mecânico CM 30. As espessuras das camadas de compactação variaram entre 20 e 30cm. A substituição do minério "in situ" pelo sínter, em grande parte do material de aterro, deu-se em função da disponibilidade limitada de minério da jazida local e pelo fato das propriedades do sínter atenderem satisfatoriamente às prescrições de projeto. A figura 3.10 mostra diferentes aspectos das fases construtivas do aterro da Variante da Ingá.



Figura 3.10a- Detalhe da sobreposição da manta geotêxtil e construção do sistema de drenagem.



Figura 3.10b- Serviço de compactação de borda e detalhe das dobras feitas nas mantas.



Figura 3.10c- Detalhes do paramento em “rip-rap” e do sistema de drenagem superficial

3.2.3 - Aterro Reforçado da MG 030 (Rodovia Belo Horizonte-Nova Lima)

Nas obras de duplicação da rodovia MG 030, que liga as cidades de Belo Horizonte e Nova Lima, foram executadas três obras em solos reforçados com geotêxteis, dimensionadas pelo programa “SRWALL” desenvolvido pela NCMA-National Concrete Material / USA (Eneplan, 1998), sendo a mais expressiva situada no km 16 e descrita a seguir.

No trecho compreendido entre as estacas 208 e 220+5,00, para a pista do lado direito atender às condições de projeto, tornou-se necessário a construção de um aterro maior para elevação do greide existente. Adotou-se então, uma estrutura em solo reforçado com geotêxteis, com altura inicial e final de 1,00 m nas estacas 208 e 220+5,00 e altura máxima de 9,24 m na estaca 216 (figura 3.11).

3.2.3.1 - Geometria da Estrutura

Devido as condições topográficas do local, o aterro reforçado foi projetado com a face do talude vertical, subdividido em dois trechos, com diferentes espaçamentos entre os reforços (tabela 3.8). O paramento protetor consistiu em sacos de linhagem preenchidos, com solo cimento, em proporções adequadas. As mantas geotêxteis foram colocadas com comprimentos de dobras uniformes de 1,50 m.

Tabela 3.8– Características Geométricas do Aterro Reforçado da MG 030

(Estaca 208 à Estaca 220+5,00).

Altura máxima (m)	Trecho do Talude	Reforços – Geotêxtil Amoco 2010			
		Altura (m)	Número de Camadas	Espaçamento (m)	Comprimento (m)
9,24	H1	De 0,00 a 6,00	máximo 31	0,20	5,00
	H2	De 6,00 a 9,24	6	0,40	7,00

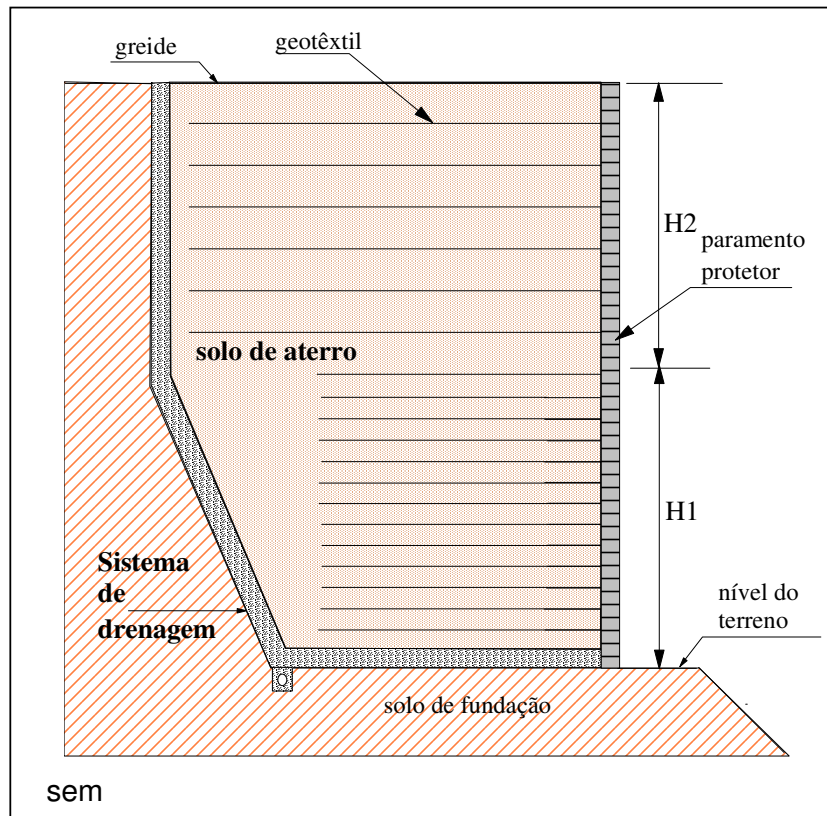


Figura 3.11– Seção-tipo do aterro reforçado da MG 030 (Estaca 208 à Estaca 220+5,00)
(Eneplan, 1998).

As especificações de projeto consideraram ainda os seguintes aspectos complementares:

a- Paramento protetor: o paramento protetor foi projetado em sistema de “rip-rap”, com sacos de linhagem preenchidos com solo-cimento na proporção de 1:15 ancorados à estrutura com o auxílio de barras de aço, com inclinação vertical concordante com a da face da estrutura.

b- Sistema de drenagem: projetado na forma de um colchão drenante de espessura igual a 20 cm na base da estrutura, que se estende ao longo do contato entre a estrutura e o terreno natural. O escoamento das águas ocorre através de uma canaleta construída na interseção do colchão drenante com o filtro, dentro da qual encontra-se

um tubo do tipo cananete.

c- **Selamento da estrutura:** na parte superior, foi previsto o selamento do aterro com material argiloso, conformando o subleito do pavimento.

3.2.3.2 – Materiais Utilizados

a- Solo

O solo do talude foi retirado de jazida existente no bairro Belvedere em Belo Horizonte, cerca de 5 km do trecho em questão.

a1- **propriedades granulométricas:** O solo utilizado como material de aterro consistiu de um silte argilo-arenoso, de cor amarelada, o qual apresenta 70,1% de finos, que não foram caracterizados nas análises granulométricas prévias (figura 3.12).

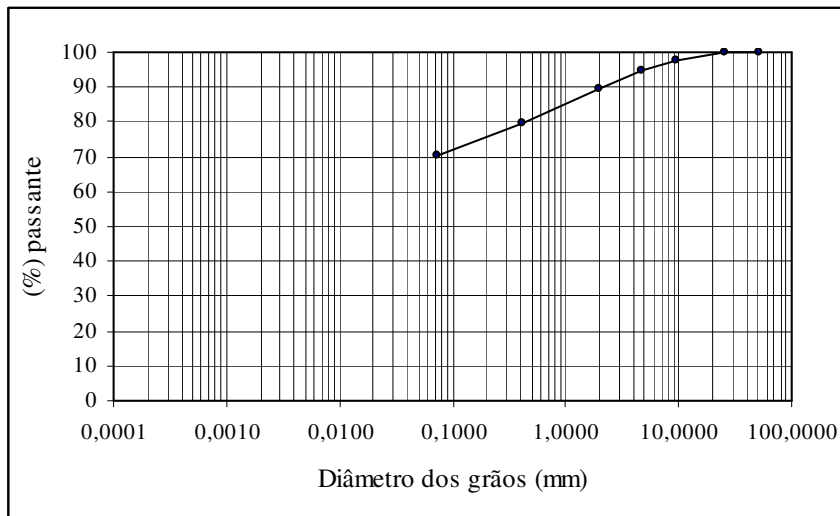


Figura 3.12 - Curva de distribuição granulométrica do solo do aterro reforçado da MG 030 (Eneplan, 1999)

a2- Parâmetros de compactação: Foram executados ensaios de compactação do tipo Proctor Normal, sendo obtidos os seguintes resultados:

- Peso Específico Seco Máximo: $\gamma_{\text{máx.}} = 17,0 \text{ kN/m}^3$;
- Umidade ótima: $w_{\text{ot.}} = 18,3 \%$.

a3- Parâmetros de Resistência: para o dimensionamento das estruturas foram adotados os seguintes parâmetros para o material de aterro, com base em correlações com ensaios de compressão simples em corpos de prova de ensaios CBR, similarmente ao caso dos encontros do viaduto da MG 123 x EFVM:

(i) Solo de Aterro.

- Ângulo de atrito interno = 30^0 ;
- Coesão = 0;
- Peso Específico Seco = 20 kN/m^3 .

Com relação aos solos de fundação e retido, os parâmetros adotados pelo projetista em função da geomorfologia local foram os seguintes:

(ii) Solos de Fundação e Retido.

- Ângulo de atrito interno = 25^0 ;
- Coesão = 15 kPa;
- Peso Específico Seco = 17 kN/m^3 .

b- Reforço:

O reforço, consistiu em mantas geotêxteis tecidas de polipropileno, de resistência máxima à tração igual a 42 kN/m. Produto fabricado pela Amoco Company,

comercialmente denominado de Amoco 2010, cujos dados técnicos, são apresentados na tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Propriedades Físicas e Mecânicas do Geotêxtil Amoco 2010.

Propriedades	Amoco 2010	
	Longitudinal	Transversal
gramatura (g/m ²)	250	
espessura nominal (mm)	0,8	
puncionamento CBR (kN)	0,72	
Resistência (kN/m)	50	42
Alongamento na ruptura (%)	30	15

3.2.3.3- Aspectos Construtivos

A obra foi executada pela empresa contratada procurando seguir as premissas de projeto; no entanto, algumas modificações foram necessárias, sendo as mesmas descritas a seguir:

- **Paramento protetor:** projetado em sistema do tipo "rip-rap", foi inicialmente utilizado com sucesso nos dois metros iniciais. Devido ao talude vertical, as deformações construtivas devido a compactação, comprometeram a estética geral da estrutura. Diante deste fato, optou-se por uma reconstituição do paramento através de uma proteção em concreto projetado denominada "tela estuque", de espessura igual a 10 cm.
- **Compactação da borda:** a borda do aterro, numa faixa de cerca de 70 cm de largura, foi executada utilizando-se solo melhorado com cimento, e compactada com um compactador do tipo CM 30. Este recurso foi utilizado para se evitar a deformabilidade excessiva da face da estrutura.

As figuras 3.13 e 3.14 mostram aspectos das fases de execução e a obra praticamente concluída, respectivamente.



Figura 3.13a- Vista geral da fase inicial da construção do aterro reforçado.



Figura 3.13b- Basculamento do material de aterro sobre a manta geotêxtil.



Figura 3.13c- Vista parcial da obra com detalhe do paramento em "rip-rap".



Figura 3.14- Aterro em fase final de construção (maio de 2000).

MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS

4.1 - INTRODUÇÃO

Como já foi exposto no capítulo 2, as vantagens técnicas verificadas com a utilização de materiais sintéticos como inclusões em aterros de solos reforçados, tais como estruturas de arrimo e taludes íngremes, propiciaram um grande avanço nas tecnologias da melhoria dos solos, com impacto generalizado na prática da engenharia geotécnica.

Para uma estrutura de solo reforçado, como a representada na figura 4.1, a análise da estabilidade consiste em três aspectos básicos: estabilidade externa, interna e global ou local.

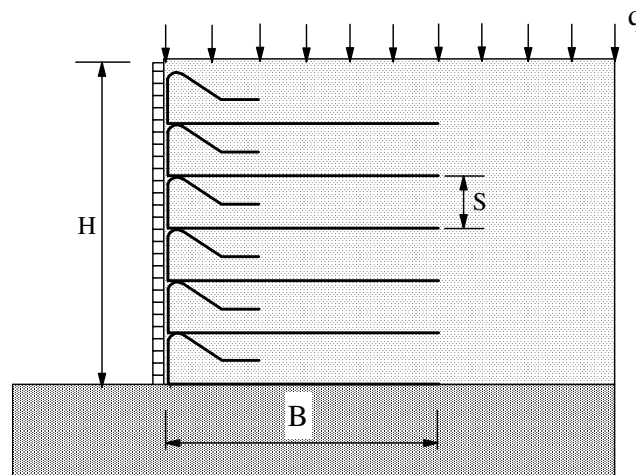


Figura 4.1- Estrutura de contenção em solo reforçado com geossintético.

Palmeira (1998).

4.2- ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA

Neste tipo de análise, a estrutura de solo reforçado, sob a ação de seu peso próprio, sobrecargas e empuxos de terra, é analisada de forma a verificar a sua capacidade de resistir aos riscos potenciais de uma ruptura por tombamento, deslizamento ou por deficiência da capacidade de carga do solo de fundação. Esta verificação é feita utilizando-se a mesma sistemática da análise adotada para estruturas de arrimo convencionais. A adequada resistência a estes mecanismos de ruptura é expressa por coeficientes ou fatores de segurança (FS) admissíveis, calculados em função das solicitações externas e das condições dos solos de fundação. Para efeito de exposição geral, consideremos o caso de uma estrutura vertical e submetida à ação de uma sobrecarga uniformemente distribuída q (figura 4.2).

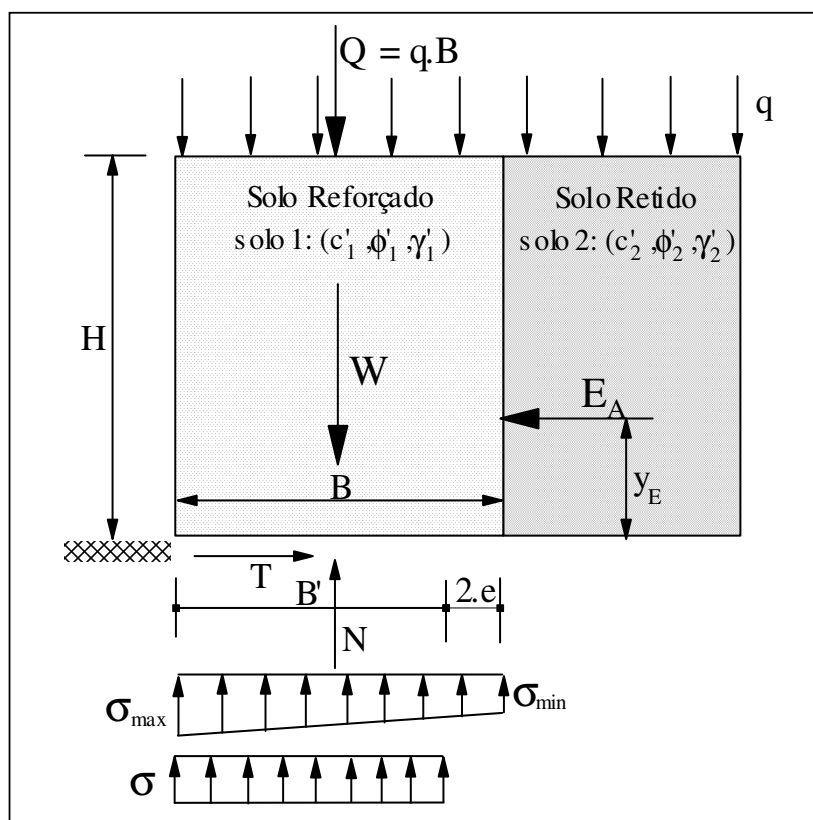


Figura 4.2- Esforços atuantes em uma estrutura de solo reforçado

Palmeira (1998).

a1- Estabilidade quanto ao deslizamento:

O fator de segurança da estrutura quanto ao deslizamento ao longo de sua base ($FS_d \geq 1,5$), pode ser calculado através da seguinte expressão, admitindo-se a teoria de Rankine para o cálculo dos empuxos de terra (Palmeira, 1998) :

$$FS_d = \frac{(\gamma_1 \cdot H + q) \cdot \text{tg } \delta_b}{E_A} \cdot B \quad (4.1)$$

onde:

γ_1 : peso específico do solo de aterro (solo 1);

H : altura da estrutura de contenção;

q : sobrecarga uniformemente distribuída sobre o terrapleno;

δ_b : ângulo de atrito ao longo da interface solo reforçado/solo de fundação,

usualmente geossintético/solo de fundação;

B : largura da estrutura de contenção;

E_A : empuxo ativo de Rankine.

Para efeitos de avaliação de FS_d , não se considera a contribuição da resistência passiva caso a base do aterro reforçado esteja enterrada no solo de fundação. O empuxo ativo deve ser calculado desconsiderando-se eventuais tensões negativas no caso de solos coesivos.

A largura da estrutura em solo reforçado pode, então, ser calculada pela seguinte relação (solos não coesivos):

$$B_d = \frac{K a_2 \cdot (\gamma_2 \cdot H + 2 \cdot q) \cdot FS_d}{2 \cdot \text{tg } \delta_b \cdot (\gamma_1 \cdot H + q)} \cdot H \quad (4.2)$$

sendo Ka_2 o coeficiente de empuxo ativo do solo retido (solo 2), calculado por:

$$Ka_2 = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\phi'_2}{2}\right) \quad (4.3)$$

sendo ϕ'_2 o ângulo de atrito efetivo deste solo e γ_2 o peso específico correspondente.

No caso do maciço reforçado estar assente sobre solos argilosos e prevalecer condições não-drenadas, tem-se que (para $c_1 = c_2 = 0$):

$$B_d = \frac{Ka_2 \cdot (\gamma_2 \cdot H + 2 \cdot q) \cdot FS_d}{2 \cdot a_u} \cdot H \quad (4.4)$$

onde:

$a_u = \lambda \cdot s_u$ ($0 < \lambda \leq 1$) é a adesão entre a base da estrutura reforçada e o solo de fundação, cuja resistência não-drenada é s_u .

a2- Estabilidade quanto ao tombamento:

O fator de segurança quanto ao tombamento ($FS_t \geq 2,0$) pode ser determinado com base na seguinte equação, obtida a partir do equilíbrio de momentos em relação ao pé da estrutura (ponto O da figura 4.2) e admitindo-se o cálculo das tensões horizontais ativas pela teoria de Rankine:

$$FS_t = \frac{(\gamma_1 \cdot H + q)}{2 \cdot E_A \cdot y_E} \cdot B_T^2 \quad (4.5)$$

Assim a largura da estrutura, no caso de solos não coesivos, pode ser estimada de acordo com a seguinte relação:

$$B_T = \left[\frac{FS_t \cdot Ka_2 (\gamma_2 \cdot H + 3 \cdot q)}{3 \cdot (\gamma_1 \cdot H + q)} \right]^{1/2} \cdot H \quad (4.6)$$

Adota-se provisoriamente para a largura da base o maior dos valores obtidos para B_d e B_T .

a3- Capacidade de carga da fundação:

A análise da capacidade de carga da fundação é função da hipótese adotada para a distribuição das tensões verticais no subsolo:

- Distribuição trapezoidal de tensões

Sendo $N = W + Q$ (figura 4.2), tem-se que:

$$(\sigma_v)_{\max} = \frac{2N}{B} \left(2 - \frac{3x_R}{B} \right) \quad (4.7)$$

$$(\sigma_v)_{\min} = \frac{2N}{B} \left(\frac{3x_R}{B} - 1 \right) \quad (4.8)$$

sendo

$$x_R = \frac{W \cdot x_w + Q \cdot x_Q - E_A \cdot y_E}{W + Q} \quad (4.9)$$

onde x_R é a distância da resultante dos esforços na base até o pé da estrutura de solo reforçado (x_w , x_Q e y_E , analogamente, são as distâncias até este ponto dos esforços W , Q e E_A atuantes, respectivamente).

A excentricidade da resultante dos esforços na base da estrutura é expressa por:

$$e = \frac{B}{2} - x_R \leq \frac{B}{6} \quad (4.10)$$

sendo B , conforme exposto anteriormente, o maior dos valores de B_d e B_T .

No caso de solos não coesivos ($c_1 = c_2 = 0$), as relações gerais passam a ser expressas por:

$$(\sigma)_{\min}^{\max} = (\gamma_1 \cdot H + q) \pm K a_2 \cdot (\gamma_2 \cdot H + 3q) \cdot (H/B)^2 \quad (4.11)$$

Neste caso, a excentricidade da resultante dos esforços na base da estrutura em solo reforçado é dada por:

$$e = \frac{K a_2 \cdot H^2 \cdot (\gamma_2 \cdot H + 3q)}{6B \cdot (\gamma_1 \cdot H + q)} \leq \frac{B}{6} \quad (4.12)$$

- Distribuição uniforme de tensões (Meyerhof)

$$\sigma = \frac{N}{B'} \quad (4.13)$$

No caso de solos não coesivos ($c_1 = c_2 = 0$), ter-se-ia que:

$$\sigma = \frac{3 \cdot (\gamma_1 \cdot H + q)^2}{3 \cdot (\gamma_1 \cdot H + q) - K a_2 \cdot (\gamma_2 \cdot H + 3q) \cdot (H/B')^2} \quad (4.14)$$

onde B' é a largura equivalente da base da estrutura, tal que:

$$B' = B - 2 \cdot e \quad (4.15)$$

O fator de segurança quanto a capacidade de carga da fundação ($FS_f \geq 3,0$) seria dado, então, pela seguinte expressão:

$$FS_f = \frac{q_{\max}}{\sigma} \quad (4.16)$$

onde:

$$q_{\max} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_\gamma \quad (4.17)$$

sendo:

q_{\max} : capacidade de carga do solo de fundação;

c : coesão do solo de fundação;

N_c , N_q e N_γ : fatores de capacidade de carga;

D : embutimento da estrutura no solo de fundação (de peso específico γ_f).

No caso particular de $\phi = 0^\circ$ (condição não-drenada), tem-se que $N_q = 1$ e $N_\gamma = 0$ e logo:

$$q_{\max} = s_u \cdot N_c + \gamma \cdot D \quad (4.18)$$

4.3- ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA

A verificação da estabilidade interna da estrutura é realizada de forma a garantir a integridade do sistema solo-reforço. Neste aspecto, são estudadas as possibilidades de rupturas internas associadas ao colapso dos próprios materiais e à perda de ancoragem das camadas de reforço. Esses mecanismos podem ser controlados mediante a determinação dos espaçamentos e comprimentos apropriados dos elementos de reforço (figura 4.3)

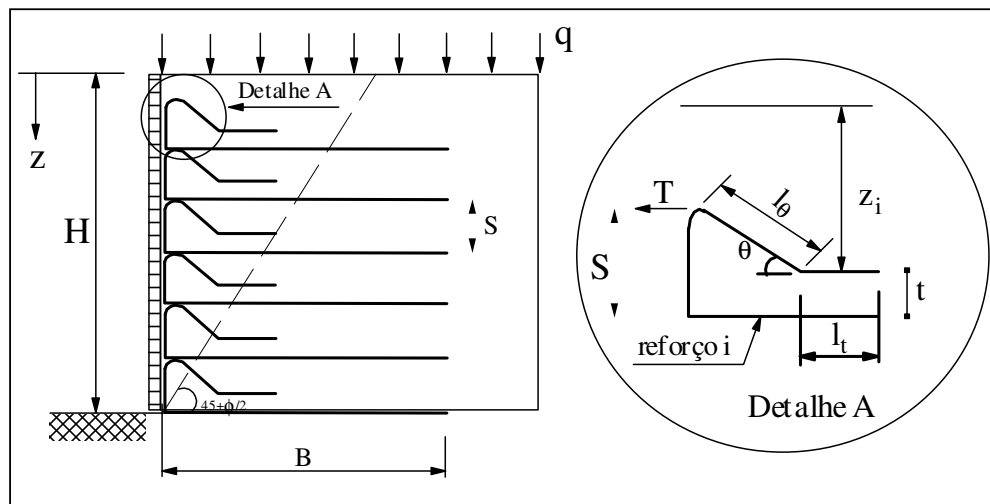


Figura 4.3- Geometria e parâmetros de análise da estabilidade interna (Palmeira, 1998).

Em se tratando de análises de estabilidade interna, inúmeras são as metodologias propostas para o dimensionamento de solos reforçados. As mais utilizadas são aquelas baseadas nos métodos de equilíbrio limite, os quais consideram o equilíbrio de forças e/ou de momentos, atuantes ao longo da superfície crítica de ruptura (Silva e Vidal, 1999). Para efeito de análise, consideremos uma superfície plana passando pelo pé da estrutura e ao longo de um solo de aterro com parâmetros geotécnicos c'_1, ϕ'_1 e γ_1 (figura 4.3).

Nas abordagens tradicionais, o esforço de tração (T_i) numa dada camada de solo i , a uma profundidade genérica z , é obtido em função das tensões verticais atuantes (supostas uniformes), pela seguinte relação:

$$T_i = \sigma'_{h_z} \cdot S = K a_1 \left[(\gamma_1 \cdot z + q) - \frac{2 \cdot c'_1}{\sqrt{K a_1}} \right] \cdot S \quad (4.19)$$

onde S deve ser tomado igual a $z_1^* = z_1 + \frac{S}{2}$ para o primeiro reforço (a área de influência do primeiro reforço é admitida como estendendo-se da superfície do terreno até o plano médio das duas camadas de reforço mais superiores) e igual ao próprio espaçamento, para os demais reforços.

Admitindo-se que o esforço atuante no reforço i seja igual a resistência à tração de dimensionamento (T_d), onde $T_d = \frac{T}{f_m \cdot f_{dm} \cdot f_{amb}}$ (equação 2.7), resulta que:

$$S = \frac{T_d}{K a_1 \cdot \left(\gamma_1 \cdot z + q - \frac{2 \cdot c'_1}{\sqrt{K a_1}} \right)} \quad (4.20)$$

Como o espaçamento entre os elementos de reforço varia inversamente com a profundidade, é prática usual adotar-se espaçamentos distintos em zonas específicas de aterros reforçados de maior altura, comumente fixados em termos de valores múltiplos

das espessuras das camadas compactadas do aterro, de forma a atender critérios de operacionalização construtiva.

Quanto aos critérios de ancoragem, uma vez que a superfície crítica de ruptura está inclinada de $45 + \frac{\phi'}{2}$ com a horizontal, de acordo com a teoria de Rankine (figura 4.3), resulta para um dado reforço a uma profundidade genérica z :

$$l_{ai} = B - (H - z_i) \cdot \text{tg} \left(45 - \frac{\phi'_1}{2} \right) \quad (4.21)$$

onde l_{ai} é o comprimento de ancoragem relativo ao reforço considerado e ϕ'_1 o ângulo de atrito efetivo do solo reforçado.

O coeficiente de segurança contra a ruptura do reforço i considerado por perda de ancoragem $(FS_{anc} \geq 2,0)_i$ deverá ser estimado para as condições com ou sem a aplicação das sobrecargas, sendo, então, expresso respectivamente por:

$$(FS_{anc})_i = \frac{2 \cdot l_{ai} \cdot \gamma_1 \cdot z_i \cdot \text{tg} \delta}{T_i} \quad (4.22a)$$

$$(FS_{anc})_i = \frac{2 \cdot l_{ai} \cdot (\gamma_1 \cdot z_i + q) \cdot \text{tg} \delta}{T_i} \quad (4.22b)$$

onde δ é o ângulo de atrito de interface solo-reforço e $z_1 = z_1^*$ para o reforço mais superficial.

O comprimento final dos elementos de reforço deve atender todas as condições de estabilidade (interna e externa), sendo a prática comum a adoção de comprimentos constantes ao longo de toda a altura da estrutura, visando também facilidades construtivas.

Junto à face de aterros reforçados construídos pelo processo incremental, a ancoragem do geotêxtil é feita pelo dobramento da manta em dois trechos, sendo o primeiro de comprimento l_0 e inclinado de um ângulo θ com a horizontal e o segundo de

comprimento l_t , horizontal e a uma distância t do reforço em questão (figura 4.3), tal que:

$$l_o = l_\theta + l_t \quad (4.23)$$

$$\text{onde } l_\theta = \frac{(FS)_f \cdot \overline{\sigma'_h} \cdot S}{2 \cdot \overline{\sigma'_v} \cdot t \cdot g \delta} \quad (4.24)$$

onde:

$(FS)_f$: fator de segurança contra a perda de ancoragem na face da estrutura;

$\overline{\sigma'_h}$: tensão horizontal média entre duas camadas de reforço de espaçamento S ;

$\overline{\sigma'_v}$: tensão vertical média entre as duas camadas de reforço;

δ : ângulo de atrito entre o geotêxtil e o solo do aterro reforçado (solo 1).

sendo que por razões construtivas, recomenda-se adotar para l_o um comprimento mínimo de 1,0m.

Devido ao estado complexo das tensões atuantes na região próxima à face da estrutura (principalmente na parte superior, em que provavelmente predominam efeitos da compactação sobre a magnitude das tensões horizontais), adotam-se procedimentos simplificadores nos cálculos, desconsiderando-se efeitos de concentração de tensões e admitindo-se tensões verticais iguais atuantes sobre os segmentos l_θ e l_t , com valor igual à tensão vertical induzida na profundidade média do comprimento l_θ , de acordo com os seguintes procedimentos

(i) Para $z_i = z_1$ ($i=1$; reforço mais superficial), adotar:

- $S = z_1^*$

- $\sigma'_v = \frac{\gamma \cdot z_1^*}{2} + q$ e $\sigma'_h = (\sigma'_h)_{z=\frac{z_1^*}{2}}$ para $\sigma'_{h_{\text{comp}}} < (\sigma'_h)_{z=\frac{z_1^*}{2}}$

$$\bullet \quad \sigma'_v = \frac{\gamma z_1^*}{2} \text{ e } \sigma'_h = \sigma'_{h_{comp}} \text{ para } \sigma'_{h_{comp}} \geq (\sigma'_h)_{z=\frac{z_1^*}{2}}$$

onde $\sigma'_{h_{comp}}$ = tensão horizontal induzida pela compactação.

(ii) Para $z_i > z_1$ ($i \geq 2$; demais reforços), adotar:

• S = espaçamento entre reforços

$$\bullet \quad \sigma'_v = \gamma \left(z_i - \frac{S}{2} \right) + q \text{ e } \sigma'_h = (\sigma'_h)_{z=z_i - \frac{S}{2}} \text{ para } \sigma'_{h_{comp}} < (\sigma'_h)_{z=z_i - \frac{S}{2}}$$

$$\bullet \quad \sigma'_v = \gamma \left(z_i - \frac{S}{2} \right) \text{ e } \sigma'_h = \sigma'_{h_{comp}} \text{ para } \sigma'_{h_{comp}} \geq (\sigma'_h)_{z=z_i - \frac{S}{2}}$$

O valor requerido para l_o ($FS_f \geq 1,5$) deve ser, então, correlacionado ao valor máximo possível para l_θ - $(l_\theta)_{max}$, de modo a se verificar a necessidade ou não do segundo trecho (l_t) da dobra:

$$(l_\theta)_{max} = \frac{S}{\text{sen } \theta} \quad (4.25)$$

com $S = z_1^*$ para o primeiro reforço ou o próprio espaçamento para os demais reforços e θ fixado em projeto (30° como valor típico). Assim, para $(l_\theta)_{max} < l_\theta$, l_o deverá ser recalculado pela equação 4.23, através das seguintes relações:

$$l_\theta = \frac{S - t}{\text{sen } \theta} \quad (4.26)$$

$$l_t = \left[\frac{(FS)_f \cdot \sigma'_h}{\text{tg } \delta \cdot \sigma'_v} - \frac{2}{\text{sen } \theta} \right] \cdot \frac{S}{\left(1 + \frac{\text{tg } \delta_{inf}}{\text{tg } \delta} \right)} \quad (4.27)$$

com $S = z_1^*$ para o reforço mais superficial ($i=1$) e δ_{inf} sendo o ângulo de atrito do geotêxtil com o solo de aterro (neste caso, $\delta_{inf} = \delta$) ou com o próprio geotêxtil da camada inferior (neste caso, $\delta_{inf} \leq \delta$).

4.4- ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL E/OU LOCAL

A estabilidade global é feita de forma a garantir a estabilidade do sistema estrutura de solo reforçado/solo adjacente. Neste contexto, são empregados métodos convencionais de análise de estabilidade de taludes, em função da geometria e características do problema em estudo. Usualmente aplica-se o método de Bishop Modificado, quando superfícies de ruptura circulares são potencialmente aplicáveis (figura 4.4).

Adicionalmente, em função das especificidades da estrutura de solo reforçado, podem ser críticos aspectos relativos a análises de estabilidade local. Exemplos típicos são os mecanismos potenciais de ruptura por deslizamento ou tombamento parcial de blocos premoldados de concreto utilizados como paramentos de estruturas (tipo SRW), (ver item 4.6.3) ou por ruptura dos dispositivos de conexão entre os reforços sintéticos e os elementos estruturais utilizados para conformação do paramento da estrutura.

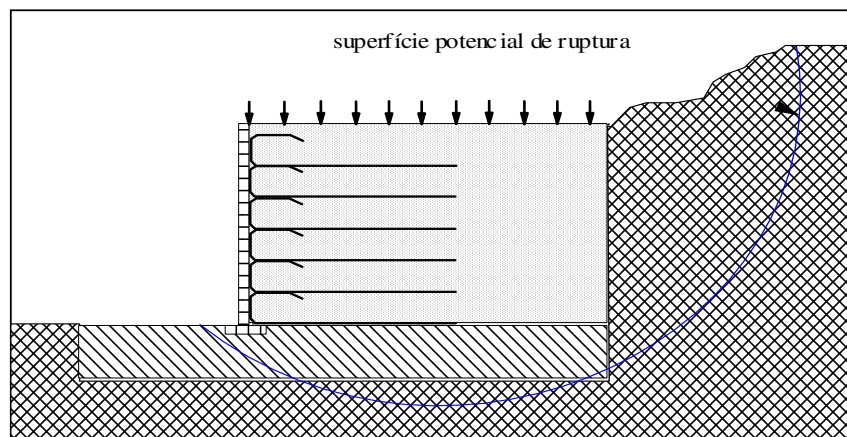


Figura 4.4- Análise da estabilidade global do conjunto solo reforçado/solo adjacente.

4.5- ANÁLISES DE DEFORMABILIDADE

Para projetos correntes de engenharia, as avaliações do desempenho de estruturas em solos reforçados não contemplam geralmente análises de deformabilidade, ficando afetas exclusivamente aos mecanismos potenciais de ruptura das mesmas. Particularmente no caso de reforços extensíveis como os geotêxteis, entretanto, estas deformações podem ser importantes no contexto da obra e, assim, deveriam ser adequadamente quantificadas.

Estes aspectos foram considerados sob a perspectiva de uma avaliação global das estruturas em solos reforçados analisadas neste trabalho e, assim, procedeu-se a uma tentativa de prever a magnitude destas deformações. Neste objetivo, aplicou-se a metodologia proposta por Jewell e Milligan (1989), pelo forte embasamento teórico e pela disponibilização de ábacos para aplicações imediatas a problemas práticos. Esta metodologia é exposta resumidamente a seguir.

4.5.1- Método de Jewell e Milligan (1989)

O método apresentado por estes autores possibilita a determinação dos deslocamentos horizontais da face externa e dos recalques sob a crista de estruturas íngremes de solos, assentes sobre fundações rígidas e para materiais de aterro predominantemente granulares. A análise da deformabilidade é feita por meio de ábacos desenvolvidos pelos autores, para os casos de aplicação corrente em projetos de engenharia (figuras 4.9 a 4.12).

Os planos horizontal e vertical são assumidos como sendo os planos principais das tensões e das deformações, definindo-se como parâmetros fundamentais da metodologia proposta o ângulo de atrito de pico em condições de deformação plana (ϕ_{ps}) e o ângulo de dilatância do solo de aterro (ψ), explicitados na figura 4.5 e correlacionados pela seguinte expressão (Bolton, 1986 em Jewell e Milligan, 1989):

$$\phi_{ps} = \phi_{cv} + 0,8\psi \quad \text{ou} \quad \psi = 1,25 \cdot (\phi_{ps} - \phi_{cv}) \quad (4.28)$$

onde:

ϕ_{cv} é o ângulo de atrito do solo de aterro a volume constante.

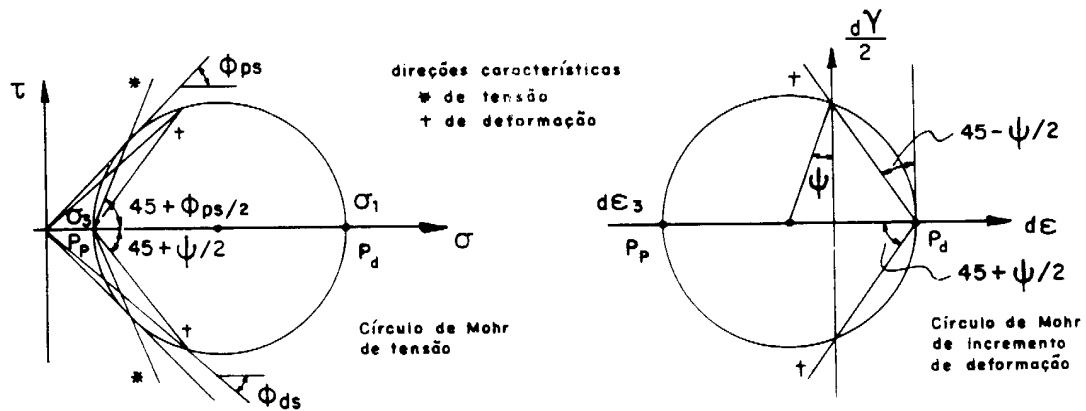


Figura 4.5- Círculos de Mohr das tensões e incrementos de deformação (Jewell e Milligan, 1989).

A tabela 4.1 apresenta valores típicos destes ângulos para areias com diferentes estados de compactidade (Bolton, 1986 em Jewell e Milligan, 1989)

Tabela 4.1- Ângulos de Atrito e de Dilatância Típicos para Areias (Bolton, 1986 em Jewell e Milligan, 1989).

Grau de Compactidade	ψ	ϕ_{ps}	ϕ_{ds}	K_a
Fofa	0°	$30^\circ - 35^\circ$	$27^\circ - 30^\circ$	$0,33 - 0,27$
Média	10°	$38^\circ - 43^\circ$	$34^\circ - 37^\circ$	$0,24 - 0,19$
Compacta	20°	$46^\circ - 51^\circ$	$42^\circ - 45^\circ$	$0,16 - 0,13$

Segundo os autores, duas famílias de planos devem ser particularmente analisadas nos círculos de Mohr da figura 4.5:

- (i) os planos ao longo dos quais é mobilizada a resistência máxima ao cisalhamento (ϕ_{ps}), inclinados de $(45^\circ - \phi_{ps}/2)$ em relação a direção da tensão principal maior (estes planos definem as chamadas “direções características de tensões”);
- (ii) os planos ao longo dos quais não ocorrem componentes normais das deformações, inclinadas de $(45^\circ - \psi/2)$ em relação à direção da tensão

principal maior (estes planos definem as chamadas “direções características das deformações”).

Jewell e Milligan introduziram o conceito do “ângulo de atrito ao cisalhamento direto” (ϕ_{ds}), definido como sendo a quantificação da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo das direções características de deformação. Havendo coaxialidade entre as direções de tensão e deformação, este parâmetro é dado por:

$$\operatorname{tg} \phi_{ds} = \frac{\operatorname{sen} \phi_{ps} \cdot \cos \psi}{1 - \operatorname{sen} \phi_{ps} \cdot \operatorname{sen} \psi} \quad (4.29)$$

A análise da deformabilidade da estrutura, expressa em termos dos deslocamentos do contorno da massa de solo reforçado, é implementada a partir das direções características das tensões e das deformações, levando em consideração a rigidez e os esforços mobilizados em cada reforço.

Há basicamente dois procedimentos a serem considerados: no primeiro caso, admitindo-se a mobilização de esforços máximos iguais (T_{rm}) em cada reforço, os espaçamentos devem ser diferentes e decrescentes com a profundidade (“espaçamentos ideais”). No segundo caso, adotando-se espaçamentos uniformes (T_{base}), os esforços são máximos na base da estrutura, reduzindo-se progressivamente até o topo da mesma (“espaçamentos uniformes”). Estas diferenças geométricas em relação ao espaçamento podem ser combinadas também em dois tipos de arranjos envolvendo o comprimento dos reforços, critério a adotar para estabelecer as duas metodologias de análise possíveis: arranjos com reforços de comprimentos ideais e truncados, resumidamente descritos a seguir.

4.5.1.1 – Arranjo com Reforços de Comprimentos Ideais

Neste método de análise, o comprimento do reforço é pré-fixado devendo ser estendido até o limite entre as zonas 2 e 3 da estrutura de solo reforçado (figura 4.6). A

zona 2 é definida pelos planos inclinados de $(45+\psi/2)$ e ϕ_{ds} com a horizontal e passantes pelo pé da estrutura, que estabelecem também as interfaces das zonas 1 e 3 restantes.

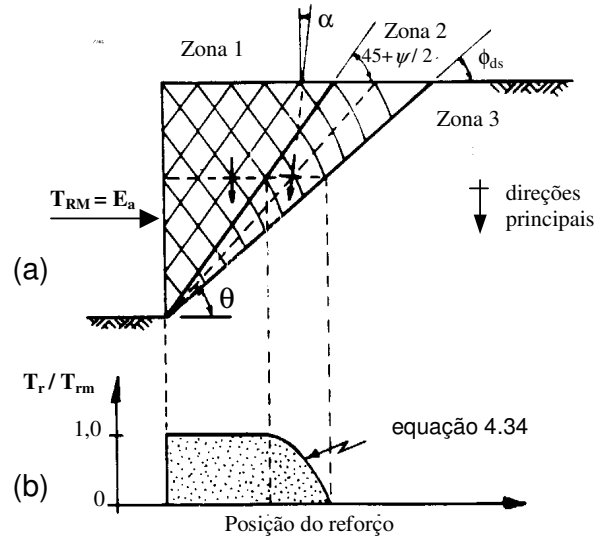


Figura 4.6- (a) direções características para o arranjo de comprimento ideal;
 (b) distribuição dos esforços ao longo das camadas de reforço.
 (Jewell e Milligan, 1989)

Nestes domínios, as direções características das deformações são definidas por:

$$\text{Zona 1: } \alpha = 0 \quad (4.30)$$

$$\text{Zona 2: } \alpha = 45 + \frac{\psi}{2} - \theta \quad (4.31)$$

A soma dos esforços máximos a serem absorvidos por todas as camadas de reforço (T_{RM}) é admitida como sendo igual ao empuxo ativo de Rankine (E_A), tal que:

$$T_{RM} = E_A = K_a \left(\frac{\gamma H^2}{2} + q \cdot H \right) \quad (4.32)$$

onde q é a sobrecarga atuante, H é a altura da estrutura, γ é o peso específico do solo e K_a é o coeficiente de empuxo ativo, dado por:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \phi_{ps}}{1 + \text{sen } \phi_{ps}} = \frac{\text{tg} \left(45 + \frac{\psi}{2} - \phi_{ds} \right)}{\text{tg} \left(45 + \frac{\psi}{2} \right)} \quad (4.33)$$

Para a zona 2, sendo T_R a resultante das forças mobilizadas em todos os reforços e T_r a força mobilizada em cada reforço, tem-se que (ver figura 4.6b):

$$\frac{T_R}{E_A} = \frac{\text{tg}(\theta - \phi_{ds})}{K_a \cdot \text{tg} \theta} = \frac{T_r}{T_{rm}} \quad (4.34)$$

A partir das tensões calculadas pelas expressões (4.32) e (4.34) e considerando o reforço como um material elástico linear, podem ser determinadas as deformações específicas horizontais e verticais do solo no domínio da área reforçada (zonas 1 e 2) mediante as seguintes expressões:

$$\text{Zona 1: } \delta \varepsilon_h = \frac{T_{rm}}{J} \quad (4.35)$$

$$\delta \varepsilon_v = \frac{T_{rm} (\text{sen } \psi - 1)}{J (\text{sen } \psi + 1)} \quad (4.36)$$

onde J é o módulo de rigidez do reforço.

$$\text{Zona 2: } \delta \varepsilon_h = \frac{T_{rm}}{J} \quad (4.37)$$

$$\delta \varepsilon_v = \frac{T_{rm}}{J} \frac{\text{tg}(\theta - \phi_{ds})}{K_a \cdot \text{tg} \theta} \frac{(\text{sen } \psi - \cos 2\alpha)}{(\text{sen } \psi + \cos 2\alpha)} \quad (4.38)$$

Adicionalmente, a deformação cisalhante será dada por:

$$\delta \gamma = \frac{T_{rm}}{J} \frac{\text{tg}(\theta - \phi_{ds})}{K_a \cdot \text{tg} \theta} \frac{2}{(\text{sen } \psi + \cos 2\alpha)} \quad (4.39)$$

O deslocamento horizontal da face externa é obtido pelo somatório das deformações específicas horizontais determinadas desde o limite entre as zonas 2 e 3 até a face da estrutura. Analogamente, procede-se com as deformações específicas verticais para a estimativa dos recalques.

Os ábacos para aplicação deste critério de análise são apresentados em termos do fator adimensional $\frac{\delta J}{HT_{rm}}$ onde $T_{rm} = \frac{E_A}{n}$, sendo n o número de camadas de reforços utilizados. Para as condições de espaçamento uniforme, deve-se adotar para T_{rm} o valor máximo das forças mobilizadas no reforço mais inferior da estrutura (T_{base}), onde:

$$T_{base} = K_a \cdot S \cdot (\gamma H + q) \quad (4.40)$$

sendo S o espaçamento vertical uniforme entre reforços. Neste caso, o fator adimensional é dado por $\frac{\delta J}{HT_{base}}$.

4.5.2.2 – Arranjo com Reforços de Comprimentos Truncados

Neste caso, o critério busca utilizar a força admissível no reforço de forma mais racional, diminuindo o comprimento dos reforços nas camadas localizadas próximo ao topo da estrutura, ocorrendo assim, uma situação diversa daquela resultante do arranjo com comprimento ideal. Nas camadas mais inferiores aumenta-se o comprimento dos reforços que se estendem para dentro das zonas 3 da massa de solo (figura 4.7). Nestas condições, a deformabilidade da estrutura é estimada com base nas seguintes relações:

$$\frac{x}{H} = \frac{1}{tg\theta} \left(1 - \frac{z}{H} \right) \quad (4.41)$$

e

$$\frac{z}{H} = \sqrt{\frac{K_a \cdot tg\theta - tg(\theta - \phi_{ds})}{2 \cdot K_a \cdot tg\theta - tg(\theta - \phi_{ds})}} \quad (4.42)$$

A deformação específica horizontal na zona 2 é calculada, analogamente ao critério anterior, por $\delta\varepsilon_h = \frac{T_{rm}}{J}$, propiciando uma deformação específica vertical equivalente ao caso anterior, dada por:

$$\delta\varepsilon_v = \frac{T_{rm}}{J} \frac{(\text{sen } \psi - \cos 2\alpha)}{(\text{sen } \psi + \cos 2\alpha)} \quad (4.43)$$

As deformações cisalhantes podem ser obtidas pela seguinte relação:

$$\delta\gamma = \frac{T_{rm}}{J} \frac{2}{(\text{sen } \psi + \cos 2\alpha)} \quad (4.44)$$

Adotam-se procedimentos similares ao arranjo anterior para a determinação dos deslocamentos horizontais e recalques de massa de solo reforçado.

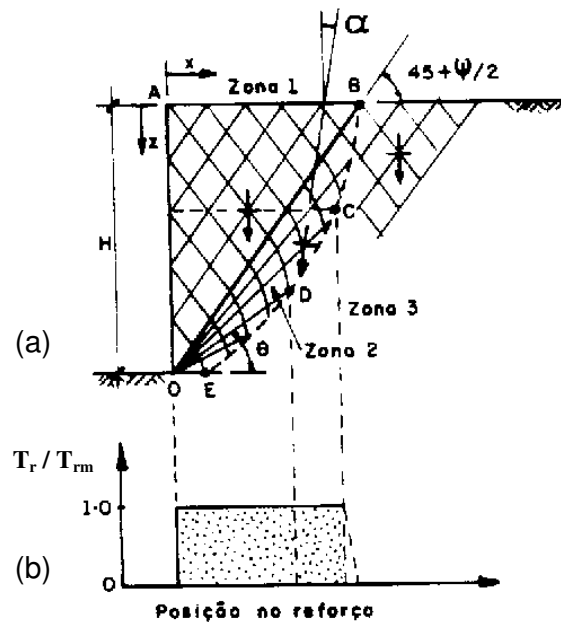


Figura 4.7- (a) direções características para o arranjo de comprimento truncado;
 (b) distribuição dos esforços ao longo das camadas de reforço.
 (Jewell e Milligan, 1989)

As principais limitações da metodologia proposta aos casos estudados referem-se à desconsideração da influência dos elementos de reforço na magnitude dos campos de tensões e deformações no maciço reforçado e à natureza da distribuição de esforços ao longo dos reforços, que é incompatível ao fato do paramento não desempenhar função estrutural em estruturas em solos reforçados com geotêxteis.

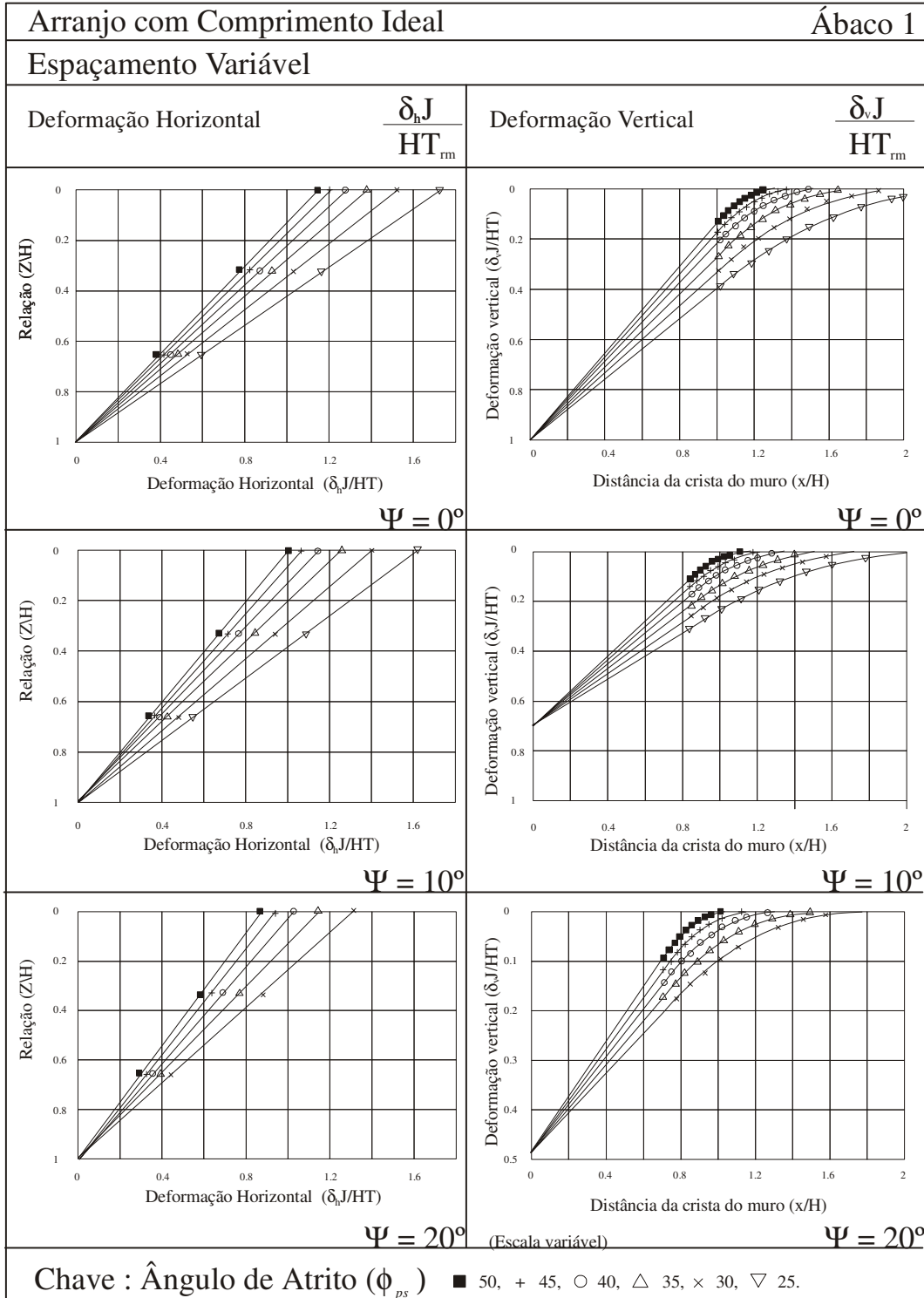


Figura 4.8- Ábaco para o cálculo das deformações para arranjo de comprimento

ideal e espaçamento variável (Jewell e Milligan, 1989).

Espaçamento Uniforme

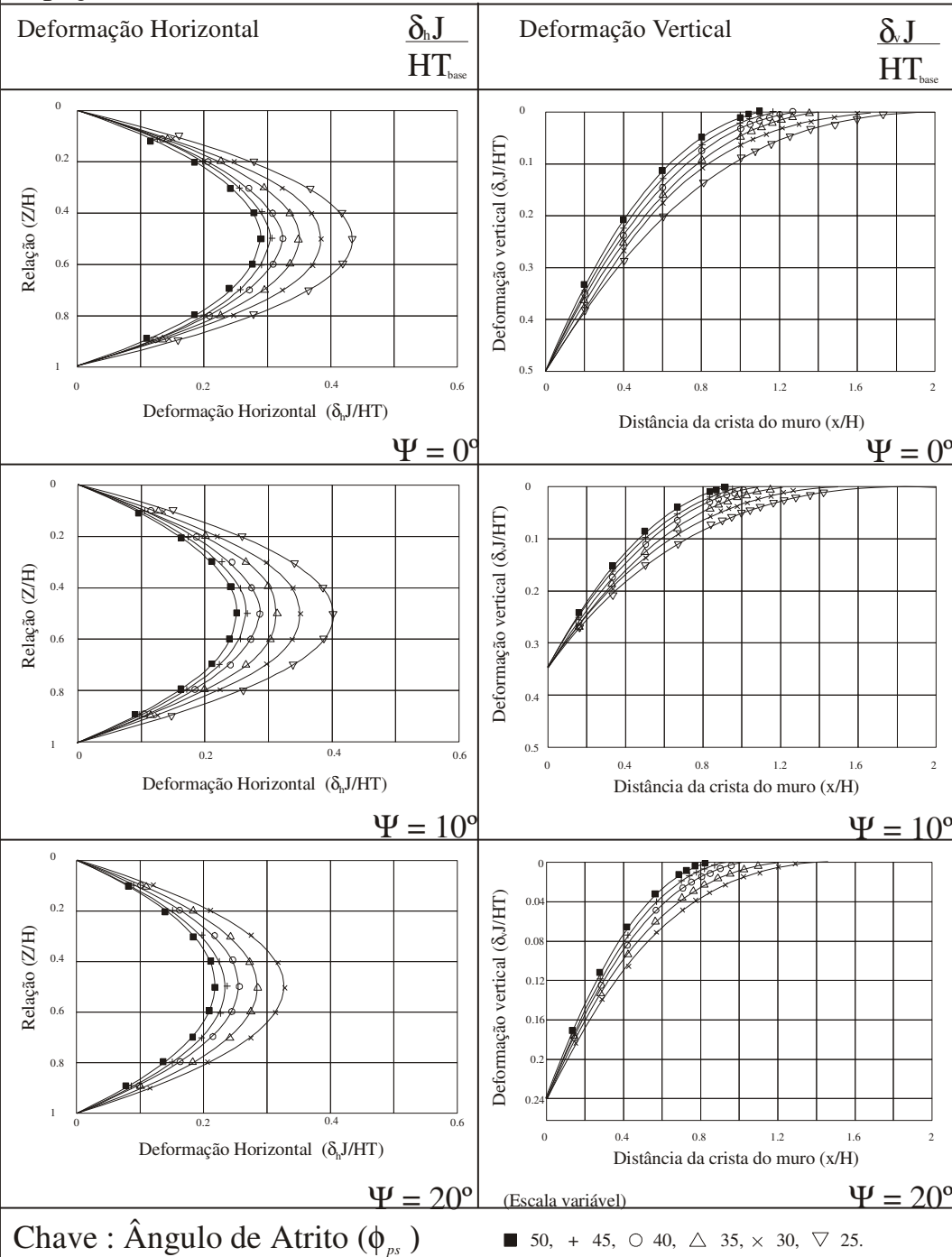


Figura 4.9- Ábaco para o cálculo das deformações para arranjo de comprimento

ideal e espaçamento uniforme (Jewell e Milligan, 1989).

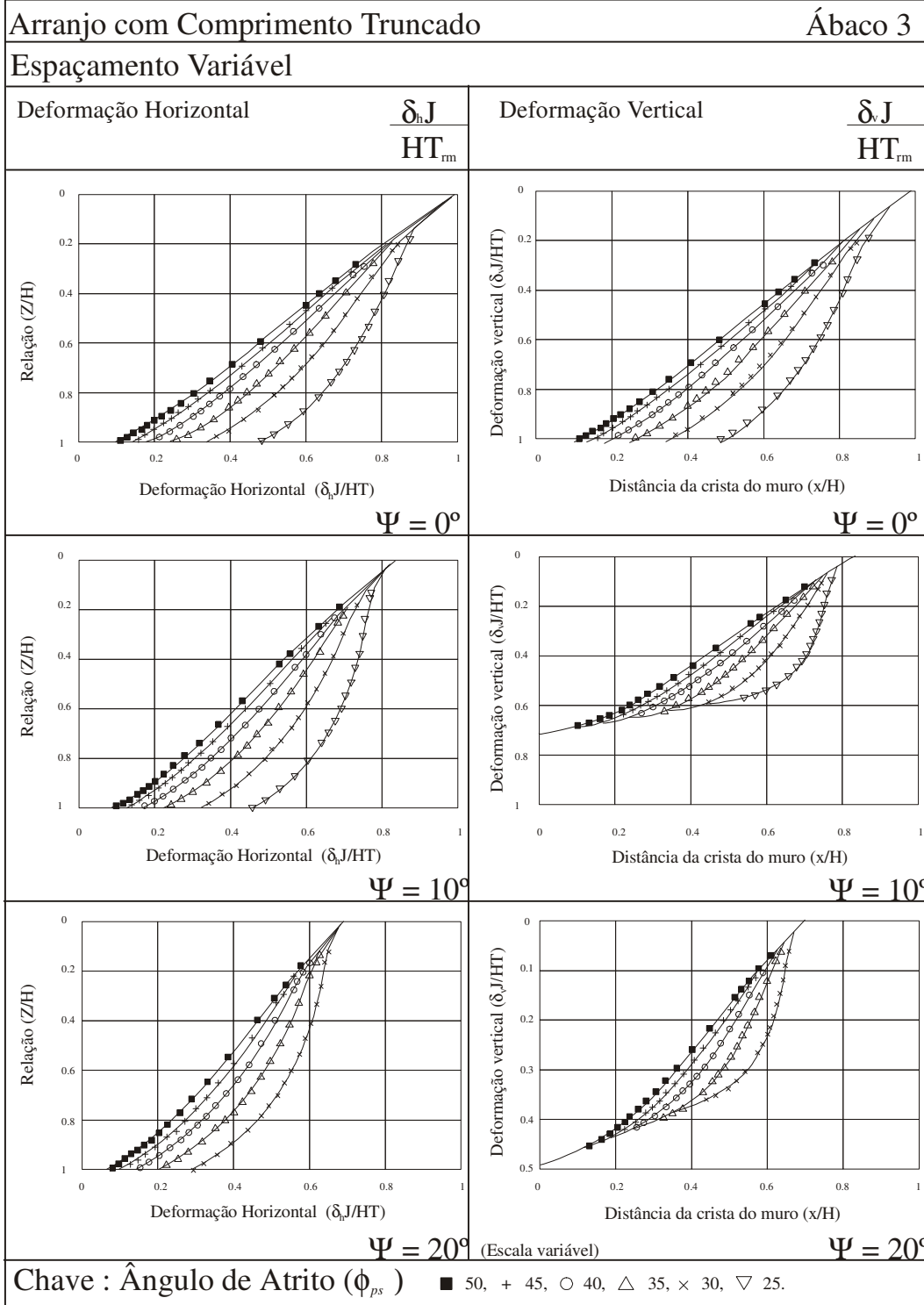


Figura 4.10- Ábaco para o cálculo das deformações para arranjo de comprimento truncado e espaçamento variável (Jewell e Milligan, 1989).

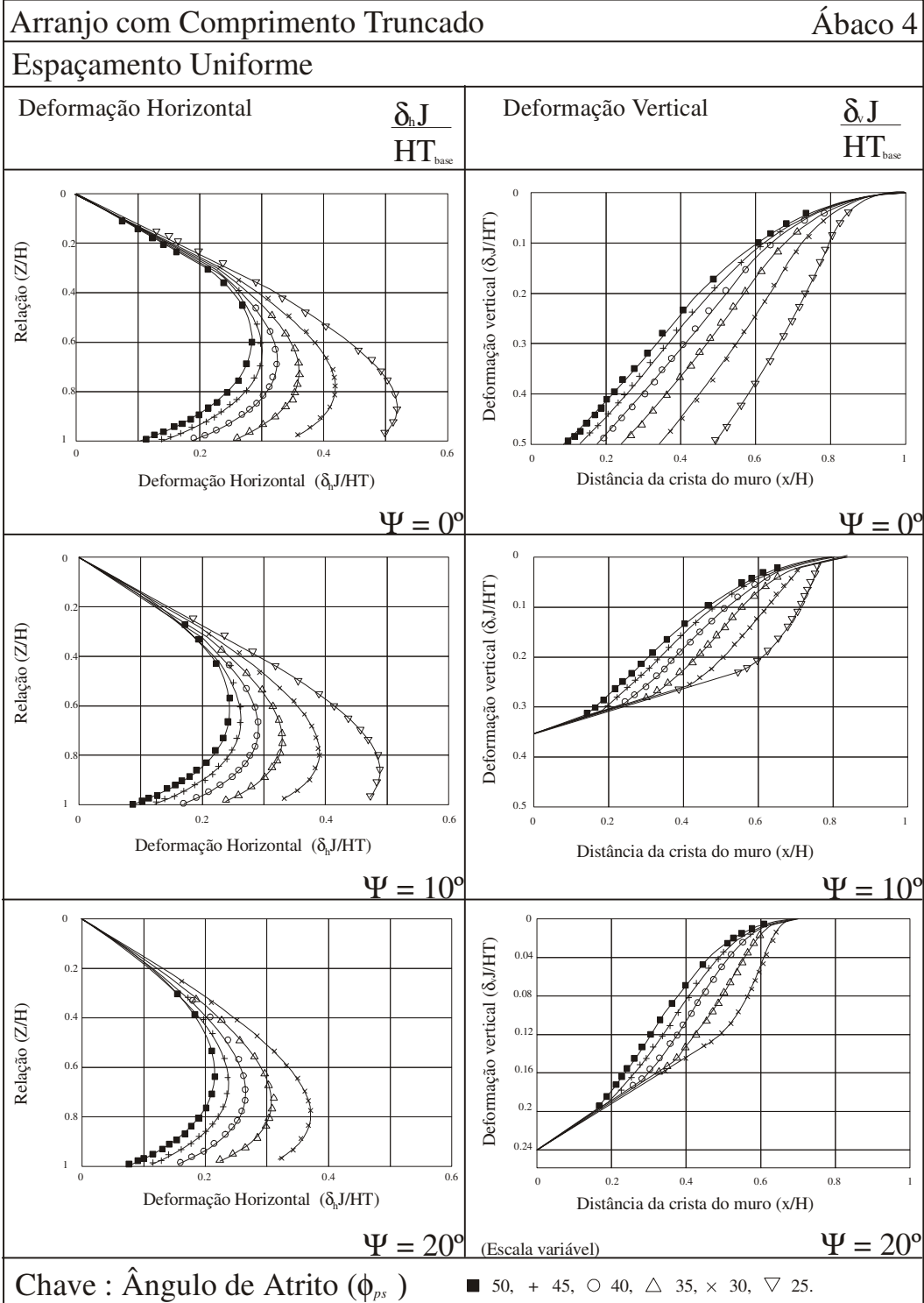


Figura 4.11- Ábaco para o cálculo das deformações para arranjo de comprimento truncado e espaçamento uniforme (Jewell e Milligan, 1989).

4.6- PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS PELO DER/MG NO DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE SOLOS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS DA MG 123, BR 381 E MG 030

4.6.1- Programa Amospec

O programa foi utilizado no dimensionamento dos encontros do viaduto situado no km 12 da MG 123 sobre a Estrada de Ferro Vitória-Minas. Trata-se de um programa computacional em ambiente DOS, desenvolvido pela FHWA (Federal Highway Administration), sendo o dimensionamento realizado a partir de uma das duas hipóteses, baseado na teoria de Rankine:

1. O usuário fornece a resistência à tração do geotêxtil e o programa calcula o número e o comprimento dos reforços, ou;
2. Especifica-se o espaçamento entre as inclusões e o programa fornece a resistência mínima necessária para o reforço.

O solo do material de aterro é considerado altamente drenante, impedindo a geração de excessos de poropressão. Para que essa hipótese seja válida, admite-se que o material de aterro possua as características descritas na tabela 4.2.

Tabela 4.2- Propriedades do Solo de Aterro, Recomendados para a Construção de

Muro Reforçado (FHWA,1989)

Peneira (U. S. Standard)	Porcentagem Passante (%)
3"	100
nº 4	20 - 100
nº 40	0 - 60
nº 200	0 - 15
Índice de Plasticidade $IP \leq 6$	

A figura 4.12 apresenta a geometria e as características gerais da estrutura de solo reforçado consideradas no programa “Retaining Wall”.

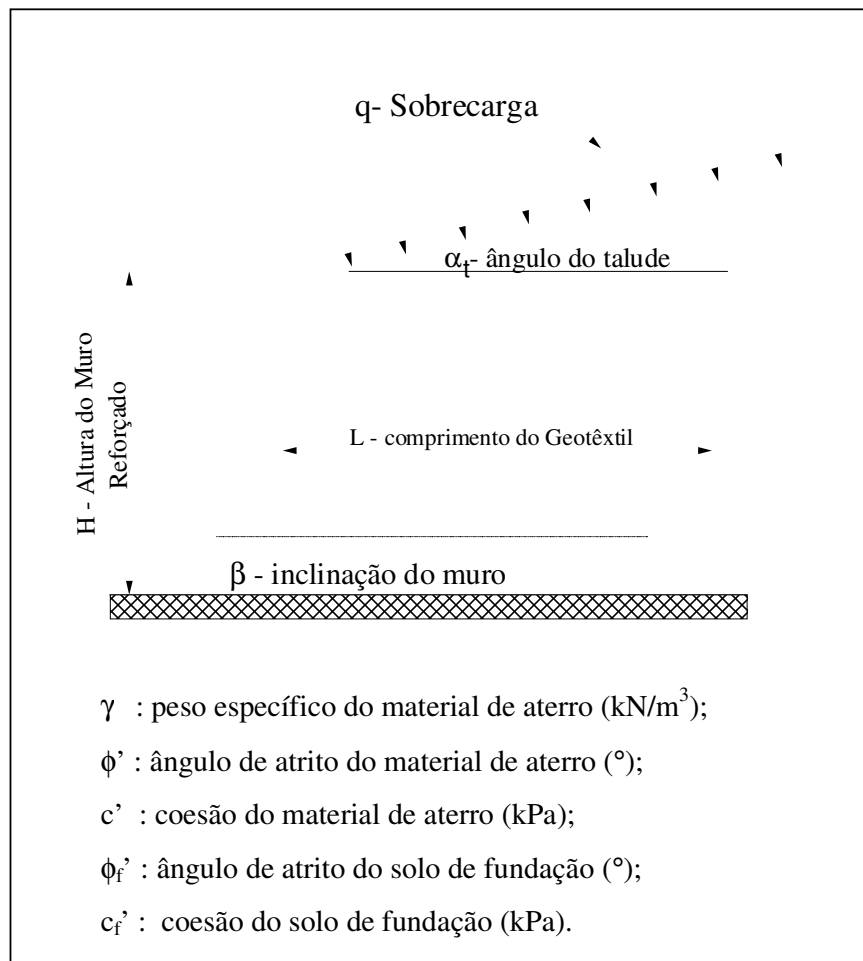


Figura 4.12- Geometria e variáveis de projeto utilizadas no programa “Retaining Wall” (FHWA, 1989).

As variáveis utilizadas no programa são as seguintes:

- Altura do muro reforçado (H);
- Inclinação do muro (β);
- Ângulo do talude (α_t);

- Propriedades de resistência dos solos de aterro e de fundação;
- Resistência da interface solo/geotêxtil;
- Resistência ou espaçamento do geotêxtil;
- Carregamento uniformemente distribuído (q);
- Fatores de segurança de estabilidade.

A superfície de ruptura adotada é plana, com uma distribuição não linear das tensões com a profundidade. Para o dimensionamento e determinação do esforço de tração máxima do reforço na base da estrutura, adota-se uma distribuição triangular das tensões a partir do topo da estrutura, simplificando-se o procedimento de cálculo.

A análise da estabilidade externa da estrutura é avaliada em função dos seguintes mecanismos de ruptura: deslizamento ao longo da base do muro, tombamento, capacidade de carga do solo de fundação e análise global da estrutura através dos ábacos de Taylor.

A avaliação quanto ao deslizamento ao longo da base da estrutura é feita desprezando-se a resistência coesiva do solo de fundação. O comprimento mínimo do geotêxtil na base da estrutura é calculado através da seguinte expressão:

$$L_t = \frac{\gamma.H^2.K_a}{2.(a + \gamma.H.tg \delta)} \quad (4.45)$$

sendo:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 2\phi . \sin \phi}{\cos(\alpha - \phi) . \cos \alpha}} \right]^2} \quad (4.46)$$

onde:

L_t : comprimento mínimo do geotêxtil para prevenir o deslizamento (m);

γ : peso específico do material de aterro (kN/m^3);

K_a : coeficiente de empuxo ativo;

δ : ângulo de atrito de interface do material de aterro/geotêxtil ($^\circ$);

a : adesão do material de aterro/geotêxtil (kPa);

H : altura do muro (m);

α : ângulo entre a face da estrutura e a vertical ($^\circ$).

$$\alpha = 90^\circ - \beta \quad (4.47)$$

Quanto a estabilidade interna, o programa determina o espaçamento entre reforços (S_v) baseado na resistência à tração admissível do reforço (T_a). A força máxima atuante no geotêxtil é adotada igual à pressão lateral atuante sobre a face da área adjacente do mesmo. Assim sendo, próximo a base do muro, S_v pode ser calculado aproximadamente como:

$$S_v = \frac{T_a}{q_v \cdot K_a} \quad (4.48)$$

onde:

K_a : coeficiente de empuxo ativo;

q_v : tensão vertical na base da estrutura.

Um fator de segurança é definido para o reforço, de forma a reduzir a sua resistência à tração adotada em projeto (T_d), tal que:

$$T_d = \frac{T_{ult}}{FS_s} \quad (4.49)$$

onde:

T_{ult} : resistência à tração última, obtida em ensaio de tração do tipo “faixa larga”;

T_d : resistência à tração de projeto para o geotêxtil.

Os valores de FS dependem de fatores tais como as propriedades do material do geotêxtil, o processo de instalação e efeitos decorrentes da degradação química e biológica.

O comprimento mínimo do reforço na base do muro é calculado pela seguinte expressão:

$$L_e = \frac{S_v \cdot q_v \cdot K_a \cdot FS_e}{2 \cdot (c + \gamma \cdot H \cdot \text{tg } \delta)} \quad (4.50)$$

onde:

H : altura da estrutura de solo reforçado;

q_v : tensão vertical na base da estrutura;

δ : ângulo de atrito na interface solo/geotêxtil;

FS_e : fator de segurança = 1,5.

4.6.2 – Programa PC-STABL6

O PC-STABL6, utilizado no dimensionamento da estrutura de solo reforçado com geotêxteis da Variante da Ingá, no km 510,24 da BR 381, é um programa computacional escrito em linguagem FORTRAN IV, desenvolvido pela FHWA (Federal Highway Administration) para solucionar problemas bi-dimensionais de estabilidade de taludes, através do método do equilíbrio limite, fazendo uso dos métodos de Bishop Simplificado, Jambu Simplificado e Spencer.

Na análise da estabilidade de taludes, as seguintes características podem ser implementadas ao programa:

- diferentes camadas de solo;
- anisotropia dos solos;

- geração de excessos de poropressão devido ao cisalhamento;
- presença de lençol freático e água superficial;
- carregamento por sobrecargas;
- carregamentos pseudo-estáticos devido a sismos;
- esforços devido à aplicação de tirantes;
- utilização de camadas de reforço.

O programa faz apenas a análise global da estrutura, sendo possível gerar até 100 superfícies potenciais de ruptura, das quais no final o usuário pode selecionar as 10 mais instáveis.

Embora o STABL6 seja um programa modificado para analisar a estabilidade de taludes de solos reforçados, limita-se apenas a um número máximo de 10 reforços, considerando-os como elementos de barra. Em estruturas de solos reforçados que requerem um número maior de reforços, tem-se adotado a prática de estabelecer uma distribuição dos reforços em função da simples extrapolação da resistência global requerida para determinação geométrica do reforço, em função do tipo e resistência à tração dos elementos utilizados.

A análise é feita através do método de Bishop Simplificado, considerando a resistência à tração do reforço como uma força estabilizadora. Na figura 4.13, são mostradas as forças atuantes utilizadas no cálculo de estabilidade global da estrutura.

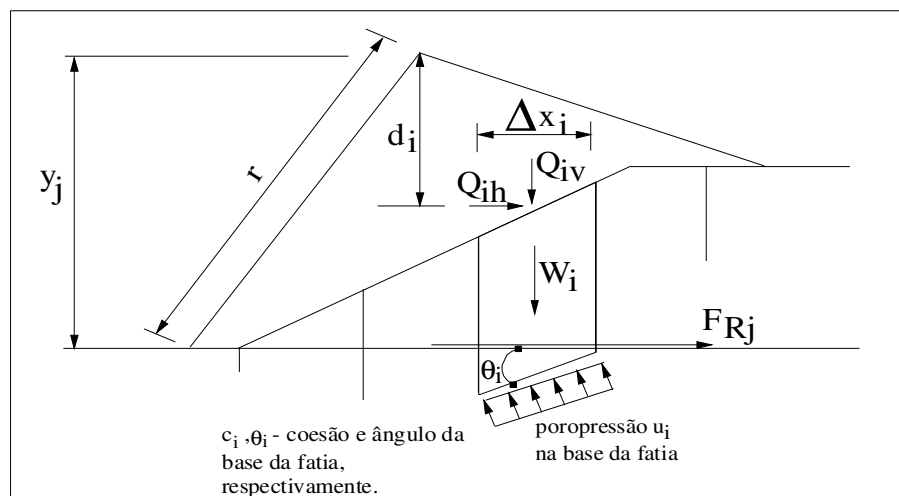


Figura 4.13.- Superfície potencial de ruptura do STABL6 (FHWA, 1994).

Do equilíbrio de forças, resulta que:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{c_i \Delta x_i + (W_i + Q_{iv} - u_i \Delta x_i) \cdot \text{tg } \phi_i}{\cos \theta_i + (\text{sen } \theta_i \cdot \text{tg } \phi_i) / FS} \right]}{\sum_{i=1}^{n_f} (W_i + Q_{iv}) \cdot \text{sen } \theta_i - \left(\sum_{i=1}^{n_f} Q_{ih} \cdot d_i \right) / r - \left(\sum_{j=1}^n F_{Rj} \cdot y_j \right) / (r \cdot FS)} \quad (4.51)$$

onde:

W_i : peso da i-ésima fatia;

Q_{iv} : carga vertical aplicada na superfície da i-ésima fatia;

Q_{ih} : carga horizontal aplicada na superfície da i-ésima fatia;

d_i : braço de alavanca do momento de Q_{ih} ;

u_i : poropressão atuante na base da i-ésima fatia;

Δx_i : largura da i-ésima fatia;

θ_i : inclinação da base da i-ésima fatia;

c_i : coesão na base da i-ésima fatia;

ϕ_i : ângulo de atrito da base da i-ésima fatia;

r : raio do círculo de atrito;

n_f : número de fatias;

F_{Rj} : força na j-ésima camada de reforço;

y_j : braço de alavanca do momento para a j-ésima camada de reforço;

n : número de camadas de reforço;

FS : Fator de Segurança.

O fator de segurança é obtido através de um processo de tentativas e erros.

O braço de alavanca do momento (y) é função do raio do círculo (r), da inclinação do reforço (Ψ), do fator de inclinação (I_f), das coordenadas do centro do círculo (x_c, y_c) e das coordenadas de interseção (x_i, y_i), como mostrado na figura 4.14. Para uma camada horizontal, $I_f = 0$; $y = y_c - y_i$ e para $I_f = 1$; $y = r$. Para outros casos, resulta que:

$$y = r \cdot \text{sen} [\pi/2 - A + \Psi + I_f (A - \Psi)] \quad (4.52)$$

onde:

$$A = \text{arc tg} [(x_c - x_i)/(y_c - y_i)] \quad (4.53)$$

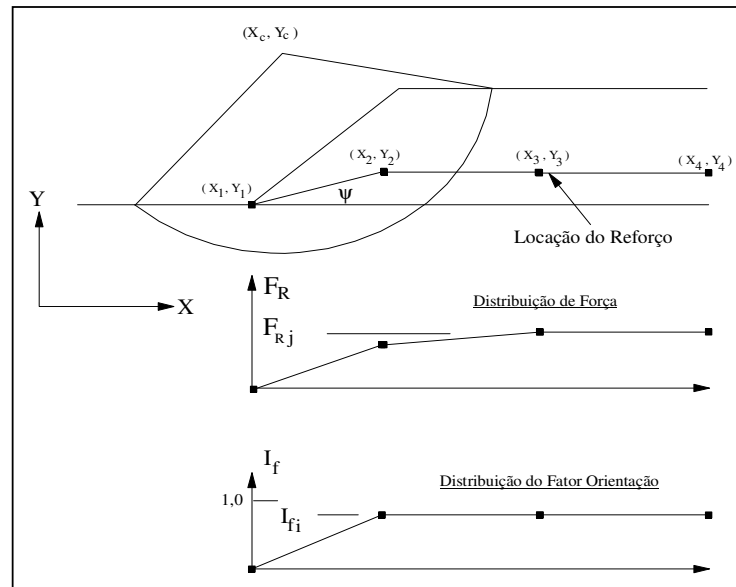


Figura 4.14– Localização do reforço e distribuição das forças e fatores de inclinação (FHWA, 1994).

4.6.3 – Programa SRWALL

No dimensionamento do aterro reforçado do km 16 da MG 030, foi utilizado o programa SRWALL, desenvolvido pela National Concrete Masonry Association (NCMA) /USA. O programa é especificamente direcionado para o dimensionamento de muros executados com faces de blocos de concreto, com ou sem elementos de reforço (genericamente designados como SRW - “Segmental Retaining Wall”). Tais estruturas são caracterizadas basicamente pela utilização de unidades pré-moldadas de concreto, com padrões bastante diversificados, que se encaixam numa estrutura modular, conformando paramentos com geometrias diversas (Simac et al., 1993; Bathurst e Simac, 1995).

Uma seção típica deste tipo de estrutura reforçada com geossintéticos é apresentada na figura 4.15.

As camadas de reforço são dispostas entre blocos premoldados, estabelecendo, assim, uma conexão de natureza essencialmente friccional.

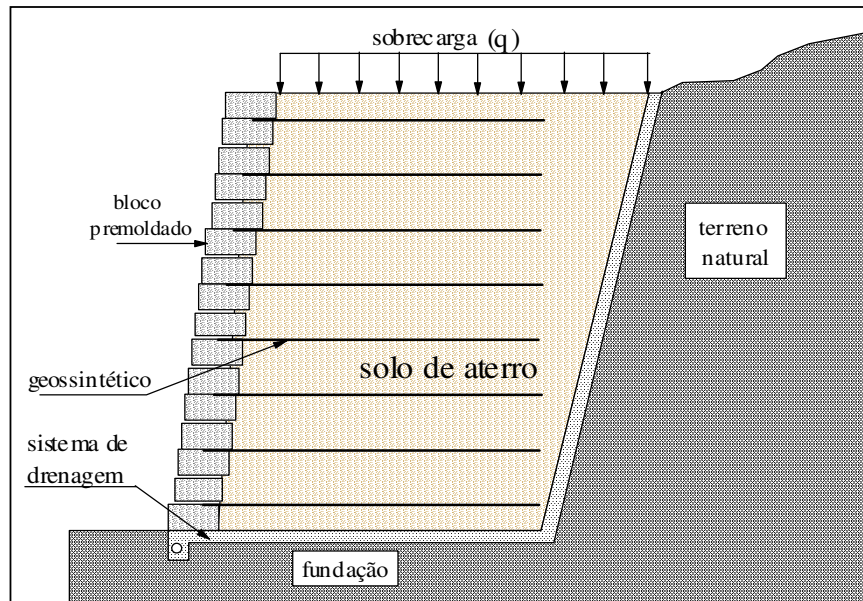


Figura 4.15- Concepção básica de muros reforçados tipo SRW

O dimensionamento da estrutura é feita incorporando análises de estabilidade externa, interna e local. A análise da estabilidade externa adota procedimentos convencionais para uma estrutura de gravidade. A natureza dos blocos pré-moldados de concreto introduz prescrições específicas de projeto em relação à estabilidade interna, em termos de eventuais deslocamentos localizados da face. Neste contexto, devem ser considerados aspectos relativos à ruptura das conexões entre os reforços e os blocos, bem como processos de deslizamentos relativo entre blocos ou conjunto de blocos na avaliação da estabilidade interna da estrutura. O programa não inclui a análise de mecanismos de ruptura global, com superfícies passando através ou atrás da massa de solo reforçado.

Em função das geometrias tipicamente adotadas neste tipo de estrutura (figura 4.15), os empuxos de terra são usualmente avaliados pelo método de Coulomb, adotando-se para o cálculo dos coeficientes de empuxo ativo a seguinte relação:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\phi - \delta) \cos(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (4.54)$$

Nas análises de estabilidade, consideram-se apenas as componentes horizontais dos empuxos de terra devido à ação do peso próprio do solo e sobrecargas uniformemente distribuídas, não se computando contribuições relativas às componentes verticais. Os ângulos de atrito mobilizados nas interfaces entre a massa de solo reforçado e o solo adjacente e entre o solo reforçado e o paramento de blocos (ângulos δ_e e δ_i , respectivamente, na figura 4.16) são tomados como sendo iguais a ϕ e $2/3 \phi$, respectivamente.

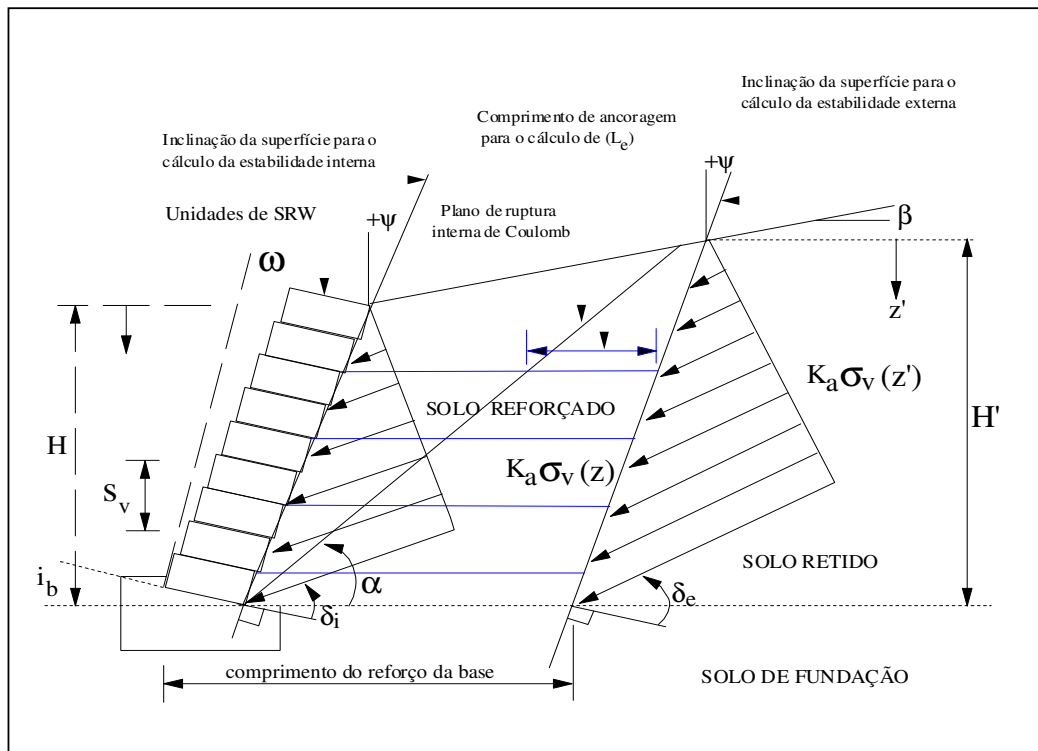


Figura 4.16- Componentes principais, geometria e pressões de terra adotadas no método NCMA.

(Bathurst et al., 1993a em Bathurst e Simac, 1995)

Os esforços máximos atuantes nos reforços são, então, determinados pela seguinte relação:

$$T_{\max} = S_v \cdot K_a \cdot \cos(\delta - \psi) \cdot \sigma_v(z) \quad (4.55)$$

onde S_v é o espaçamento entre os reforços. Estes valores das cargas de tração são usados para avaliação da estabilidade interna da estrutura em termos da ruptura dos reforços, arrancamento e ruptura das conexões reforços/bloco do paramento. A inclinação do plano de Coulomb é tal que $\alpha = f(\phi, \beta, \Psi \text{ e } \delta_i)$ define a cunha ativa do solo, a ser estabilizada pela resistência proporcionada pelas componentes de ancoragem dos reforços.

A resistência máxima admissível por reforço (T_a) é função da chamada resistência de projeto final LTDS (“long-term design strength”) dada por:

$$LTDS = \frac{T_{ind}}{f_{fl} \cdot f_{dm} \cdot f_{cd} \cdot f_{bd} \cdot f_m} \quad (4.56)$$

tal que:

$$T_a = \frac{LTDS}{FS_{OS}} > T_{\max} \quad (4.57)$$

onde:

- T_{ind} : resistência média do reforço obtida a partir do ensaio de tração faixa larga;
- FS_i : fatores de segurança parciais, para considerar potenciais efeitos da fluência (f_{fl}), danos de instalação (f_{dm}), degradação química (f_{cd}), degradação biológica (f_{bd}) e incertezas do próprio material (f_m);
- FS_{OS} : fator de segurança contra a ruptura à tração.

Por outro lado, a resistência ao arrancamento (R_{PO}) pode ser determinada, em função dos comprimentos de ancoragem (L_e) e das tensões verticais atuantes (σ_v), pela seguinte expressão:

$$R_{PO} = 2 \cdot L_e \cdot C_i \cdot \sigma_v \cdot \text{tg}\phi \quad (4.58)$$

sendo C_i o coeficiente de aderência solo-reforço. Assim, o coeficiente de segurança contra a ruptura por arrancamento (FS_{PO}) será dado por:

$$FS_{PO} = \frac{R_{PO}}{T_{\max}} \quad (4.59)$$

A natureza modular do paramento da estrutura, em blocos superpostos, configura a necessidade de análise específica em termos de estabilidade destes elementos e de suas conexões com os reforços sintéticos. Os parâmetros de interação mecânica bloco/bloco e bloco/reforço são estimados a partir de ensaios de laboratório (Bathurst e Simac, 1995). Valores dos coeficientes de segurança, para todos os diferentes mecanismos de ruptura externa e interna de muros reforçados tipo SRW, são recomendados nos procedimentos de normalização do método pela NCMA.

4.7-PROGRAMA COMPUTACIONAL UTILIZADO NO DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE SOLOS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS.

4.7.1- Princípios Gerais

Com o objetivo de se estabelecer uma avaliação padronizada de obras essencialmente distintas, embora de mesma natureza, envolvendo diferentes concepções, metodologias construtivas e métodos de dimensionamento, buscou-se adotar uma mesma sistemática de análise, baseada numa metodologia comum de avaliação da estabilidade das estruturas analisadas.

Neste contexto, foi utilizado o programa ReSlope (versão 3.0), desenvolvido pelo Prof. Dov Leshchinsky da Universidade de Delaware/USA, em ambiente Windows. O programa faz a análise de estruturas de solos reforçados com base nas teorias do equilíbrio limite, a partir da configuração geral indicada na figura 4.17. São considerados três diferentes zonas de sobrecargas e as poropressões podem ser incluídas nas análises através das coordenadas da linha piezométrica (xw_i , yw_i) ou mediante a definição dos coeficientes r_u .

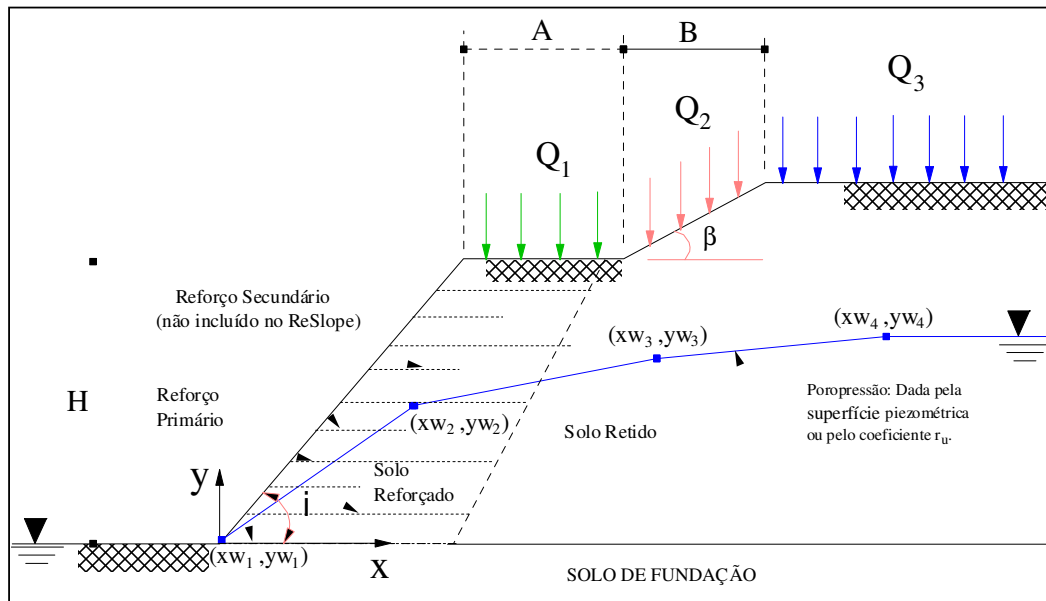


Figura 4.17- Geometria e características gerais das estruturas de solo reforçado para análises pelo programa ReSlope (Leshchinsky, 1998).

Duas metodologias gerais de análise são implementadas para a avaliação da estabilidade interna da estrutura: (i) análises de estabilidade local (“tieback analysis”) para verificação das condições de carregamento e resistência para cada reforço individualmente e (ii) análises de estabilidade global da estrutura, através de mecanismos de ruptura rotacionais (“compound failure”) e translacionais (“direct sliding”). Estas metodologias são discutidas resumidamente a seguir.

4.7.1.1- Análises de Estabilidade Local (“Tieback Analysis”)

As análises de estabilidade local são implementadas visando obter os valores de resistência à tração a serem mobilizados em cada camada de reforço, para assegurar a estabilidade da estrutura em diferentes níveis, sob a ação do seu peso próprio e sobrecargas. Esta condição de estabilidade é viabilizada através de um mecanismo de

atirantamento proporcionado por adequados comprimentos de ancoragem dos reforços no solo.

A massa de solo potencialmente instável é delimitada por superfícies em espiral logarítmica, definida em termos dos parâmetros x_c , y_c e A .

A análise contempla um processo sequencial de análises de equilíbrio de momentos, para diferentes espirais logarítmicas e sucessivos reforços, até a obtenção da superfície crítica de ruptura e da distribuição dos esforços a serem mobilizados nos reforços, para garantir a estabilidade do maciço ao longo das zonas diretas de influência de cada reforço.

Para os esforços indicados na figura 4.18, o equilíbrio de momentos em relação ao polo P da espiral logarítmica ($\Sigma M_P = 0$), resulta que:

$$W(x_{CG} - x_C) - c_d \int (x - x_c) dy - c_d \int (y_c - y) dx + \int u(x - x_c) dx - \int u(y_c - y) dy - \sum_{j=1}^n t_j (y_c - y_j) = 0 \quad (4.60)$$

onde t_j é o esforço necessário a ser mobilizado em cada um dos reforços para garantir a estabilidade local correspondente, sendo que:

$$c_d = \frac{c}{FS} \quad (4.61)$$

$$\phi_d = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{tg} \phi}{FS} \right) \quad (4.62)$$

A metodologia pode incorporar efeitos decorrentes de sobrecargas e/ou cargas sísmicas (não representadas na figura 4.18). Um aspecto importante a ressaltar é de que, no caso de taludes em solos coesivos, este procedimento pode gerar tensões nulas a serem mobilizadas pelos reforços mais superficiais. Tais resultados simplesmente evidenciam que estas camadas de reforços não são necessárias para as condições de equilíbrio local (a coesão por si só assegura tal estabilidade), mas podem ser exigidas pelas condicionantes de estabilidade global.

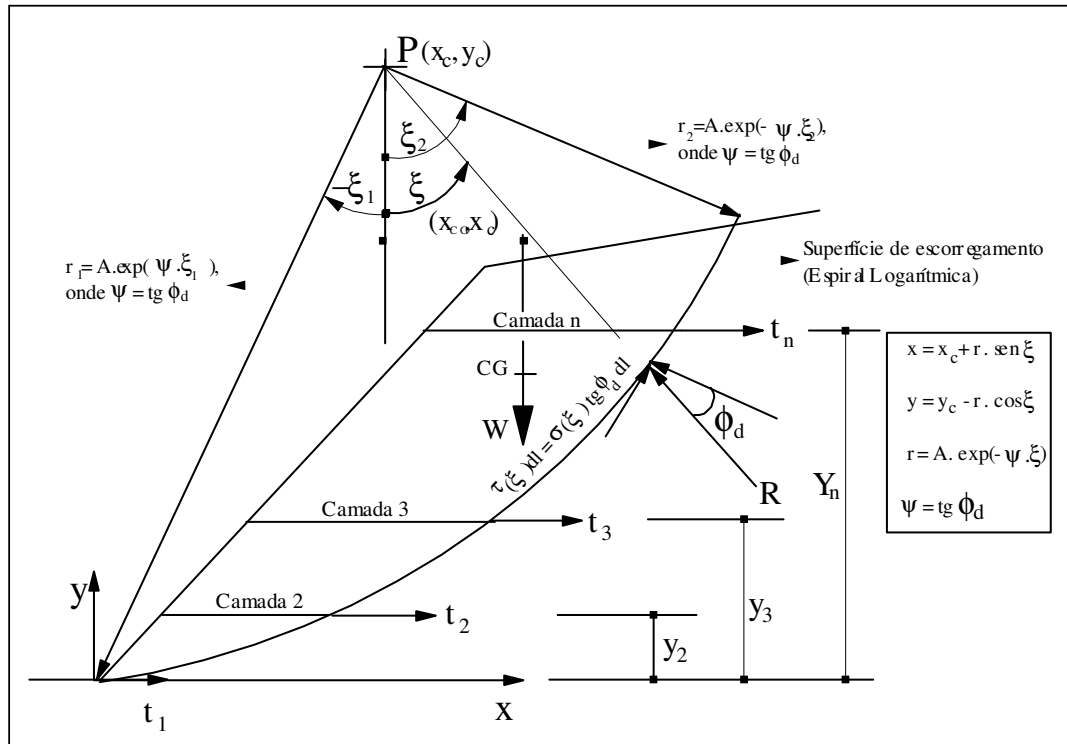


Figura 4.18- Análises da estabilidade local de superfícies em espiral logarítmica. (Leshchinsky, 1998).

4.7.1.2- Análise de Estabilidade Global via Ancoragem dos Reforços (“Compound Failure”).

Os reforços previamente especificados devem atender prescrições de resistências capazes de contrapor, com segurança adequada, os esforços mobilizados como determinados pelas análises de estabilidade local. Entretanto, em estruturas de solos reforçados, a capacidade dos reforços de desenvolver estas resistências depende também de sua resistência ao arrancamento, ou seja, dos efeitos de ancoragem proporcionados pelos trechos inseridos na zona de solo estável. Neste sentido, análises de estabilidade global específicas devem garantir a não ocorrência de mecanismos de ruptura por deficiências de suas resistências ao arrancamento (“compound failure”).

O programa ReSlope executa estas análises a partir da distribuição das tensões e da superfície crítica obtidas a partir das análises de estabilidade local (AEL). Tipicamente, as análises de estabilidade global (AEG) implicam um menor número de reforços ($m < n$) do que o número previsto pelas análises de estabilidade local. Assim, as camadas $(m+1)$ até n , com resistências obtidas das AEL, tem comprimentos truncados pela superfície crítica obtida previamente (pontos A, B e C da figura 4.19) e calculados de acordo com esta metodologia de análise (necessidade de mobilização de esforços para garantir apenas a estabilidade local).

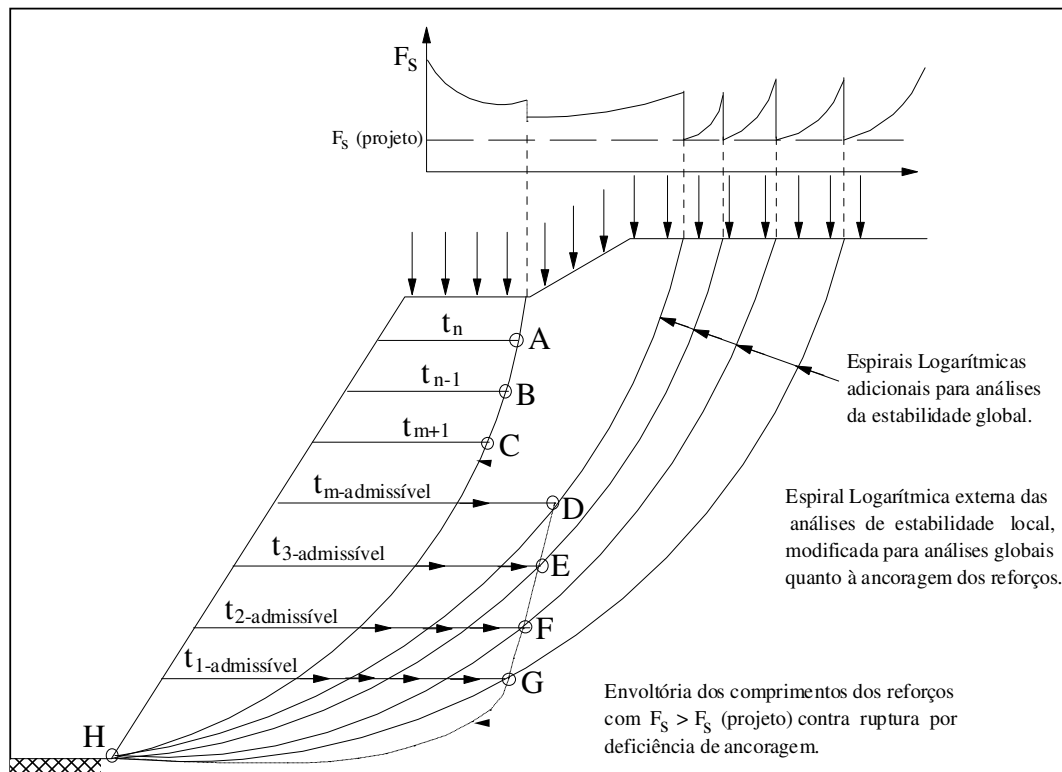


Figura 4.19- Análise da estabilidade global por ancoragem dos reforços.

(Leshchinsky, 1998).

Para as camadas 1 até m , porém, as tensões t_j da AEL são inferiores às exigidas para atender as exigências da estabilidade global, que constitui, então, o mecanismo de ruptura mais crítico. O programa introduz, então, superfícies de ruptura (espirais logarítmicas) mais profundas no maciço, passando pelo pé da estrutura, que

limitam os acréscimos sucessivos impostos aos comprimentos dos reforços, até a obtenção de um FS igual ou maior ao fixado em projeto, através da imposição do equilíbrio de momentos (pontos D, E, F e G da figura 4.19). Estes reforços, portanto, estão submetidos às tensões oriundas das AEG ($t_{\text{admissível}}$ na figura 4.19).

Numa etapa subsequente, o programa estabelece avaliações similares para superfícies de ruptura (também espirais logarítmicas) interceptando a face da estrutura em solo reforçado. Numa abordagem final, cada reforço é avaliado em função do mecanismo de ruptura característica, sendo um importante fator de verificação da adequabilidade do projeto proposto a predominância do processo global de ruptura (“compound failure”) para os reforços mais inferiores da estrutura. A ocorrência de mecanismos alternados de ruptura é também um indício de especificações inadequadas dos reforços, em termos de resistências disponíveis e/ou espaçamentos.

4.7.1.3- Análise de Estabilidade Global via Deslizamento dos Reforços (“Direct Sliding”)

Adicionalmente, as análises de estabilidade global devem garantir resistências adequadas contra o deslizamento da massa de solo reforçado ao longo de uma dada camada de reforço e, particularmente, ao longo de sua base.

A condição dos comprimentos de reforço que atendem as prescrições deste mecanismo de ruptura (l_{ds}) é estabelecida com base no método das cunhas, a partir do equilíbrio das forças atuantes (figura 4.20).

As análises são implementadas pela metodologia clássica do método das cunhas, variando-se o valor do comprimento inicialmente atribuído ao reforço, até a obtenção de um FS maior ou igual ao prescrito no projeto. Este coeficiente de segurança pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$F_{DS} = \frac{T_B}{P \cdot \cos \delta} \quad (4.63)$$

onde P é o valor máximo das forças de interação entre as cunhas, δ é a inclinação de P com a horizontal ($0 \leq \delta \leq \phi_d$, sendo ϕ_d o menor valor adotado em projeto para os ângulos de atrito do solo reforçado ou do solo retido) e T_B a força resistente ao deslizamento ao longo da base da estrutura (cunha B).

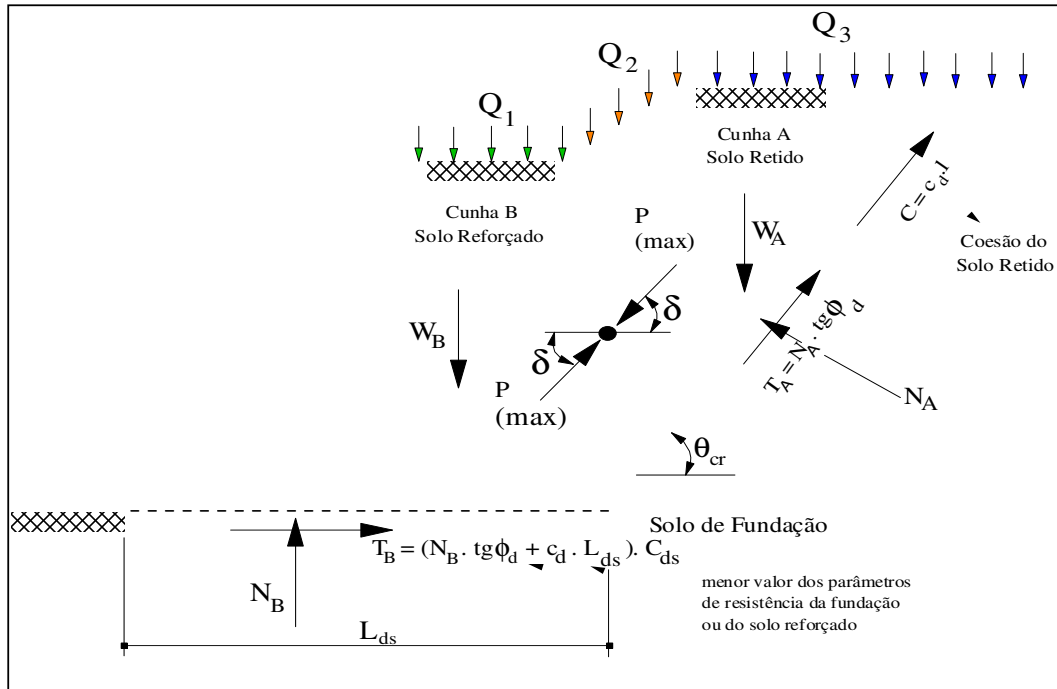


Figura 4.20- Análise da estabilidade global por deslizamento relativo.

(Leshchinsky, 1998).

O programa permite ainda a consideração de carregamentos sísmicos e análise de deslizamento para o reforço da base localizado acima ou apoiado diretamente ao solo de fundação.

4.7.1.4- Análise da Estabilidade Global Externa

O programa executa análises convencionais através do método de Bishop Simplificado, considerando superfícies circulares de ruptura passando por fora da base da zona de solo reforçado. Efeitos estabilizadores induzidos por reforços que eventualmente interceptam as superfícies potenciais de ruptura são desconsiderados nos

cálculos. A implementação permite incluir ainda análises sob carregamentos sísmicos. O programa não ajusta automaticamente o arranjo dos reforços no caso de FS inadequado contra rupturas profundas, envolvendo a massa de solo reforçado.

4.7.2- Especificações Adicionais do Programa

Em se tratando de um fenômeno de natureza progressiva, o mecanismo de ruptura desenvolvido através de uma estrutura em solo reforçado não mobiliza simultaneamente a resistência máxima de pico do solo de aterro ao longo de toda a superfície crítica, particularmente pela ação resistente dos reforços nas zonas imediatamente adjacentes aos mesmos.

Neste contexto, os parâmetros de resistência adotados em projeto (ϕ_d , c_d) devem estar atribuídos de um coeficiente de segurança F_s (tipicamente $F_s = 1,3$) para garantir valores mobilizados menores ou iguais aos correspondentes valores residuais, ou seja:

$$c_d = \frac{c}{F_s} \quad (4.64)$$

$$\phi_d = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{\operatorname{tg} \phi}{F_s} \right) \quad (4.65)$$

onde (c , ϕ) correspondem aos valores dos parâmetros de resistência máxima de pico do solo utilizado.

No caso de utilização de solos coesivos, cuidados específicos devem ser tomados em relação à adoção deste parâmetro de resistência nos cálculos, em face dos impactos consideráveis de sua contribuição na estabilidade da estrutura, particularmente nos reforços mais superiores (menores tensões confinantes). O autor recomenda expressamente limitar o valor da coesão a 5 kPa ou mesmo assumir $c = 0$ nas análises.

Por outro lado, a resistência à tração dos reforços utilizados é corrigida por uma série de fatores de redução, que incorporam efeitos específicos relativo às incertezas do

próprio material, danos de instalação, fluência e degradação química e biológica. As faixas de valores recomendadas para estes coeficientes de segurança parciais (equação 4.54) são as seguintes:

Tabela 4.3- Fatores de Segurança Parciais para Cálculo da Resistência à Tração de Projeto (Elias e Christopher, 1997 em Leshchinsky, 1998).

Tipo de Polímero	f_{dm} Danos de instalação	f_d Durabilidade	f_{fi} “Creep”
Poliéster	1,05 a 3,0	1,1 a 2,0	2,0 a 2,5
Polipropileno	1,05 a 3,0	1,1 a 2,0	4,0 a 5,0
Polietileno	1,05 a 3,0	1,1 a 2,0	2,5 a 5,0
Valores Típicos	1,05 a 1,5	1,05 a 1,5	1,5 a 3,0

Conforme Leshchinsky (1998), os valores típicos apresentados na tabela 4.3 são aplicáveis a projetos em que há um adequado controle de qualidade na execução e nos casos em que o meio não seja nocivo às propriedades específicas do geossintético.

Adicionalmente, as especificações do Programa ReSlope definem os seguintes fatores de segurança contra os mecanismos de ruptura global investigados: $F_d = 1,1$ a $1,3$ para análises da estabilidade contra o deslizamento relativo ($F_d = 1,1$ a $1,2$ se $FS > 1,3$) e $FS_{PO} = 1,5$ para análises de estabilidade via ancoragem dos reforços.

ENSAIOS PRELIMINARES DE CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS E DOS REFORÇOS DAS OBRAS ESTUDADAS

5.1- INTRODUÇÃO

O dimensionamento de uma estrutura de solo reforçado requer o conhecimento das propriedades de resistência do solo onde será apoiada a obra, dos materiais de construção (solo e reforço), bem como das propriedades de interação entre os mesmos. Nesse sentido, são realizados ensaios de laboratório e de campo com o objetivo de se obter esses parâmetros, os quais constituem um importante ferramental para a elaboração de projetos técnica e economicamente viáveis.

Os ensaios de campo são realizados através de metodologias convencionais como o SPT. Procura-se através dos mesmos, dentro de suas limitações, observar todas as peculiaridades do local de implantação da obra (tipo de solo, suas propriedades de resistência, existência ou não do lençol freático e sua posição, etc.).

Os ensaios de laboratório são realizados com o objetivo de se obter os parâmetros de resistência dos materiais utilizados na construção do aterro de solo reforçado, ou seja, do solo, do reforço e de suas características de interação. No caso do solo, os ensaios são aqueles utilizados frequentemente na engenharia geotécnica (granulometria, limites de Atterberg, compactação, cisalhamento direto e triaxial, entre outros).

Em relação ao reforço, as propriedades de resistência à tração do material, via de regra, constituem a primeira opção na escolha do tipo de inclusão a ser utilizada; assim sendo, geralmente procura-se fazer o ensaio de tração tipo faixa larga, de maior representatividade do comportamento do material ensaiado.

Este capítulo apresenta e analisa os resultados dos ensaios de caracterização das propriedades geotécnicas dos materiais que compõem as estruturas de solo reforçado descritas no capítulo 3.

5.2- ENSAIOS PRELIMINARES DE CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

Os ensaios de caracterização e compactação dos solos, utilizados nas estruturas de reforço analisadas, foram realizados segundo procedimentos prescritos pelas normas da ABNT, abaixo relacionadas.

- NBR 6457/86: Amostras de Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e de Caracterização;
- NBR 6459/84: Determinação do Limite de Liquidez;
- NBR 6508/84: Grãos de Solo que Passam na Peneira 4,8 mm - Determinação da Massa Específica;
- NBR 7180/84: Determinação do Limite de Plasticidade;
- NBR 7181/84: Solo – Análise Granulométrica;
- NBR 7182/86: Ensaio de Compactação.

5.2.1- Obra 1: Encontros do Viaduto da MG 123 x EFVM (Rio Piracicaba/MG)

Nesta obra, os materiais de construção utilizados foram uma areia fina micácea local e geotêxteis não tecidos de poliéster (figura 5.1).

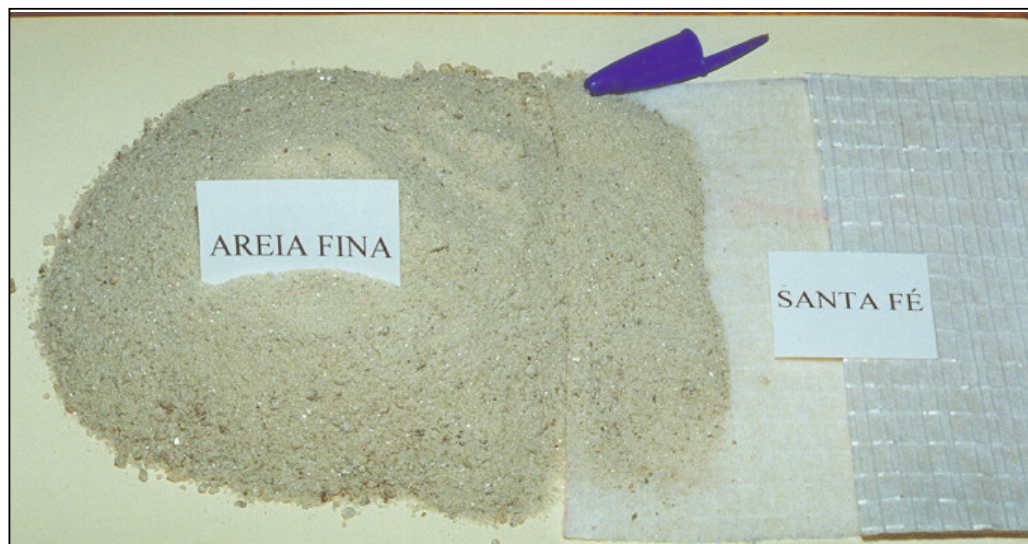


Figura 5.1- Amostras da areia fina micácea e do geotêxtil não tecido Santa Fé.

Na figura 5.2, são apresentadas as curvas de distribuição granulométrica das amostras ensaiadas do solo utilizado na obra dos encontros do viaduto da MG 123 x EFVM.

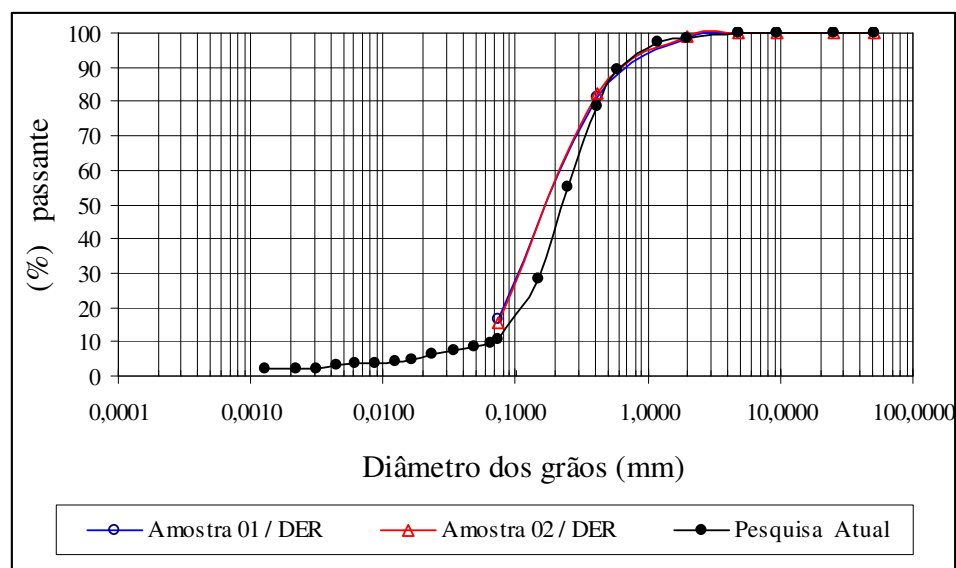


Figura 5.2- Curvas de distribuição granulométrica da areia fina dos encontros do viaduto da MG 123.

De acordo com a distribuição granulométrica do material ensaiado, a areia contém os seguintes parâmetros de granulometria (NBR 6502):

- Pedregulho (%) = 1,6;
- Areia (%) = 89,4;
- Silte (%) = 7,3;
- Argila (%) = 1,7;
- D_{50} (mm) = 0,22;
- Coeficiente de não-uniformidade (C_u) = 4,14.

Na tabela 5.1, são sistematizados os valores das demais propriedades índices para a areia micácea, obtidas a partir dos ensaios realizados. Os parâmetros e_{max} e e_{min} foram obtidos pela técnica de pluviação e vibração interna, respectivamente. Os resultados corroboram as faixas de valores destes parâmetros estabelecidos nas especificações técnicas da obra.

Tabela 5.1- Propriedades Índices da Areia Micácea.

LL (%)	LP (%)	IP (%)	G	e_{max}	γ_{min} (kN/m ³)	e_{min}	γ_{max} (kN/m ³)
-	-	NP	2,70	0,98	13,20	0,63	16,30

5.2.2- Obra 2: Aterro Reforçado da Variante da Ingá - BR 381

Nos aterros reforçados da Variante da Ingá foram utilizados dois diferentes tipos de solos (minério “in situ” e sinter) e dois diferentes tipos de geotêxteis, um tecido e outro não tecido (figuras 5.3 e 5.4).

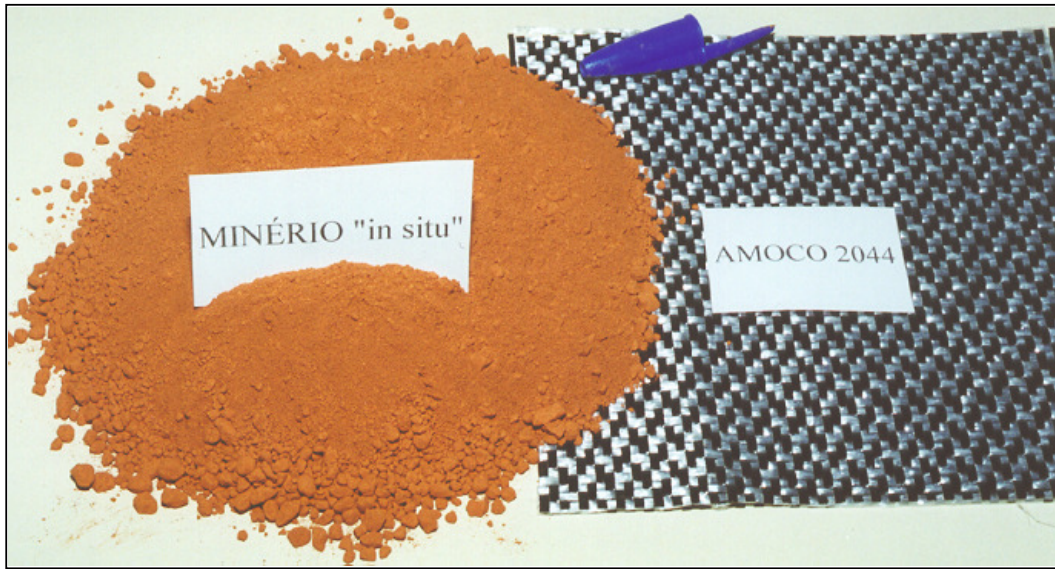


Figura 5.3- Amostras do minério “in situ” e do geotêxtil tecido Amoco 2044.



Figura 5.4- Amostras do sínter e do geotêxtil não tecido OP 60.

(a) - Minério “in situ”

Nas figuras 5.5 e 5.6 são apresentadas, respectivamente, as curvas granulométricas e a curva de compactação do minério “in situ”, esta obtida através do ensaio de Proctor Normal com reuso do material da amostra. As curvas limites, superior e inferior, referem-se àquelas dos materiais utilizados na construção do aterro, cujos dados foram obtidos no relatório de execução de obras (Relatório DER-MG 0037).

De acordo com a norma brasileira, o material ensaiado apresentou a seguinte distribuição granulométrica:

- Pedregulho (%) = 36,7;
- Areia (%) = 25,5;
- Silte (%) = 17,8;
- Argila = 20,0;

As propriedades granulométricas obtidas indicam uma boa conformidade com as especificações técnicas utilizadas durante a execução da obra.

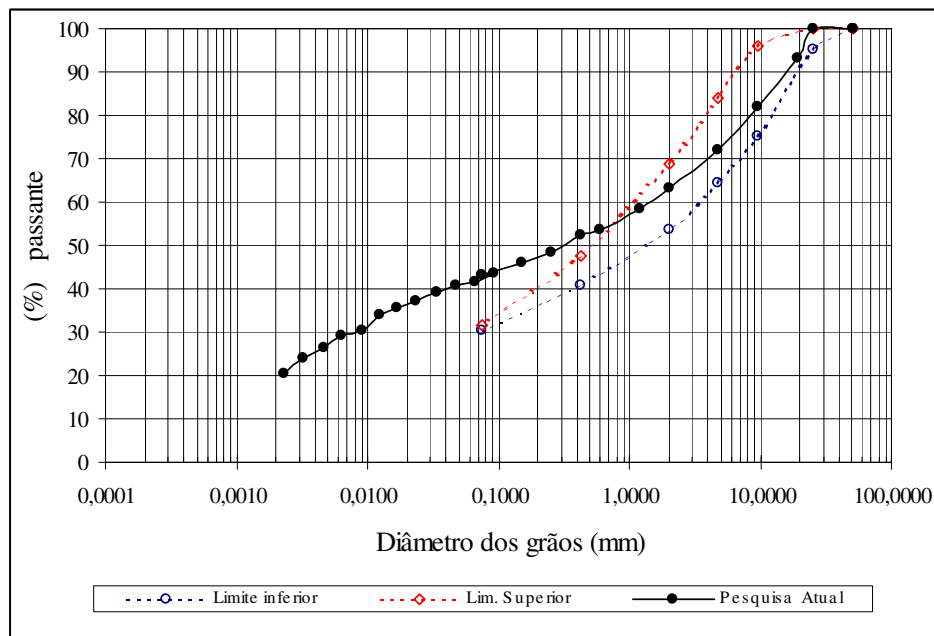


Figura 5.5- Curvas granulométricas do minério “in situ” da Variante da Ingá – BR 381.

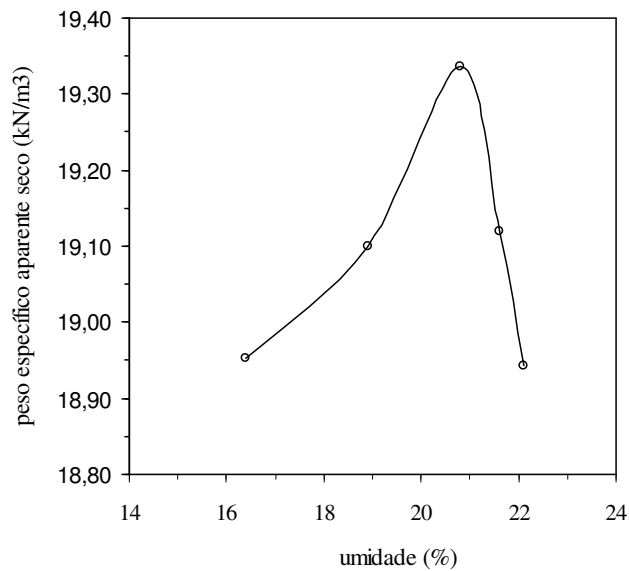


Figura 5.6- Curva de compactação do minério “in situ” da Variante da Ingá – BR 381.

Na tabela 5.2, são apresentadas as demais propriedades índices que caracterizam o minério “in situ” da Variante da Ingá.

Tabela 5.2- Propriedades Índices do Minério “in situ”.

LL (%)	LP (%)	IP (%)	G	W _{ot} (%)	γ_{\max} . (kN/m ³)
44	27	17	3,59	20,8	19,3

(b)- Sínter

Na figura 5.7, são apresentadas as curvas granulométricas deste material. As curvas limites, superior e inferior, referem-se àquelas dos materiais utilizados na construção do aterro, cujos dados foram obtidos no relatório de execução de obras.

Como no caso anterior, observa-se que o solo utilizado neste trabalho está dentro do padrão daquele utilizado no aterro.

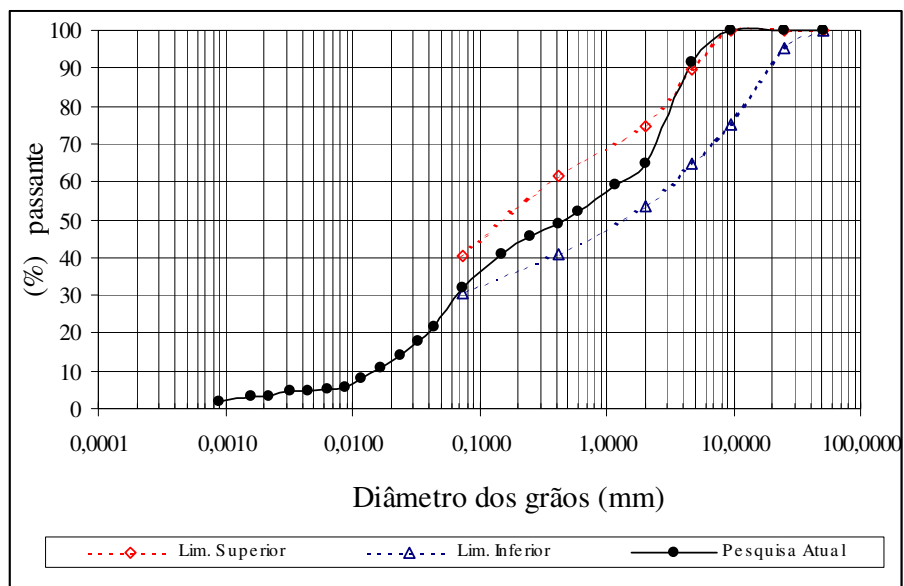


Figura 5.7- Curvas granulométricas do sínter da Variante da Ingá – BR 381.

De acordo com os resultados obtidos, o material ensaiado apresenta os seguintes parâmetros de distribuição granulométrica:

- Pedregulho (%) = 35,1;
- Areia (%) = 36,3;
- Silte (%) = 26,4;
- Argila = 2,2;
- D_{50} (mm) = 0,45;
- Coeficiente de não-uniformidade (C_u) = 75.

Na tabela 5.3, são apresentadas as demais propriedades índices características do material ensaiado.

Tabela 5.3- Propriedades Índices do Sínter.

LL (%)	LP (%)	IP (%)	G	e_{\max}	γ_{\min} (kN/m ³)	e_{\min}	γ_{\max} (kN/m ³)
-	-	NP	4,22	0,89	21,90	0,58	26,20

O peso específico máximo foi obtido através do preparo de corpos de prova por "chuva de areia" com altura de queda de 50cm, seguida de vibração. O peso específico mínimo foi obtido através de "chuva de areia" com altura de queda praticamente nula e sob condições de deposição lenta.

Por se tratar de um material não convencional em obras geotécnicas, fez-se um ensaio de difração de raio x, para caracterização da composição mineralógica do sínter (figura 5.8). No diagrama de difração, constatou-se a presença do argilo-mineral caulinita, além dos minerais quartzo e hematita.

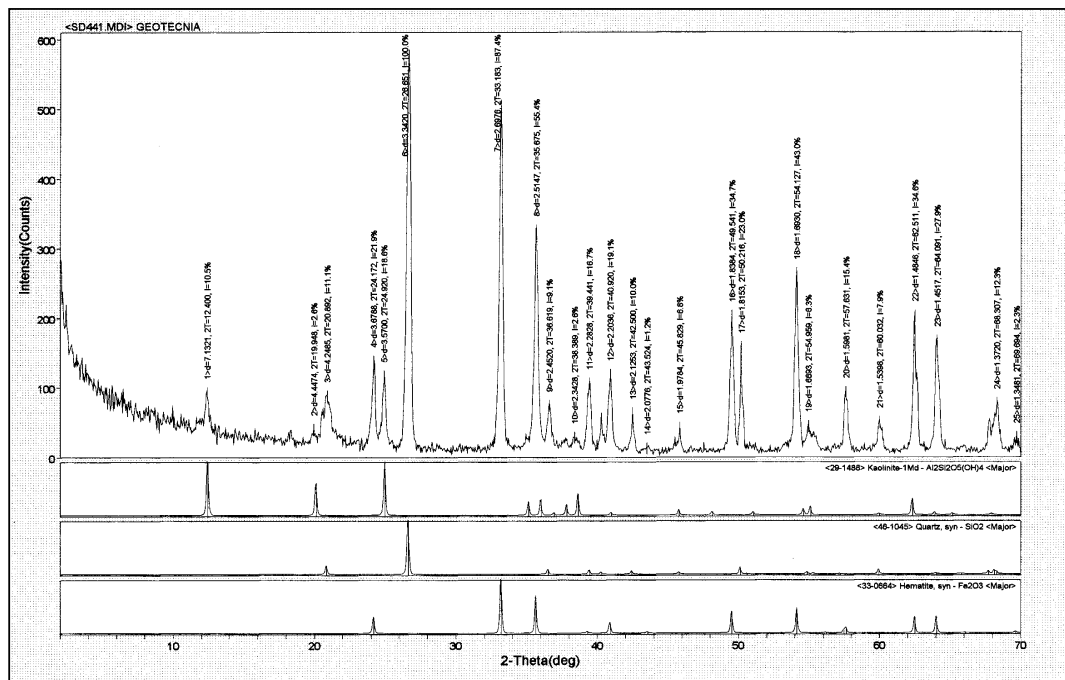


Figura 5.8- Diagrama de difração de raio X do sínter da Variante da Ingá – BR 381.

5.2.3- Obra 3: Aterro Reforçado da MG 030 – Nova Lima/MG

Na obra do aterro reforçado da MG 030, em Nova Lima/MG, os materiais utilizados foram um solo residual de itabirito (designado por SRI) e geotêxteis tecidos como elementos de reforço (figura 5.9).

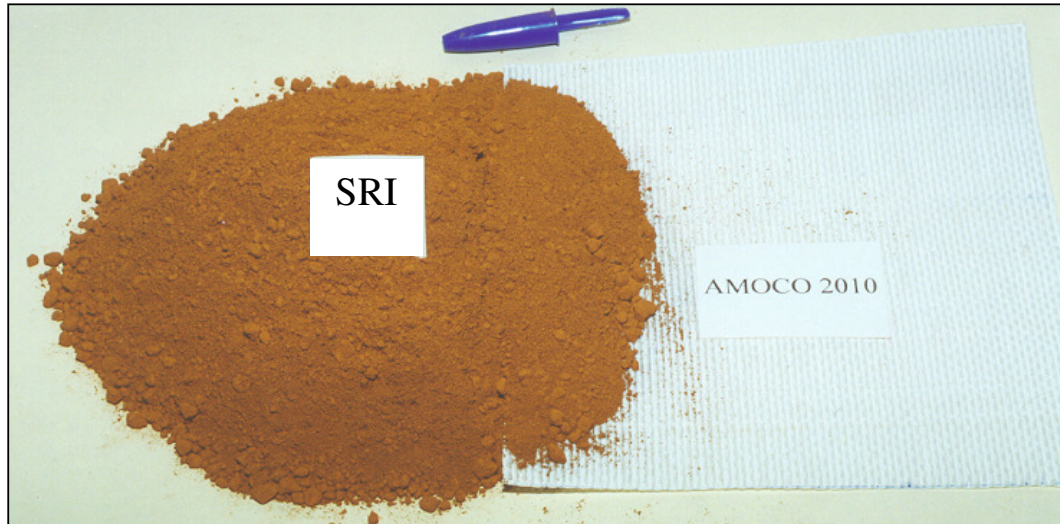


Figura 5.9- Amostras do solo residual de itabirito (SRI) e do geotêxtil tecido Amoco 2010.

Nas figuras 5.10 e 5.11, são apresentadas, respectivamente, as curvas de distribuição granulométrica e de compactação das amostras ensaiadas do solo utilizado (solo residual de itabirito – SRI), no aterro reforçado com geotêxteis desta obra.

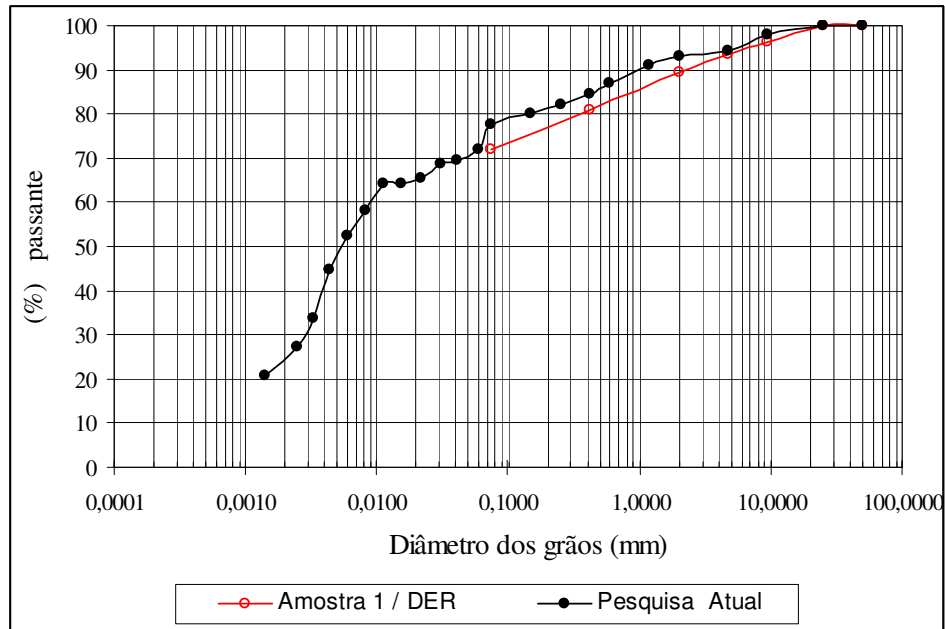


Figura 5.10- Curvas de distribuição granulométrica do SRI da MG 030.

De acordo com a curva granulométrica do material ensaiado, o solo residual de itabirito apresenta as seguintes proporções granulométricas:

- Pedregulho (%) = 7,1;
- Areia (%) = 21,7;
- Silte (%) = 46,7;
- Argila (%) = 24,5.

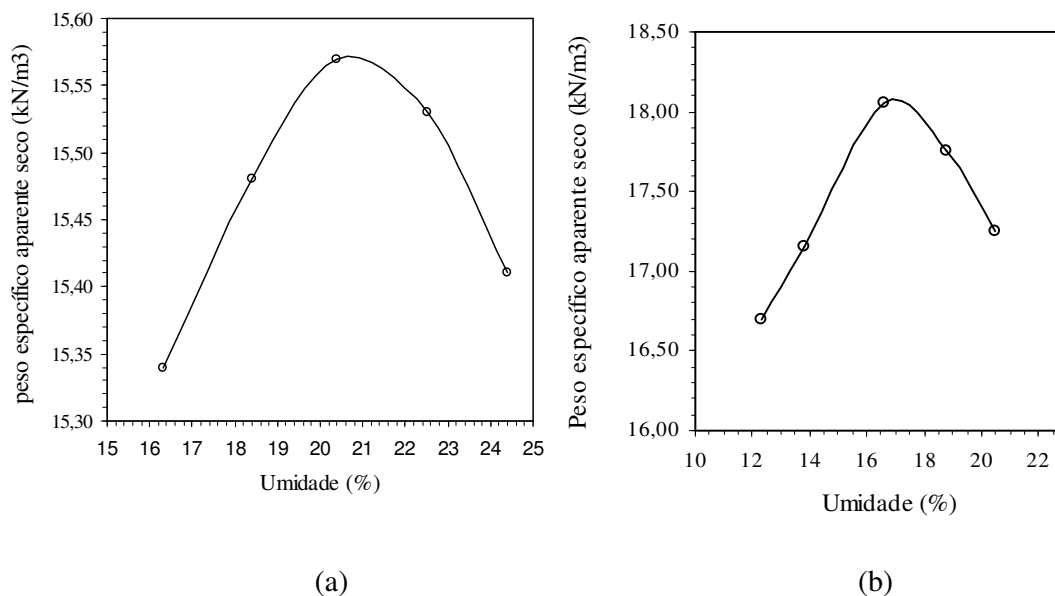


Figura 5.11- Curvas de compactação do SRI da MG 030.

(a)- Amostra /DER (sem reúso), (b)- Pesquisa Atual (com reúso).

Na tabela 5.4, são apresentadas as demais propriedades índices que caracterizam o solo residual ensaiado. Estes valores resultam condizentes com as especificações técnicas de projeto.

Tabela 5.4- Propriedades Índices do Solo Residual de Itabirito (SRI).

LL (%)	LP (%)	IP (%)	G	W _{ot} (%)	γ_{\max} (kN/m ³)
41,3	29,1	12,2	3,23	17,0	18,1

Para caracterizar mineralogicamente o solo de densidade das partículas elevada ($G = 3,23$), realizou-se um ensaio de difração de raio X, de maneira a se caracterizar os argilo-minerais e outros minerais presentes no solo. O resultado é apresentado na figura 5.12, com os picos do diagrama caracterizando os seguintes minerais: goetita, hematita, quartzo e o argilo-mineral caulinita.

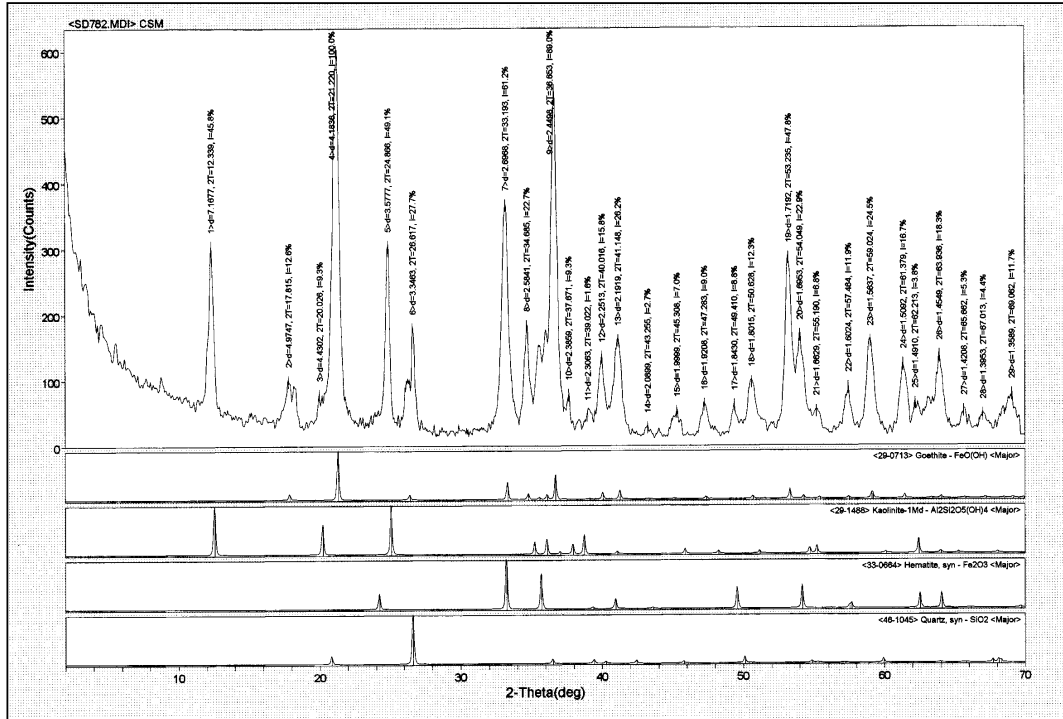


Figura 5.12- Diagrama de difração de raio X do solo residual de itabirito do aterro reforçado da MG 030.

5.3- ENSAIOS DE TRAÇÃO SIMPLES EM AMOSTRAS GEOTÊXTEIS

Para o dimensionamento de obras em solos reforçados com geotêxteis, os ensaios de tração do tipo faixa larga são os mais apropriados para se estudar as propriedades de resistência à tração dos geotêxteis. Assim, foram realizados ensaios em amostras dos geotêxteis utilizados nas obras em estudo (OP 60, Amoco 2010, Amoco 2044 e Santa Fé) e também em amostras de geotêxtil OP 30 (material utilizado como referência), sendo cada amostra tracionada até a ruptura.

5.3.1- Descrição do Equipamento

Os ensaios de tração simples foram realizados de acordo com os procedimentos da normalização americana, ASTM-D-4595, numa prensa Instron de deformação controlada com capacidade de 55 kN (figura 5.13), instalada no Laboratório de Produtos Florestais do IBAMA (Instituto Brasileiro do Meio Ambiente), na cidade de Brasília/DF.



Figura 5.13- Equipamento Instron 5500 (IBAMA-DF).

5.3.2- Preparação das Amostras Têxteis

As amostras têxteis foram inicialmente cortadas em peças retangulares nas dimensões 200 mm x 250 mm (figura 5.14), obedecendo os critérios da normalização americana ASTM-D-4595. Em seguida, foram feitas as perfurações devidas nas regiões para conexão das garras para transmissão dos esforços de tração.

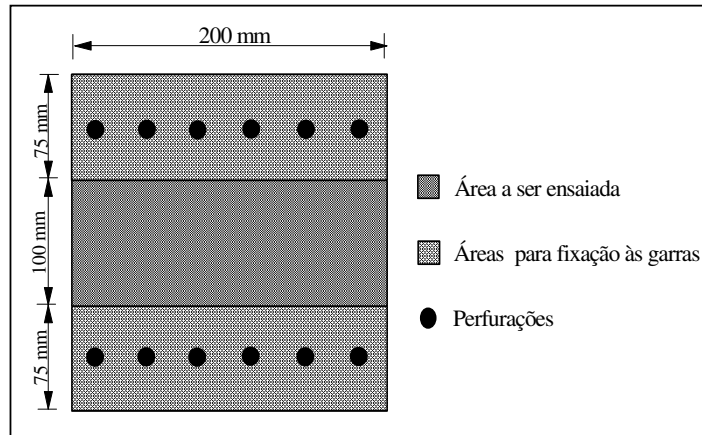


Figura 5.14 - Geometria inicial das amostras têxteis.

5.3.3 - Velocidade de Ensaio

De acordo com as prescrições da norma ASTM-D-4595, a velocidade de deformação utilizada nos ensaios foi de 10 mm/min, a qual corresponde à taxa de 10%/min.

5.3.4- Registro das Deformações e Cargas

As leituras dos deslocamentos foram feitas por meio de um extensômetro posicionado ao lado da amostra e apoiado junto à mesa deslizante do equipamento (figura 5.13). Simultaneamente ao registro das leituras no extensômetro, fez-se a leitura das cargas aplicadas por aquisição automática pelo próprio equipamento em papel com escala apropriada.

5.3.5- Resultados dos Ensaios

O processamento dos resultados foi feito com o auxílio de planilha de cálculo do tipo Excel. Foram calculados a carga por metro linear da amostra, dada em (kN/m), a

deformação e a rigidez secante (kN/m), cujo valor é dado pela relação entre a carga e o alongamento correspondente.

As curvas cargas x alongamentos dos materiais geossintéticos ensaiados são apresentadas na figura 5.15, estas curvas representam os valores médios de uma série de cinco ensaios por tipo de geotêxtil. Ressalte-se que, para todos eles, a resistência à tração ficou abaixo dos valores mencionados nos catálogos dos respectivos fabricantes, sendo esses valores também apresentados para efeito de comparação na tabela 5.5.

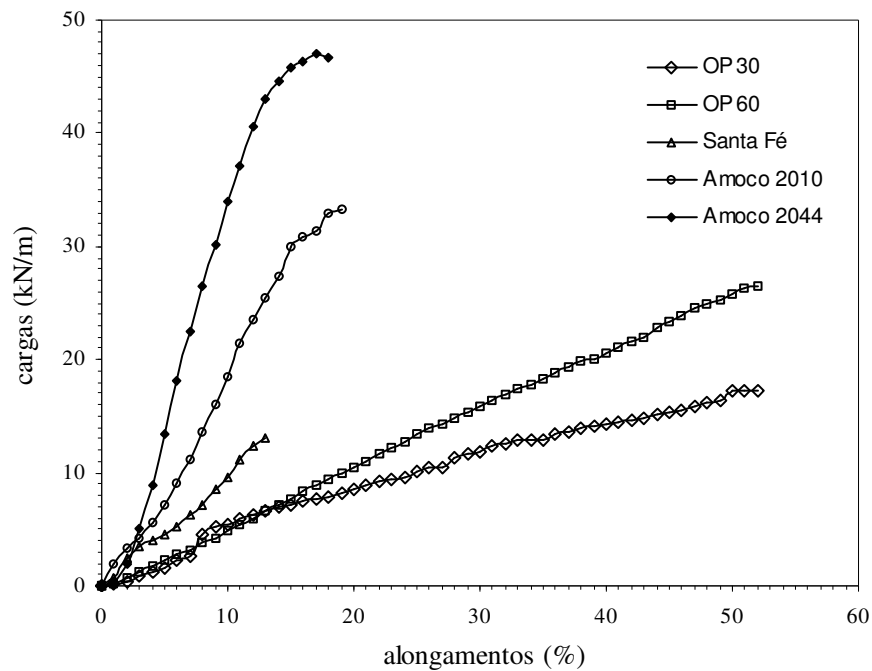


Figura 5.15- Curvas cargas x alongamentos dos geossintéticos estudados.

Tabela 5.5- Valores das Resistências à Tração dos Materiais Geossintéticos Ensaaiados.

Geossintético	Obtido		Fabricante		Diferença (%)
	Tração (kN/m)	Deformação (%)	Tração (kN/m)	Deformação (%)	
OP 30	17,3	52	20,0	45-55	- 13,50
OP 60	31,1	52	40,0	45-55	- 22,25
Santa Fé	13,1	13	20,0	24	- 34,50
Amoco 2010	34,0	19	42,0	30	- 19,00
Amoco 2044	47,0	18	75,0	20	(- 38,67)

Estas variações foram bastantes expressivas, nos casos dos geotêxteis Santa Fé e Amoco 2044. No caso do geotêxtil Santa Fé, o material utilizado fazia parte do lote adquirido para a execução da obra, estando estocado dentro de um galpão fechado nas dependências da empresa executora por um longo período. Esta estocagem pode ter comprometido as características mecânicas do geotêxtil. No caso do geotêxtil tecido Amoco 2044, esta variação excessiva é reconhecidamente resultado de problemas inerentes ao próprio ensaio, uma vez que ocorreram deslocamentos localizados da manta junto às garras de tração.

Estes resultados reforçam a imperiosa necessidade de se adotar em projetos, fatores de redução em relação a resistência nominal dos produtos sintéticos, incorporando incertezas, relativas não apenas a fenômenos influenciadores sobre o material ao longo de sua vida útil, mas também relativas às características e propriedades do material em si.

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS INTERFACES SOLOS-GEOTÊXTEIS DAS OBRAS ANALISADAS

6.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os ensaios geralmente adotados na avaliação do desempenho solo/reforço devem levar em consideração as condições reais de campo. A interação solo/geossintético é usualmente complexa e depende, não só do tipo e das características do reforço, mas também das características do solo envolvente, do nível de tensão atuante no reforço, além do número e disposição dos reforços. Em termos práticos, a quantificação dessa interação resume-se na determinação do coeficiente de atrito e da adesão solo/geossintético.

A interação solo/geossintético pode ser avaliada através de ensaios de laboratório, tais como: os ensaios de cisalhamento direto (Jewell e Wroth, 1987; Gomes, 1993 e 1993a; Bembem & Schulze, 1995), ensaios triaxiais (Bergardo et al, 1995), ensaios de arrancamento (Farrag, 1995 e Abramento, 1995 e 1995a) e de tração confinada (Gomes, 1993; Tupa, 1994). No entanto, a quantificação da interação solo/geossintético é convencionalmente obtida através de ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento e apesar de suas limitações, os mecanismos de ruptura passíveis de ocorrência neste tipo de obra, justificam a sua utilização (Tupa e Palmeira, 1995a).

Gomes (1993), após uma série de ensaios de cisalhamento direto, visando o estudo do comportamento das interfaces solo/geotêxteis tecidos e não tecidos, observou os seguintes modelos gerais de interação por cisalhamento de interfaces solos-geotêxteis: por deslizamento/rolamento das partículas de solo, por bloqueio/travamento das partículas de solo e imbricação das partículas de solo. Prevalecendo então, uma composição variável destes efeitos, cuja magnitude é condicionada pela natureza,

rigidez e rugosidade superficial do geotêxtil, pela natureza e granulometria do solo e pelas tensões de confinamento atuantes (Gomes, 1993a).

No caso dos ensaios de arrancamento, além da exigência de uma instrumentação adequada e certas precauções, os resultados obtidos são de difícil interpretação, principalmente no que diz respeito à influência de extensibilidade dos geotêxteis ao longo da manta (Palmeira,1998). Em função disso, os parâmetros de interface são comumente estabelecidos por ensaios menos sofisticados como os ensaios de cisalhamento direto.

Neste capítulo serão abordados e discutidos os resultados obtidos em ensaios de cisalhamento direto dos solos constituintes e das interfaces solo/geotêxtil das três obras de solos reforçados em estudo.

6.2- ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

6.2.1- Descrição do Equipamento

Jewell e Wroth (1987), após ensaios de cisalhamento direto em interfaces de solos arenosos e geotêxteis tecidos e não tecidos, concluíram que as dimensões mínimas das caixas de cisalhamento devem ser igual ou maior que 50 vezes o diâmetro médio (D_{50}) dos grãos. Já a ASTM D 3080 preconiza uma dimensão mínima de 12 vezes o tamanho da maior partícula do solo. A espessura mínima recomendada do solo de cobertura é da ordem de 6 vezes o diâmetro da partícula máxima do solo (Teixeira, 1993).

Em função das características granulométricas dos solos (diâmetros médios dos grãos que são os seguintes: areia micácea = 0,22 mm, minério “in situ” = 0,30 mm, sínter = 0,42 mm e do solo residual de itabirito = 0,0052 mm) e dos geotêxteis a serem ensaiados, utilizou-se um aparelho de cisalhamento direto convencional do tipo Casagrande (figura 5.1). Este tipo de equipamento (marca Pavitest) encontra-se descrito em detalhes em livros básicos de Geotecnia; sendo assim, faz-se a seguir, apenas uma descrição sumária do mesmo.

A caixa de cisalhamento possui dimensões de 101,6 x 101,6 mm com deslocamento relativo entre as parte superior e inferior de 20 mm. A tensão no topo da amostra foi aplicada através de uma placa rígida rugosa em conexão com um pendural para suporte dos pesos. A carga cisalhante foi transmitida à amostra através de um motor elétrico que desloca a parte inferior da caixa a uma taxa de deslocamento constante. A parte superior reage contra um anel dinamométrico que foi utilizado para se quantificar as cargas cisalhantes.

O extensômetro do anel dinamométrico possuía uma sensibilidade de 0,001 mm/div, enquanto os utilizados para medir deslocamentos horizontais e verticais no topo da amostra tinham sensibilidades de 0,01mm/div e 0,001 mm/div, respectivamente.

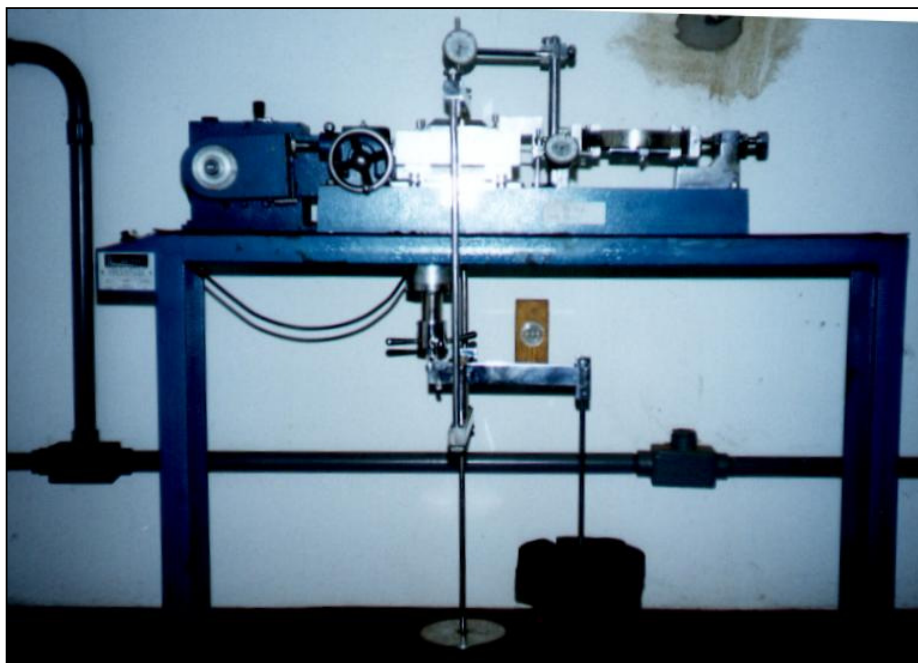


Figura 6.1- Equipamento de cisalhamento direto utilizado nos ensaios

Os tipos de arranjos mais empregados nos ensaios de cisalhamento direto de interfaces solo-geossintético aparecem esquematizados na figura 6.2. A fixação do geossintético fez-se sem a execução de dobra na base rígida para o geotêxtil OP 60

(figura 6.2(b)) e com dobra para os geotêxteis Santa Fé, Amoco 2010 e Amoco 2044 (figura 6.2(c)), colada ao bloco de madeira posicionado no interior da caixa inferior do equipamento. Nos ensaios de configuração solo/geotêxtil/solo, adotou-se o modelo indicado na figura 6.2d para todos os conjuntos ensaiados neste trabalho.

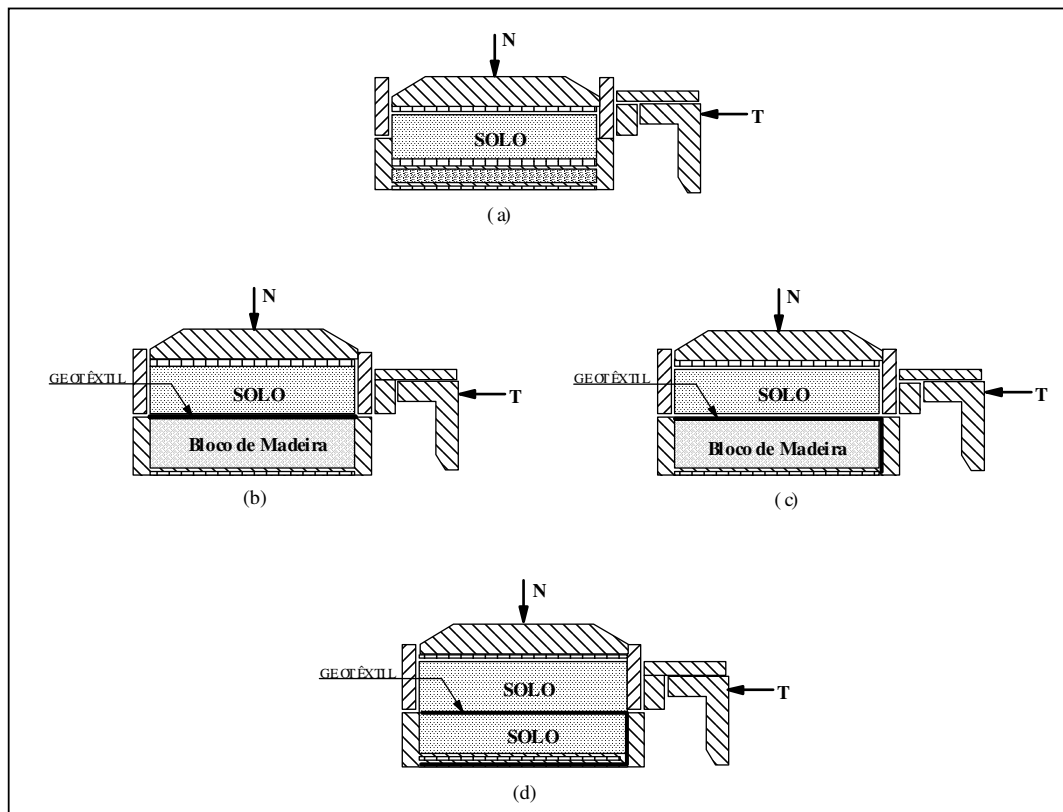


Figura 6.2 – Arranjos típicos dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto com interfaces solo/solo e solos/geossintéticos.

6.2.2- Amostras de Geotêxteis

Os materiais sintéticos para ensaios geotêxtil/solo foram cortados nas dimensões 101,6 x 101,6 mm e 101,6 x 110 mm e fixados sobre blocos de madeira, nas formas

apresentadas nas figuras 6.2b e 6.2c, com o auxílio de cola do tipo Cascola de fabricação da ALBA Indústria Química e Comércio Ltda. Quando travados na própria base da caixa de cisalhamento, (configuração solo/geotêxtil/solo), as amostras foram cortadas nas dimensões 101,6 mm x 200 mm.

6.2.3- Amostras de Solos

Inicialmente os solos foram passados na peneira nº 4, de forma a se separar os grãos superiores a 4,76 mm. Na preparação dos corpos de prova da areia e do sínter, foi utilizada a técnica da "chuva de areia", com uma altura de queda constante de 50 cm, seguida de vibração intensa. Pôde-se então observar que o grau de compactação para ambos os materiais ficou entre 85% e 95%.

A metodologia adotada na preparação dos corpos de prova do solo de minério "in situ" e do solo residual de itabirito foi a mesma. O solo foi inicialmente compactado sob condições de umidade ótima ($\pm 2\%$) e peso específico seco máximo, com 100% da energia de compactação do Proctor Normal em cilindros de ensaios CBR. Em seguida, os corpos de prova foram moldados com o auxílio de extratores contendo dimensões internas idênticas às das caixas de cisalhamento (101,6 x 101,6 mm) e altura de 20,0 mm, para os ensaios envolvendo interfaces solo/solo e solo/geossintético, respectivamente.

6.2.4- Tensões Normais

A faixa de valores de tensões normais utilizada foi função dos carregamentos típicos das obras em questão, procurando cobrir toda a faixa de tensões a que esses materiais serão submetidos no campo, como mostrado na tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Faixas de Tensões Normais Utilizadas nos Ensaios.

Obra	Solo	Geotêxtil	Faixa de tensões
BR 381	Minério “in situ”	Amoco 2044	50, 100, 200 e 400 kPa
	Sinter	OP 60	
MG 030	Solo residual de itabirito (SRI)	Amoco 2010	50, 100 e 200 kPa
MG 123	Areia fina	Santa Fé	50, 100 e 200 kPa

6.2.5- Velocidade de Ensaio

Nos ensaios de cisalhamento direto, os ensaios são geralmente realizados em condições drenadas. Assim sendo, a velocidade que a amostra será cisalhada depende das características de drenagem, ou seja, da permeabilidade do solo e da espessura da amostra. Nos solos coesivos, as baixas permeabilidades são susceptíveis a gerar poropressões no interior da massa de solo reforçado, com isso a velocidade de ensaio pode afetar de forma significativa os resultados obtidos, principalmente quando o geossintético é impermeável (Zornberg e Mitchell, 1992 em Tupa 1994 e Palmeira, 1993 em Tupa, 1994).

Assim as velocidades de ensaio foram estabelecidas em função dos valores obtidos nas fases de adensamento dos corpos de prova, como é usualmente efetuado em ensaios drenados, sendo adotada a velocidade de 0,182 mm/min.

6.2.6- Resultados dos Ensaios

Os resultados foram plotados em termos da obtenção das curvas tensões cisalhantes x deslocamentos horizontais e deslocamentos horizontais x deslocamentos verticais para cada arranjo adotado. Para todos os ensaios, procedeu-se à correção das

áreas para a determinação das tensões normais e cisalhantes atuantes em cada estágio dos deslocamentos relativos.

As análises destes resultados são expostas a seguir, para as diferentes obras consideradas.

6.3- ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS

6.3.1- Obra 1: Encontros do Viaduto da MG 123 x EFVM - (Rio Piracicaba/MG)

A partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, nas interfaces solo-solo e solo-geossintético dos materiais utilizados no aterro reforçado dos encontros do viaduto da MG 123 x EFVM, foram obtidos os respectivos parâmetros de resistência (tabela 6.2).

Tabela 6.2- Parâmetros de Resistência de Interfaces dos Materiais do Aterro Reforçado dos Encontros do Viaduto da MG 123 x EFVM.

Interfaces	Solo		Interface		Fator	
	c' (kPa)	ϕ' (°)	c _g (kPa)	ϕ_g (°)	Adesão (a)	Atrito (f)
Areia Micácea/Areia Micácea	4,5	36,7	-	-	-	-
Areia Micácea/Santa Fé/Areia Micácea	-	-	7,1	36,6	1,58	1,00
Areia Micácea/Santa Fé lado reforçado/Areia Micácea	-	-	2,5	36,8	0,55	1,00
Areia Micácea/Santa Fé/Bloco de Madeira	-	-	5,1	38,3	1,13	1,06

Como o geotêxtil utilizado possui um dos lados reforçado com trama de fios de polipropileno, foram realizados ensaios de interfaces para ambos os lados do mesmo. As figuras 6.3 a 6.6 apresentam os resultados da série de ensaios com a areia micácea, em termos das curvas tensão cisalhante x deslocamentos horizontais (τ x DH) e

deslocamentos verticais x deslocamentos horizontais (DV x DH). As envoltórias de resistência correspondentes estão indicadas nas figuras 6.7 a 6.10.

Para a areia ensaiada foi obtido um ângulo de atrito igual a $36,7^\circ$ e um pequeno intercepto de coesão, associado basicamente ao comportamento deste solo sob cisalhamento (características de expansão).

No caso das interfaces com o geotêxtil não tecido Santa Fé, os resultados de interação mecânica foram equivalentes para ambos os lados da manta (lado reforçado e não reforçado), sem quaisquer influências sobre o comportamento do solo ao cisalhamento em termos da interação por atrito ($f \cong 1,0$). Estes resultados foram praticamente iguais às interfaces com o bloco de madeira, com influência limitada das respectivas diferenças de rigidez entre as duas interfaces. Os valores obtidos enquadram-se de forma bastante razoável nas faixas de valores apresentados na literatura técnica disponível (p. ex.: Gomes, 1993 e 1993a).

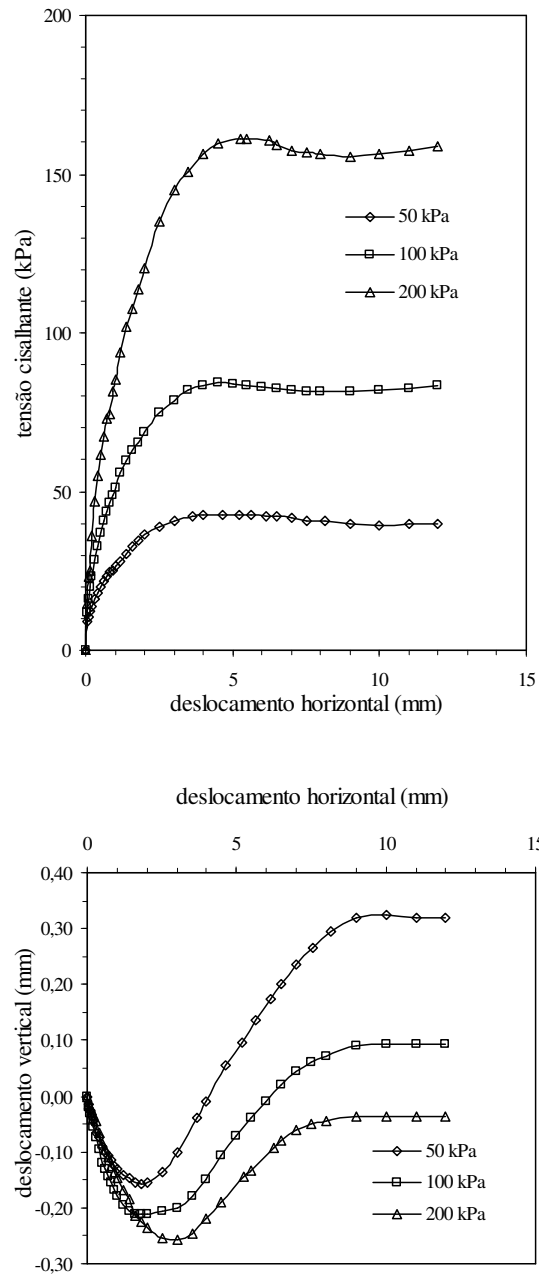


Figura 6.3- Curvas $\tau \times DH$ e $DV \times DH$, para a areia micácea.

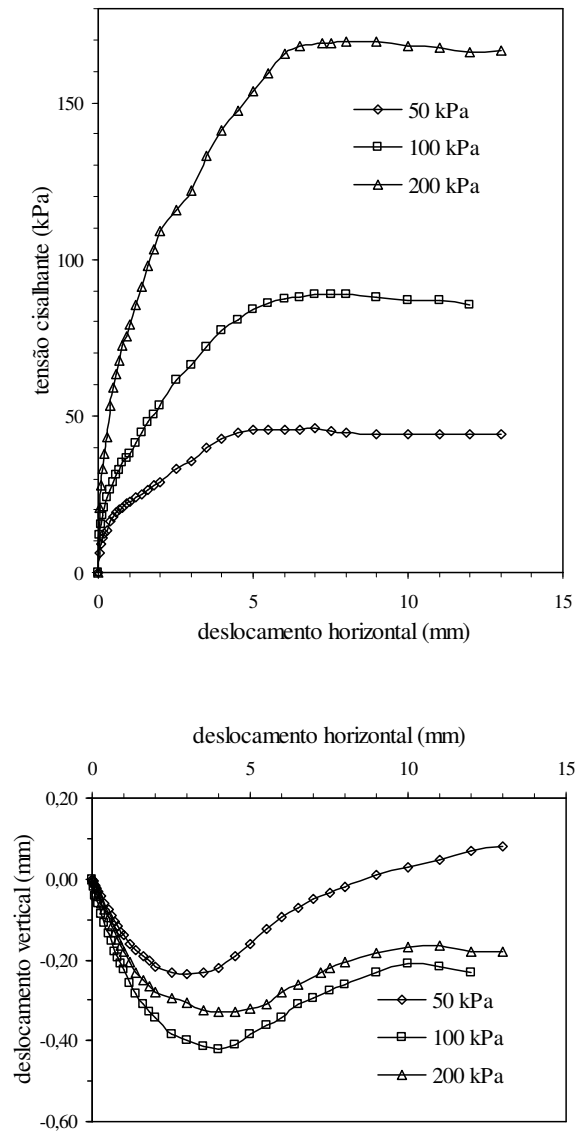


Figura 6.4- Curvas $\tau \times DH$ e $DV \times DH$ para a interface areia micácea/geotêxtil Santa Fé/areia micácea.

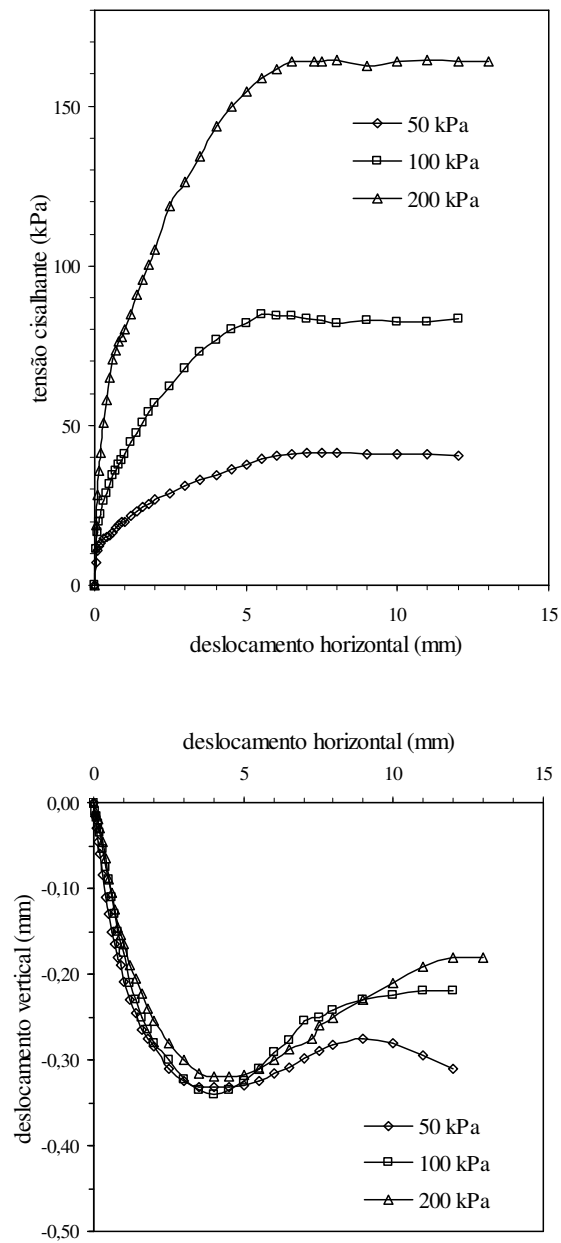


Figura 6.5- Curvas τ x DH e DV x DH para a interface areia micácea/geotêxtil Santa Fé do lado reforçado/areia micácea.

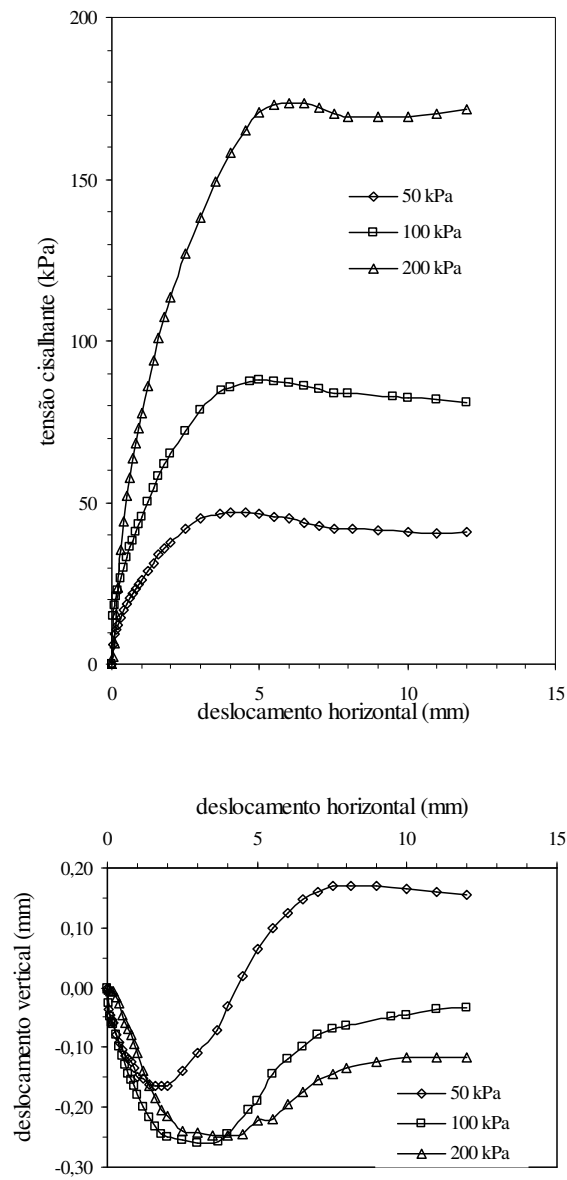


Figura 6.6- Curvas $\tau \times DH$ e $DV \times DH$ para a interface areia micácea/geotêxtil Santa Fé /bloco de madeira.

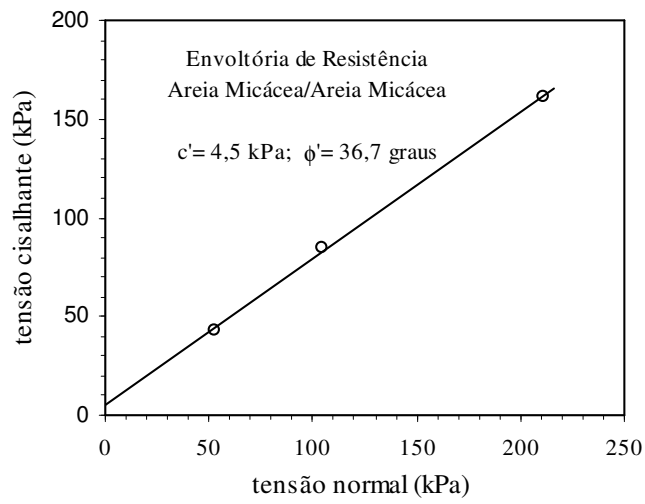


Figura 6.7- Envoltória de resistência para a areia micácea.

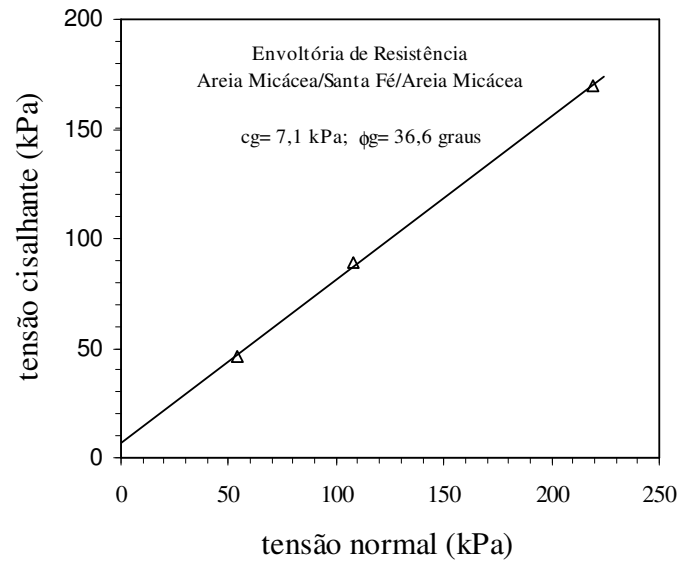


Figura 6.8- Envoltória de resistência para a interface areia micácea/geotêxtil Santa Fé/areia micácea.

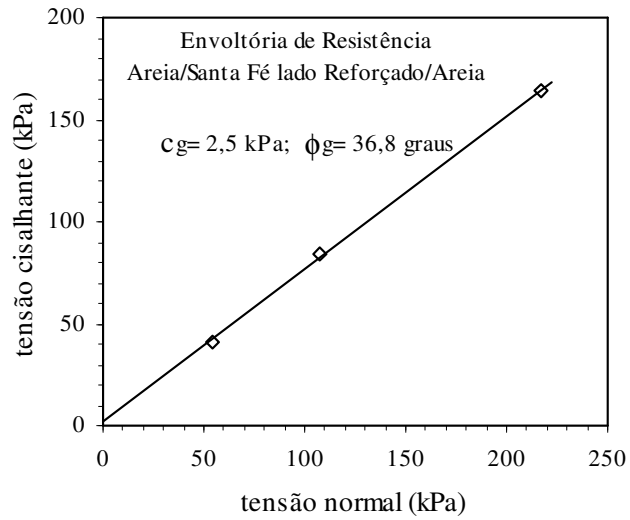


Figura 6.9- Envoltória de resistência para a interface areia micácea/geotêxtil Santa Fé do lado reforçado/areia micácea.

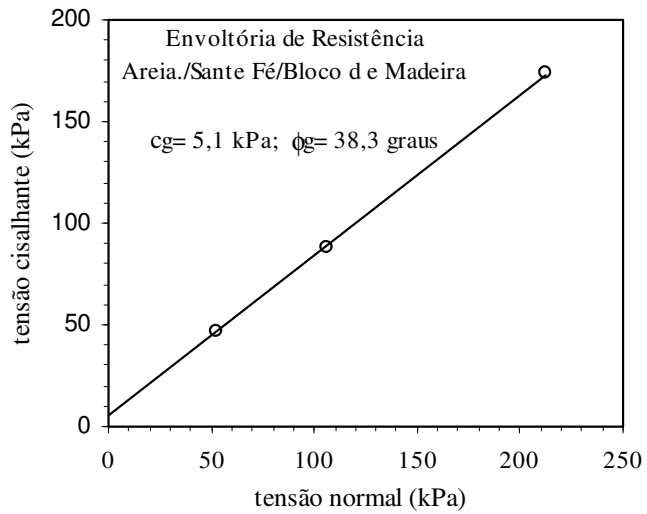


Figura 6.10- Envoltória de resistência para a interface areia micácea/geotêxtil Santa Fé/bloco de madeira.

6.3.2- Obra 2: Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381

Foram realizadas séries de ensaios de cisalhamento direto nas interfaces solo-solo e solo-geossintético dos materiais utilizados no aterro reforçado da Variante da Ingá, sendo obtidos os parâmetros de interface f e a , sistematizados na tabela 6.3, juntamente com os parâmetros de resistência dos solos.

Tabela 6.3- Parâmetros de Resistência de Interfaces dos Materiais do Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381.

Interfaces	Solo		Interface		Fator	
	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)	c_g (kPa)	ϕ_g ($^{\circ}$)	Adesão (a)	Atrito (f)
minério/minério	13,1	48,3	-	-	-	-
minério / Amoco 2044 / minério	-	-	13,4	28,7	1,02	0,49
minério/ Amoco 2044 / bloco de madeira	-	-	0	31,4	0	0,54
Sínter / Sínter	16,7	42,7	-	-	-	-
Sínter / OP 60 / Sínter	-	-	9,5	42,5	0,57	0,99
Sínter / OP 60 /bloco de madeira	-	-	0	47,7	0	1,19

As figuras 6.11 a 6.16 apresentam os resultados dos ensaios executados com o minério “in situ”. As curvas tensões cisalhantes x deslocamentos horizontais (τ x DH) e deslocamentos verticais x deslocamentos horizontais (DV x DH) evidenciam um comportamento dilatante durante o cisalhamento, embora com picos de tensões muito discretos.

O valor elevado do ângulo de atrito obtido para este material (figura 6.14) está intrinsecamente associado à matriz granulométrica de finos dispersos em material francamente granular, criando uma estrutura bastante confinada e conferindo adicionalmente à sua resistência um intercepto de coesão da ordem de 13 kPa.

Em relação ao comportamento das interfaces, nota-se uma certa similaridade para as duas configurações utilizadas (tabela 6.3) em termos de aderência por atrito,

com uma redução bastante expressiva em ambos os casos no fator de aderência, quando comparadas para as configurações solo/geotêxtil/solo e solo/geotêxtil/bloco de madeira.

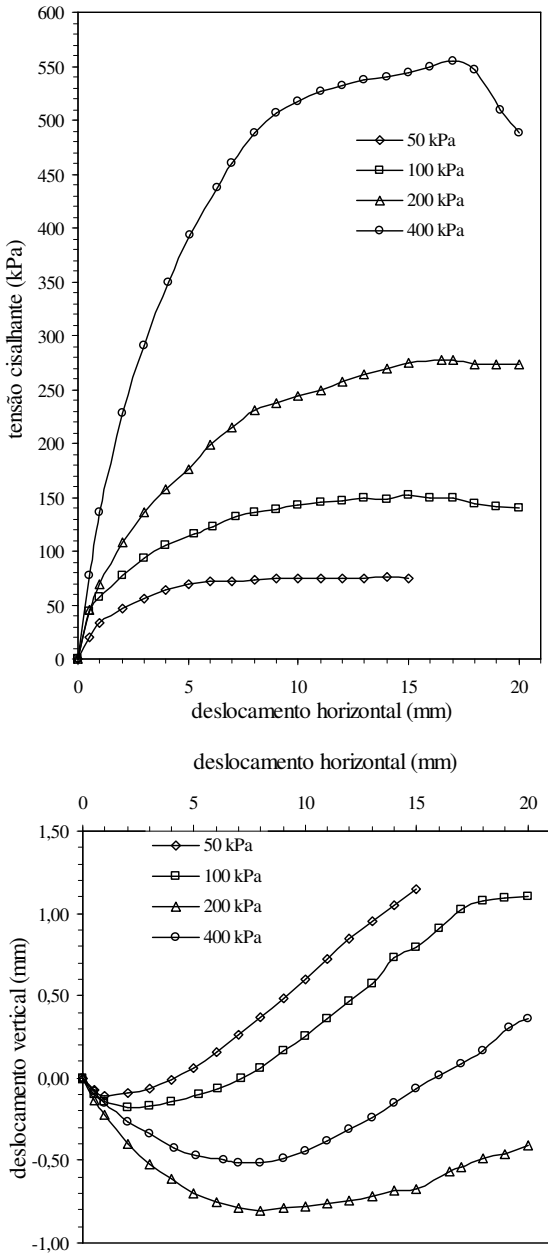


Figura 6.11- Curvas $\tau \times DH$ e $DV \times DH$ para o minério “in situ”.

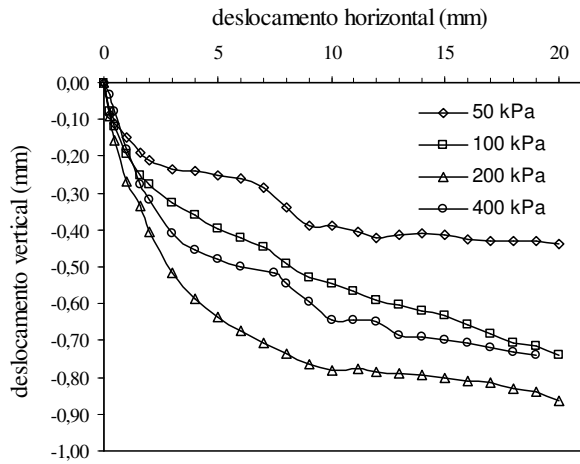
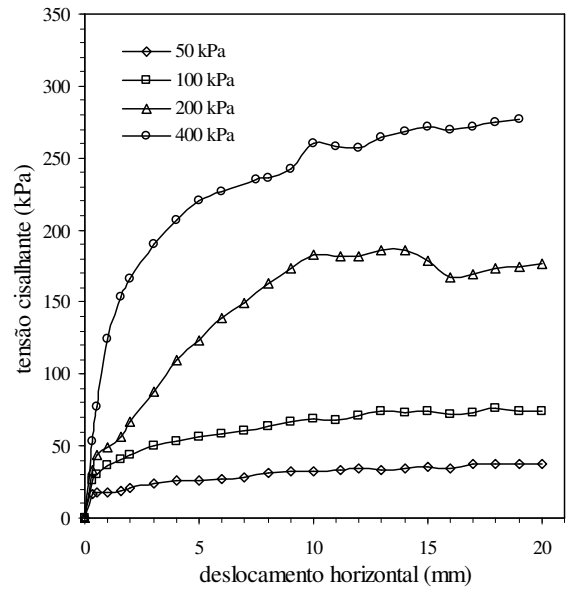


Figura 6.12- Curvas τ x DH e DV x DV para a interface minério/geotêxtil Amoco 2044/minério.

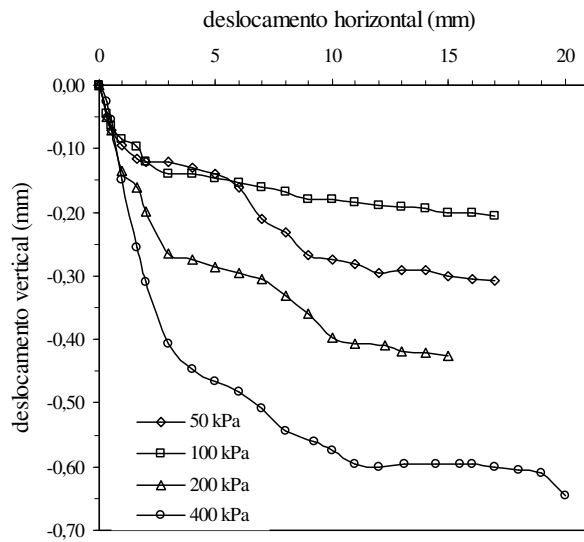
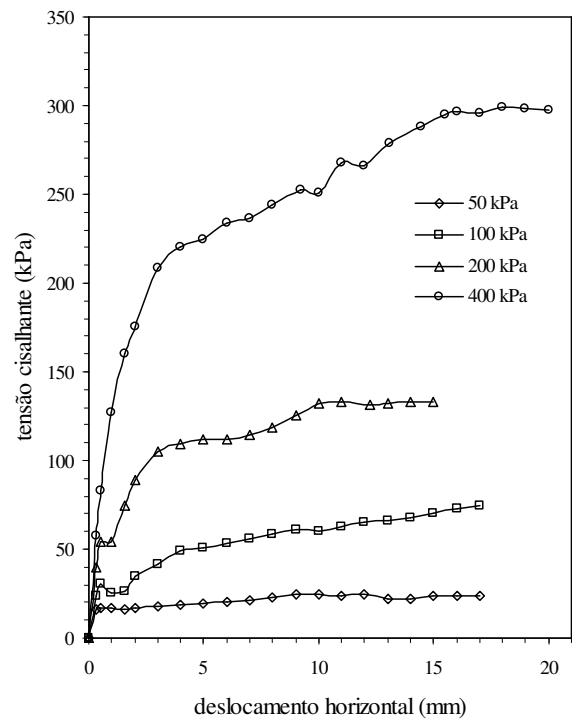


Figura 6.13- Curvas $\tau \times DH$ e $DV \times DV$ para a interface minério/geotêxtil Amoco 2044/bloco de madeira.

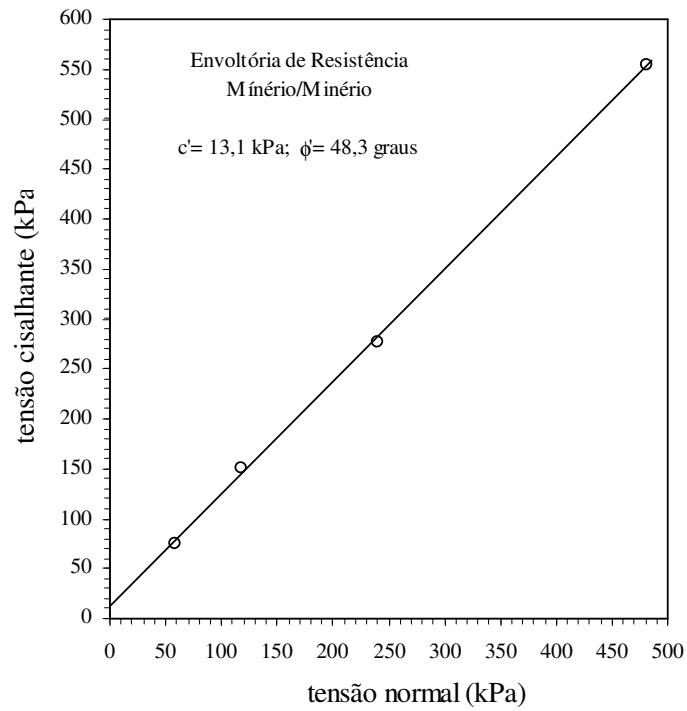


Figura 6.14 – Envoltória de resistência do minério “in situ”.

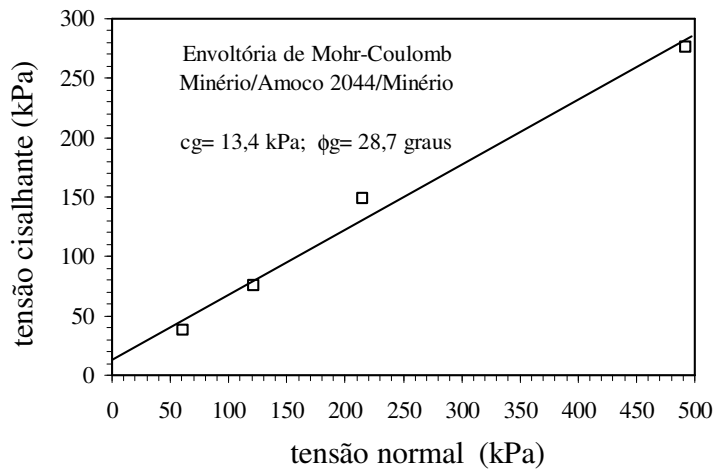


Figura 6.15 – Envoltória de resistência para a interface minério/geotêxtil Amoco2044/minério.

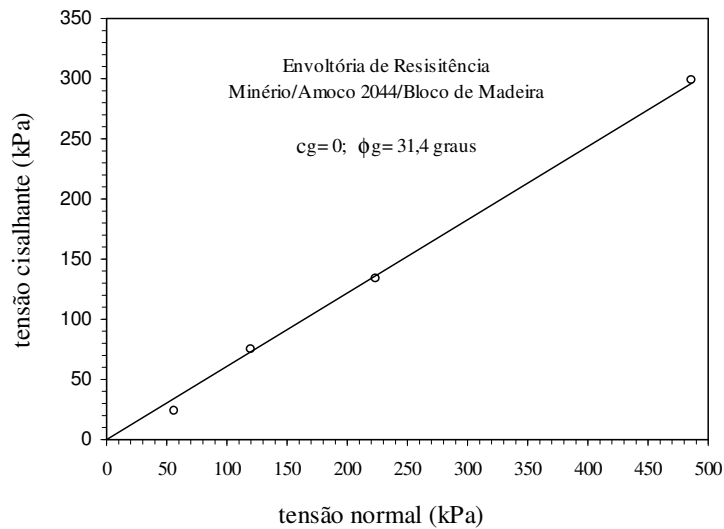


Figura 6.16– Envoltória de resistência para a interface minério/geotêxtil Amoco2044/bloco de madeira.

Analogamente, as figuras 6.17 a 6.19 apresentam os resultados para as interfaces com o sínter usado na obra, em termos das curvas tensões cisalhantes x deslocamentos horizontais (τ x DH) e deslocamentos horizontais x deslocamentos verticais (DV x DH). As envoltórias correspondentes estão indicadas nas figuras 6.20 a 6.22.

Também este material apresenta excelente comportamento em termos de resistência. No caso do sínter, o intercepto coesivo é provavelmente induzido pela presença do argilo-mineral caulinita (figura 5.5) em sua composição mineralógica.

Para as interfaces ensaiadas (figuras 6,18 e 6.19), o efeito da maior rigidez propiciado pelo bloco de madeira aparentemente resultou em uma maior interação solo/fibras têxteis, sem maiores possibilidades de maior penetração do solo na manta têxtil, resultando em um fator de atrito igual a 1,19. No caso do sínter como camadas confinantes do geotêxtil não tecido, a provável maior penetração e engastamento das partículas do solo na matriz têxtil, resultaram em um processo de cisalhamento basicamente no contexto do próprio solo, com $f = 0,99$.

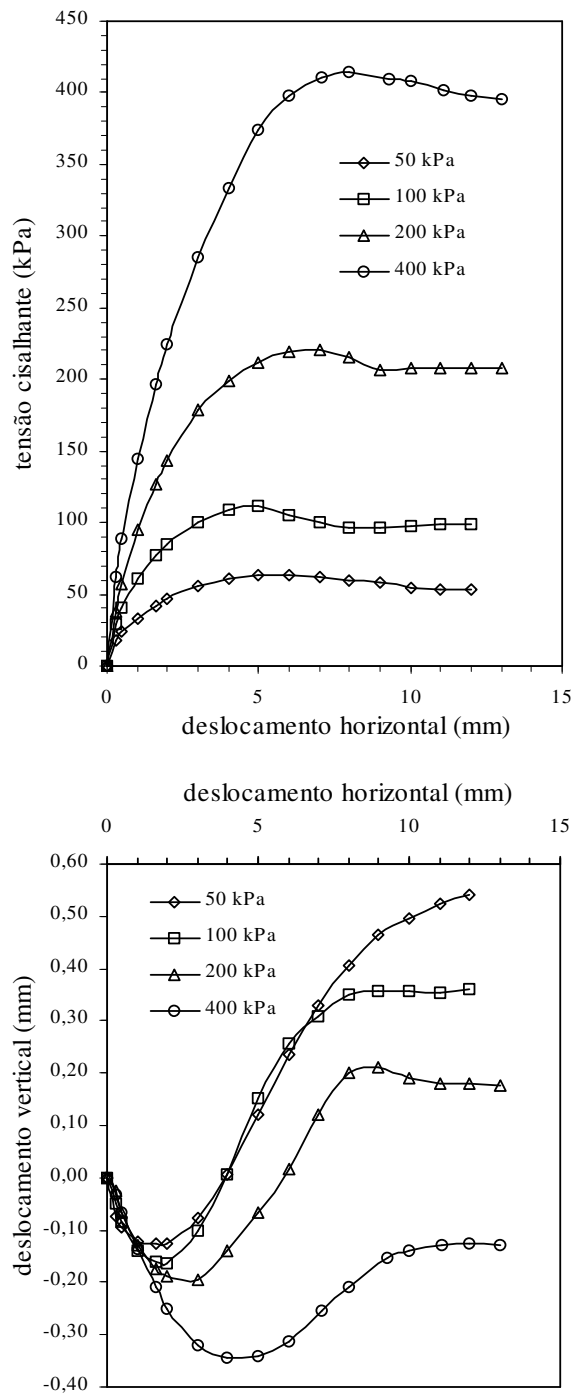


Figura 6.17- Curvas τ x DH e DV x DH para o sínter.

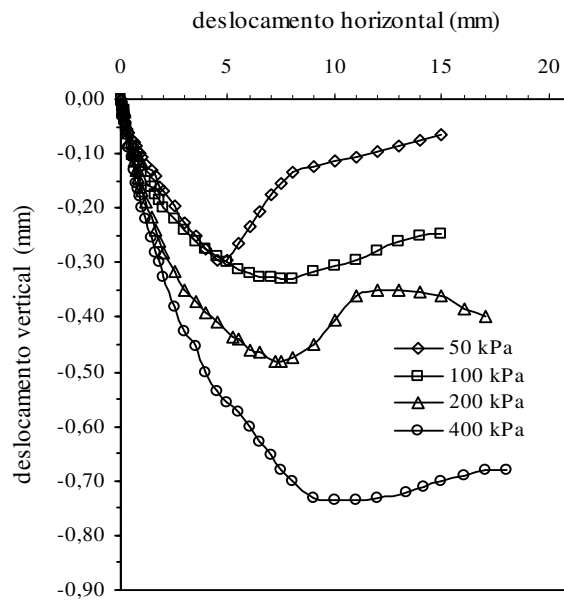
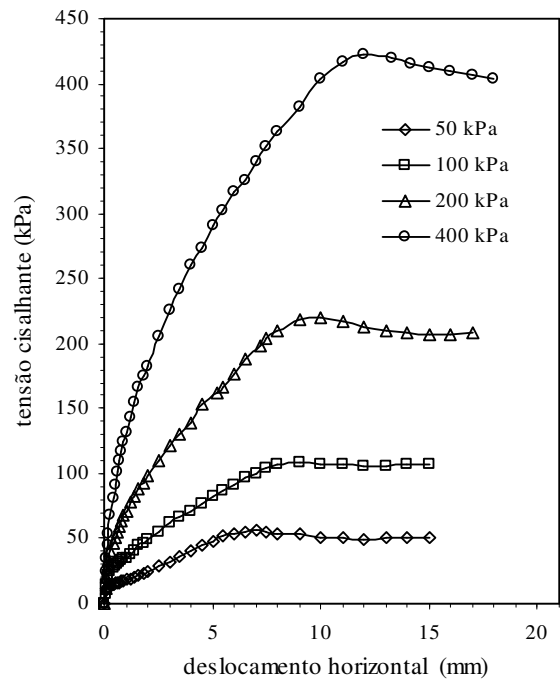


Figura 6.18- Curvas $\tau \times DH$ e $DV \times DH$ para a interface sinter/geotêxtil OP 60/sinter.

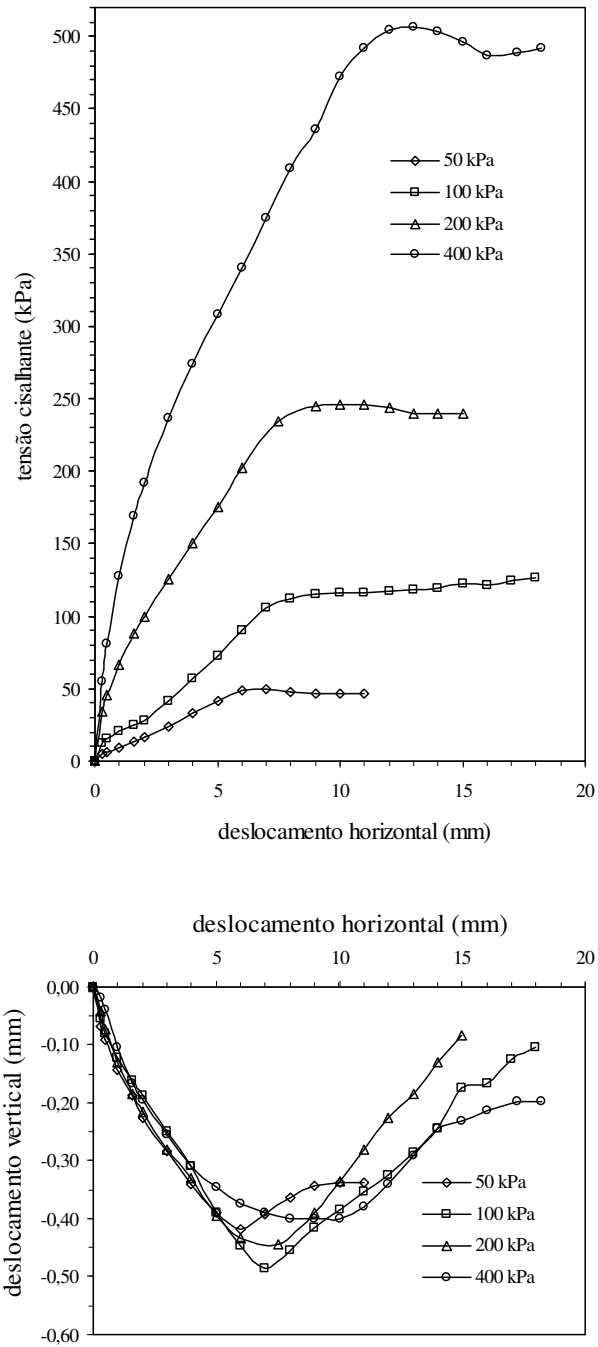


Figura 6.19- Curvas $\tau \times DH$ e $DV \times DH$ para a interface sinter/geotêxtil OP 60/bloco de madeira.

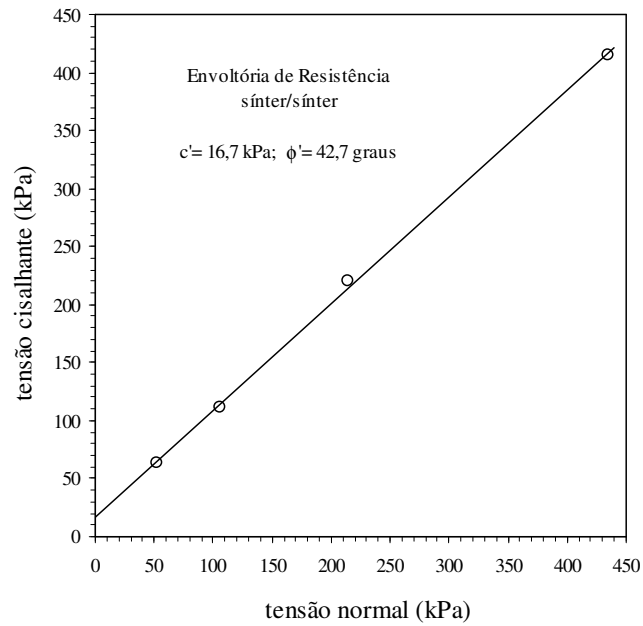


Figura 6.20 – Envoltória de resistência para o sintier.

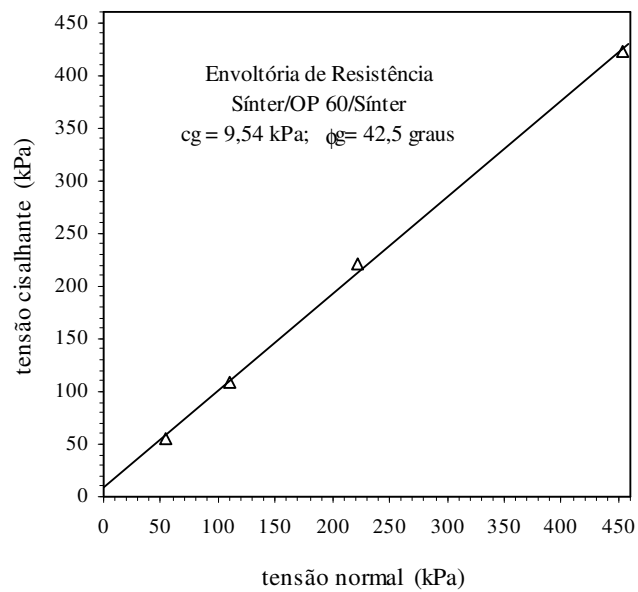


Figura 6.21– Envoltória de resistência para a interface sintier/geotêxtil OP 60/sintier.

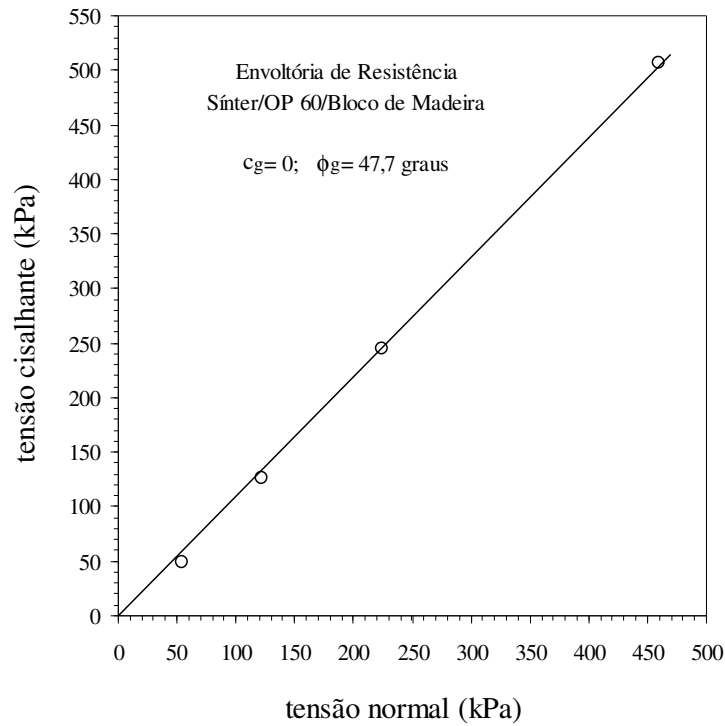


Figura 6.22– Envoltória de resistência para a interface sínter/geotêxtil OP 60/bloco de madeira.

6.3.3- Obra 3: Aterro Reforçado da MG 030 – (Nova Lima/MG)

Analogamente aos casos anteriores, foram realizadas séries de ensaios de cisalhamento direto nas interfaces solo-solo e solo-geossintético dos materiais utilizados no aterro reforçado da MG 030.

Na tabela 6.4, estão sistematizados os parâmetros de interface f e a , juntamente com os parâmetros de resistência do solo, obtidos a partir dos ensaios realizados.

Tabela 6.4- Parâmetros de Resistência de Interfaces dos Materiais do Aterro Reforçado da MG 030.

Interfaces	Solo		Interface		Fator	
	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)	c _g (kPa)	ϕ_g ($^{\circ}$)	Adesão (a)	Atrito (f)
SRI/SRI	24,3	48,4	-	-	-	-
SRI / Amoco 2010 / SRI	-	-	15,3	36,9	0,63	0,67
SRI/ Amoco 2010 / Bloco de Madeira	-	-	0	36,6	0	0,66

SRI :solo residual de itabirito

As figuras 6.23 a 6.25 apresentam os resultados dos ensaios com o solo residual de itabirito (SRI), em termos das curvas tensões cisalhantes x deslocamentos horizontais (τ x DH) e deslocamentos verticais x deslocamentos horizontais (DV x DH). As envoltórias correspondentes estão indicadas nas figuras 6.26 a 6.28.

O solo residual de itabirito apresentou também elevados parâmetros de resistência, associados à sua composição mineralógica, contendo uma distribuição granulométrica capaz de formar uma matriz compacta (figura 5.10).

Os valores obtidos para o ângulo de atrito e a coesão foram, respectivamente, de 48,4 $^{\circ}$ e 24,3 kPa.

Similarmente à configuração minério/geotêxtil Amoco 2044/minério, a presença do geotêxtil Amoco 2010 na interface com o solo residual de itabirito alterou os parâmetros de coesão do solo original. Por outro lado, o impacto sobre a aderência por atrito foi substancial, com fator de atrito igual a 0,67, essencialmente igual ao obtido substituindo-se o material da base por bloco de madeira (f=0,66).

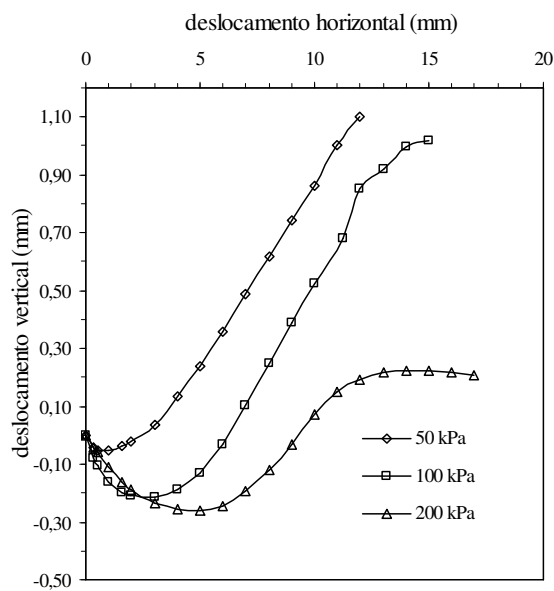
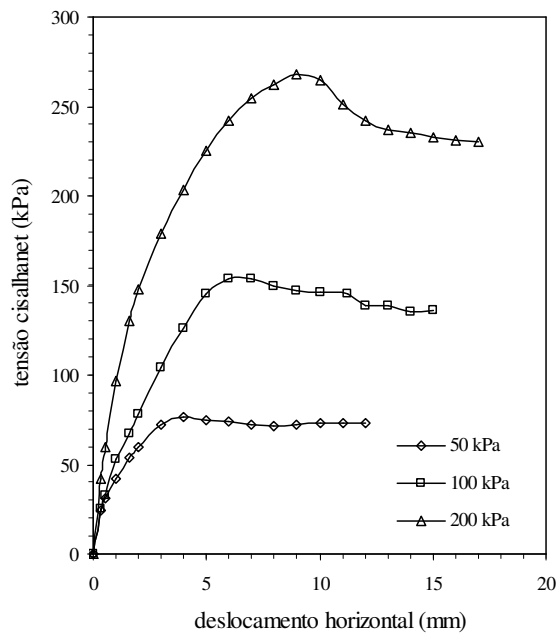


Figura 6.23- Curvas τ x DH e DV x DH para o solo residual de itabirito (SRI).

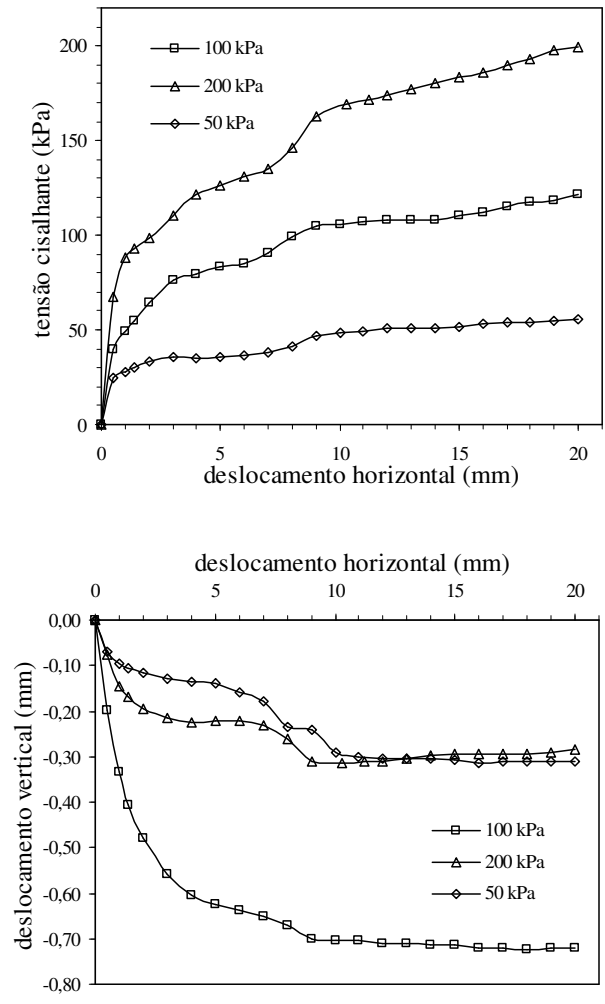


Figura 6.24- Curvas $\tau \times DH$ e $DV \times DH$ para a interface SRI/geotêxtil Amoco 2010/SRI.

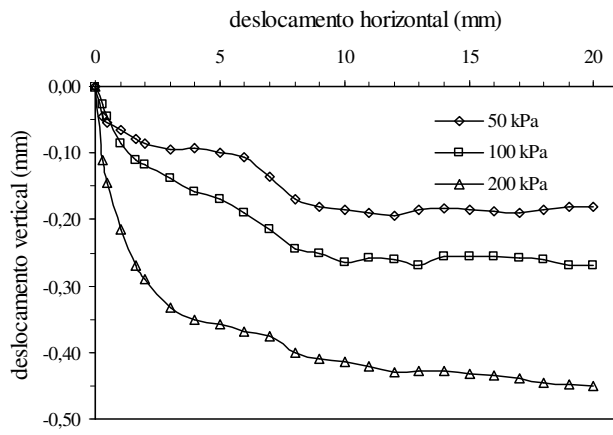
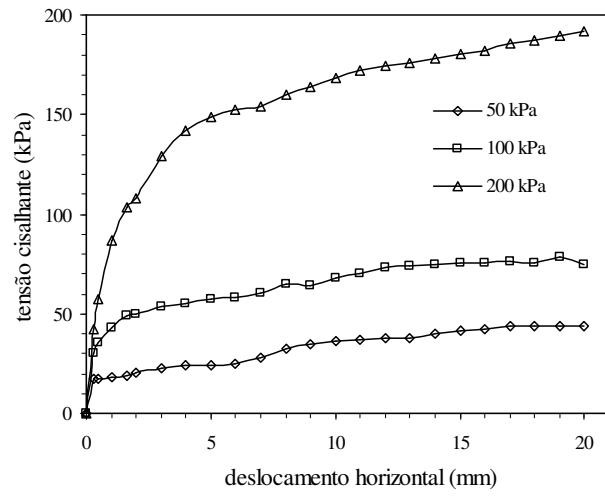


Figura 6.25- Curvas τ x DH e DV x DH para a interface SRI/geotêxtil Amoco 2010/bloco de madeira.

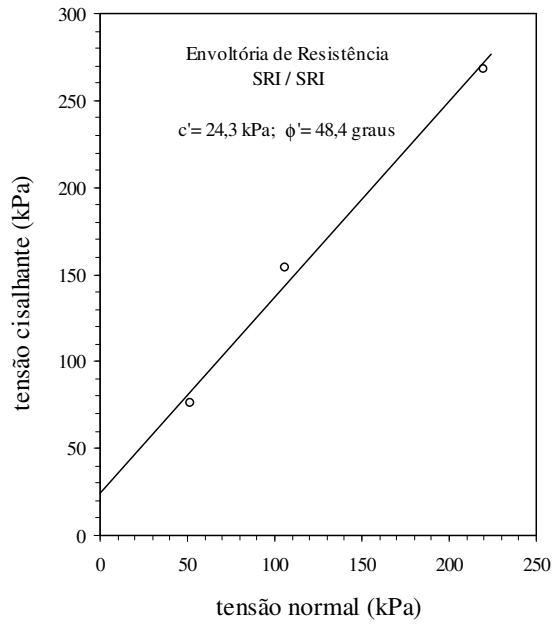


Figura 6.26- Envolvória de resistência para o solo residual de itabirito (SRI).

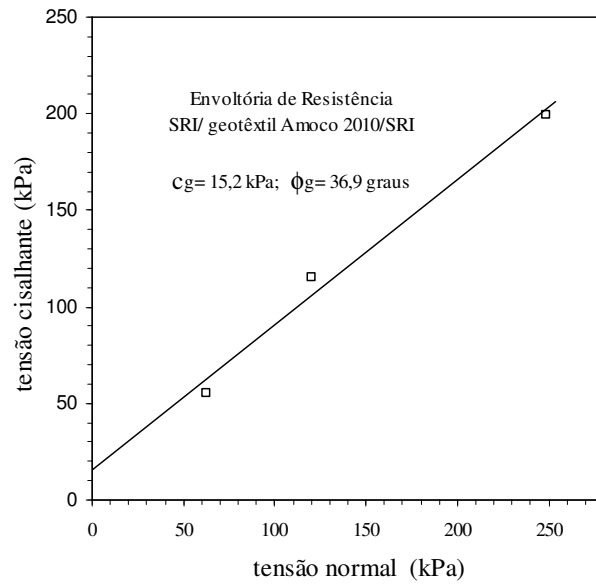


Figura 6.27- Envolvória de resistência para interface
SRI/geotêxtil Amoco 2010/SRI.

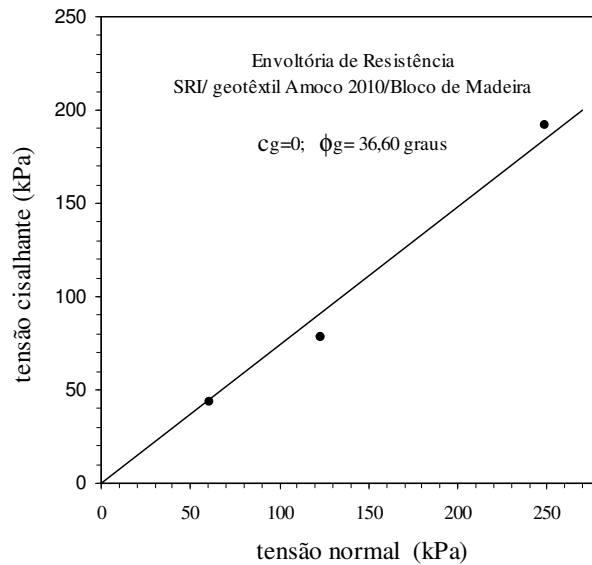


Figura 6.28- Envoltória de resistência para a interface SRI/geotêxtil Amoco 2010/bloco de madeira.

6.4 – ESTUDO COMPARATIVO ENTRE PROJETO E PESQUISA

Na tabela 6.5, apresenta-se um quadro comparativo entre os valores dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios com aqueles adotados quando da elaboração dos projetos (capítulo 3 deste trabalho).

No caso do minério “in situ”, o valor do ângulo de atrito superior na pesquisa pode estar associado aos diferentes métodos e condições de ensaios adotadas pelo DER/MG (ensaios triaxiais em condição não drenada) e pela pesquisa (ensaios de cisalhamento direto em condição drenada).

Para o sínter não foram efetuados ensaios específicos, tendo sido adotados os valores dos parâmetros de resistência obtidos para fração ensaiada do minério “in situ”. Os valores obtidos nos ensaios agora efetuados mostraram-se equivalentes aos adotados, com variação na faixa de 10% para ambos os parâmetros de resistência.

Em relação ao solo residual de itabirito (SRI), os valores de projeto foram simplesmente adotados durante a execução. Os resultados obtidos demonstram que o

solo residual de itabirito e o minério “in situ” são materiais da mesma gênese e litologia.

Para a areia micácea, os valores adotados de projeto foram baseados em correlações com resultados de ensaios de compressão simples de corpos de provas moldados em cilindros do tipo CBR. Esta correlação mostrou valores mais conservativos do que aqueles determinados nos ensaios de cisalhamento direto feitos neste estudo.

Os parâmetros de projeto adotados para a obra da MG 030 foram francamente conservativos. O material utilizado apresenta, na verdade, um excelente comportamento geotécnico, propiciando um desempenho da estrutura em solo reforçado muito superior ao inicialmente previsto.

Tabela 6.5- Valores Comparativos entre os Parâmetros de Resistência.

Material	Pesquisa		Projeto		Variação Pesquisa/Projeto (%)	
	ϕ' (°)	c (kPa)	ϕ' (°)	c (kPa)	ϕ' (°)	c (kPa)
minério	48,3	13,1	38,9	19,6	+24,16	-33,16
sínter	42,6	17,6	38,9	19,6	+9,51	-10,20
SRI	48,4	24,5	30,0	0,00	+61,33	*
areia micácea	36,7	4,9	30	10	+22,33	-51,00

SRI: solo residual de itabirito.

ENSAIOS DE TRAÇÃO CONFINADA

7.1- CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Basicamente, o dimensionamento das estruturas de solos reforçados está condicionado pelas propriedades da resistência à tração das inclusões e pelos parâmetros de resistência do solo confinante.

A resistência à tração dos materiais geossintéticos, em especial a dos geotêxteis, são determinadas convencionalmente a partir de ensaios sem a aplicação de tensões de confinamento, principalmente porque na indústria têxtil, estes constituem procedimentos de aferição e controle de qualidade de fabricação do material.

A partir destes critérios como produtos têxteis, inúmeras normalizações adicionais foram introduzidas com a finalidade de quantificar esses materiais para aplicações geotécnicas. Neste contexto, quando utilizado como material de reforço em obras geotécnicas, o geotêxtil trabalha sob determinadas tensões de confinamento. Nos últimos anos, vários equipamentos e metodologias de ensaios foram desenvolvidos por diversos autores tais como: McGown et al (1982), El-Fermaoui e Nowatzki (1982), Christopher et al (1986), Siel et al (1987), Leshchinsky e Field (1987), Kokkalis e Papacharisis (1989), Wu e Arabian (1990) e Ling et al. (1992) e uma revisão geral destas metodologias pode ser encontrada em Gomes (1993).

Para estudar os efeitos do confinamento sobre as propriedades mecânicas dos geotêxteis utilizados nas obras de reforço analisadas, procedeu-se a um extenso estudo de determinação da resistência à tração confinada destes materiais para as interfaces em questão. Este estudo foi desenvolvido em equipamento específico, disponível na UnB

(Gomes, 1993; Tupa, 1994), tendo sido feitas adaptações para os estudos apresentados a seguir (Martins, 2000).

7.2- EQUIPAMENTOS DO ENSAIO

No início da década de 90, foi desenvolvido na Universidade de Brasília um equipamento para ensaios de tração confinada em materiais geossintéticos, a partir de adaptações feitas num equipamento de cisalhamento direto de grande porte (caixas de dimensões 200 x 200 x 100mm), cujo desenho esquemático é apresentado na figura 7.1.

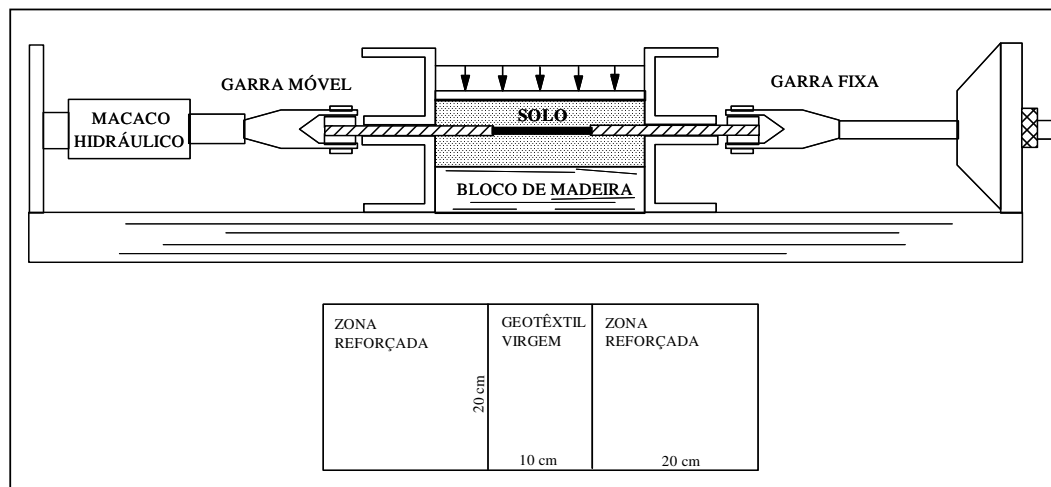
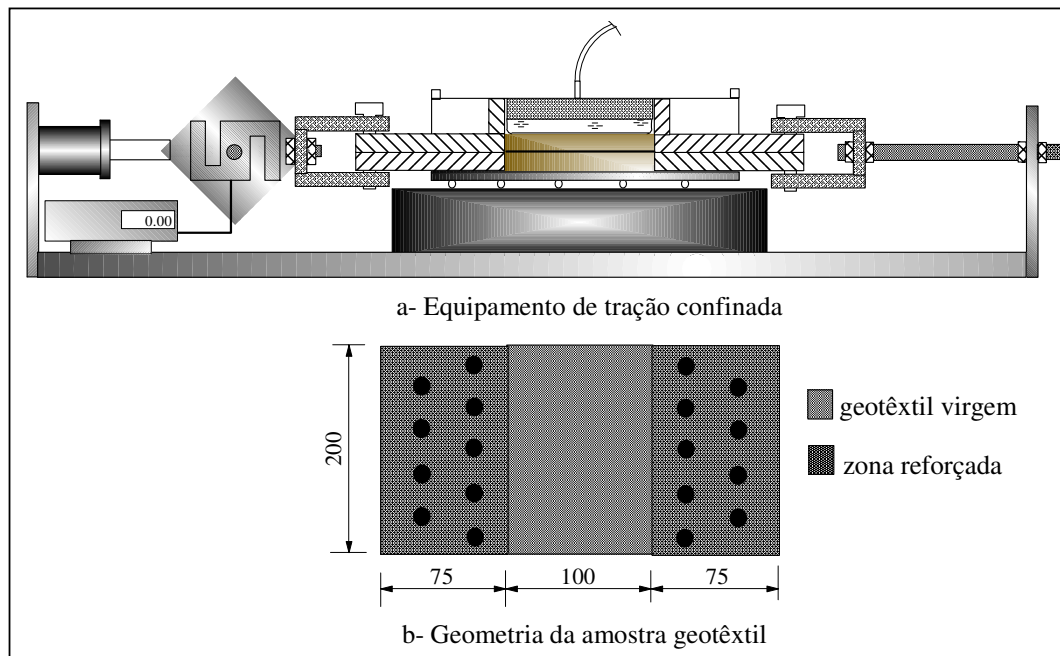


Figura 7.1- Primeira versão do equipamento de tração confinada da UnB

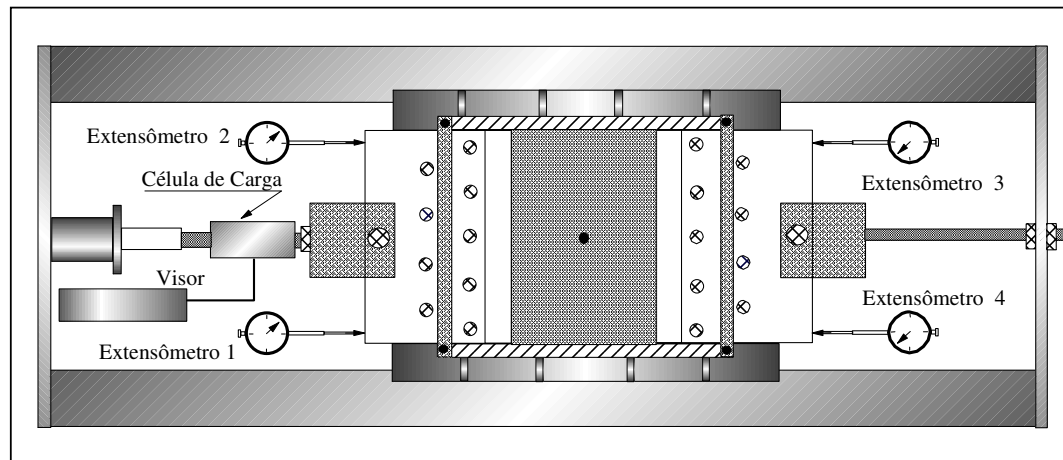
(Gomes, 1993)

Com base na estrutura geral do equipamento disponível e mediante a introdução de uma nova célula de tração, a qual procura simular a movimentação da face de uma estrutura de solo reforçado quando solicitado, redefiniu-se o equipamento numa segunda versão otimizada (figura 7.2a). O sistema de tração é o mesmo utilizado no equipamento anterior, sendo composto por um circuito de dois macacos hidráulicos (capacidade de 100 kN, tração-compressão e curso máximo de 50 mm). O segundo macaco hidráulico (tração-compressão) foi, como no caso anterior, posicionado em uma prensa convencional de ensaio triaxial. A ligação das mangueiras entre os macacos é feita de tal modo que o esforço de compressão aplicado sobre um deles provoca igual

compressão sobre o outro, com a prensa permitindo que esta transferência de carga se dê a velocidades constantes e pré-estabelecidas.



(a)



(b)

Figura 7.2- Segunda versão do equipamento de tração confinada da UnB

(a)- Vista do equipamento com detalhe geométrico da amostra geotêxtil;

(b)- Vista em planta, mostrando o posicionamento dos extensômetros.

As forças de tração foram medidas através de uma célula de carga de fabricação Kratos, com capacidade máxima de 20 kN, capacidade mínima de 25 N e precisão de 5 N. Para a medição dos deslocamentos horizontais, foram utilizados quatro extensômetros de 0,01 mm/div e curso máximo de 50 mm (figura 7.2b) nas garras fixa e móvel (dois extensômetros em cada uma), posicionados com auxílio de barras magnéticas. As garras são conectadas a um sistema rotulado que permite a livre movimentação longitudinal e rotacional das mesmas.

Os deslocamentos são calculados através das médias das diferenças de deslocamentos obtidos ao longo das seções definidas pelos extensômetros 1-4 e 2-3, tal que:

$$d = \frac{[(\Delta l_1 - \Delta l_4) + (\Delta l_2 - \Delta l_3)]}{2} \cdot 100 \quad (7.1)$$

onde:

d : deslocamento da amostra em milímetros;

Δl_1 : diferença de leituras do extensômetro 1;

Δl_2 : diferença de leituras do extensômetro 2;

Δl_3 : diferença de leituras do extensômetro 3;

Δl_4 : diferença de leituras do extensômetro 4.

Os alongamentos (ϵ), expressos em porcentagem, são dados pela relação entre os deslocamentos e o comprimento inicial da amostra, igual a 100 mm.

A tensão normal sobre o solo e o geotêxtil foi aplicada através de uma bolsa de borracha pressurizada (ar comprimido), reagindo contra um sistema de reação composto por vigas metálicas, ancoradas à estrutura por hastes rosqueadas (figura 7.3). Um sistema de manômetros permite a medição das pressões normais atuantes, que são mantidas constantes, controlando-se o fluxo de ar comprimido através de registros de ajustes finos inseridos no sistema de pressurização.

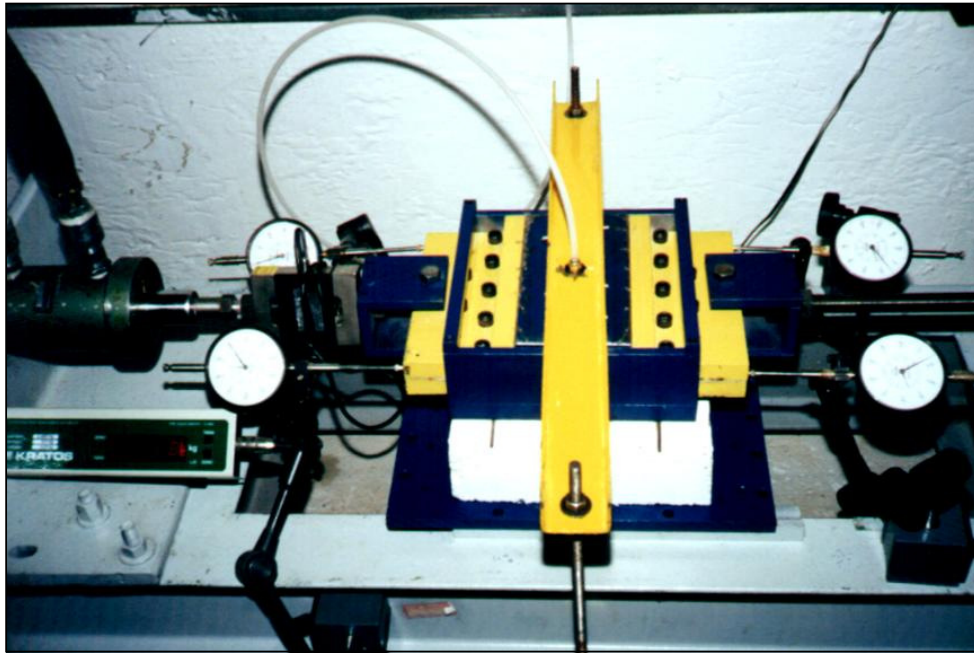


Figura 7.3- Detalhe da instrumentação do equipamento de tração confinada e do sistema de reação.

7.3- PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

7.3.1 - Preparação das Amostras dos Solos

A forma de se preparar as amostras dos solos foi condicionada pela natureza dos mesmos. Para as areias e o sínter, empregou-se a técnica da "chuva de areia" com uma altura de queda de 50 cm. Para os solos coesivos, os corpos de prova foram previamente preparados e umedecidos na umidade ótima ($\pm 2\%$), obtida no ensaio de Proctor Normal e, posteriormente, compactados estaticamente através de um sistema adaptado no laboratório, atendendo a mesma energia de compactação dinâmica. A espessura final do solo compactado confinante foi de 20 mm. Cabe ressaltar que, durante o processo de compactação dos corpos de prova, o sistema era travado de forma a não permitir o deslocamento da garra móvel.

Com a finalidade de eliminar-se o atrito de contato entre as garras e as laterais e as garras e a base da caixa, as interfaces entre o solo e a caixa e entre o solo e as faces das garras foram untadas com graxa .

7.3.2- Preparação das Amostras de Geotêxteis

As amostras têxteis ensaiadas foram recortadas nas dimensões de 200 x 250 mm, compostas por três zonas distintas, conforme indicado na figura 7.2a. A parte central, com dimensões de 100 x 200mm, corresponde ao corpo de prova do geotêxtil a ser efetivamente ensaiado com confinamento. As extremidades foram reforçadas com resina epóxi de elevada resistência (Araldite M + endurecedor HY956 da Ciba-Geigy), na proporção 5:1, de acordo com as recomendações feitas por Gomes (1993), permitindo-se uma melhor aderência do sistema garra-geotêxtil e deixando como trecho virgem apenas aquele envolto pelas camadas de solo (parte central).

7.3.3 – Interfaces Ensaaiadas

Os sistemas solos-geossintéticos ensaiados, visando reproduzir os arranjos das obras estudadas, foram os seguintes: sínter/ geotêxtil OP 60/sínter, areia micácea/geotêxtil Santa Fé/areia micácea, minério /geotêxtil Amoco 2044/minério e solo residual de itabirito/geotêxtil Amoco 2010/solo residual de itabirito (SRI). Foram realizados também ensaios–testes usando uma areia de filtro (figura 7.4), cuja curva granulométrica e propriedades índices são apresentadas, respectivamente, na figura 7.5 e na tabela 7.1, na seguinte interface: areia de filtro/geotêxtil OP 30/areia de filtro.

Nos ensaios envolvendo interfaces sem contato direto entre o geotêxtil e o solo, o confinamento foi imposto através de uma camada dupla de membrana de borracha, num arranjo do tipo: solo/membrana/membrana/geotêxtil/membrana/membrana/solo. As dimensões das membranas dispostas sob e sobre o geotêxtil foram 100 x 200 mm. As interfaces membrana/membrana/geotêxtil superior e inferior foram lubrificadas com camadas de graxa, visando a minimização do atrito nestas interfaces.

As tensões de confinamento adotadas foram similares às dos ensaios de cisalhamento direto, com a tensão máxima limitada, no entanto, a 200 kPa, devido às restrições impostas pelo próprio equipamento de ensaio.

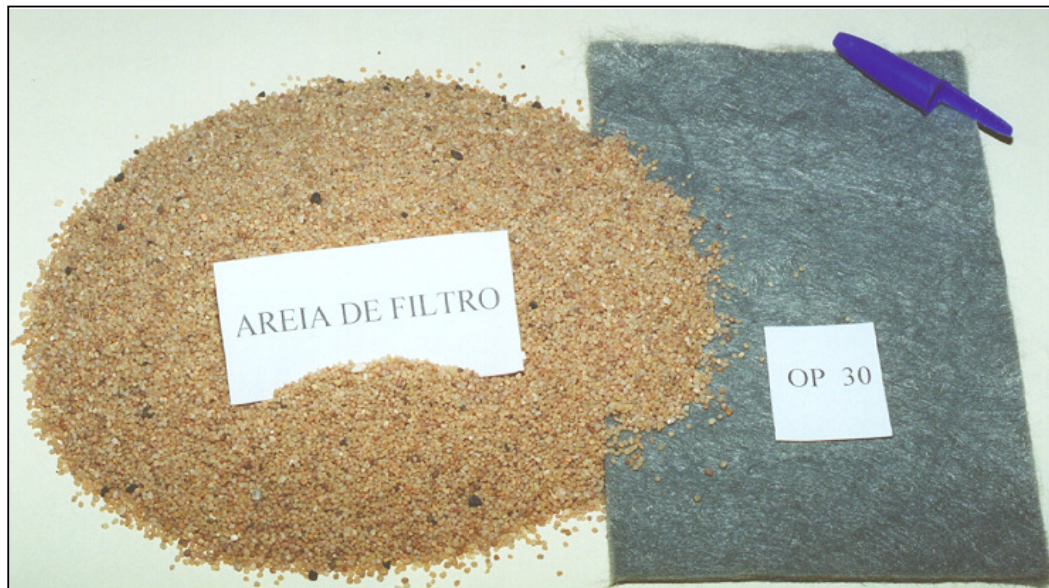


Figura 7.4- Amostras da areia de filtro e do geotêxtil OP 30 utilizados nos ensaios-testes

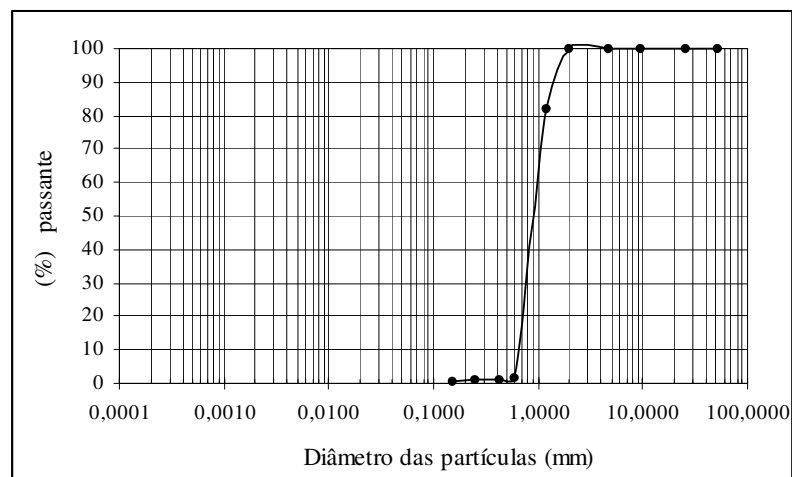


Figura 7.5- Curva de distribuição granulométrica da areia de filtro

Tabela 7.1- Propriedades Índices da Areia de Filtro

D ₅₀ (mm)	C _u	G	e _{máx}	γ _{min.} (kN/m ³)	e _{min}	γ _{max.} (kN/m ³)
0,90	1,61	2,70	0,853	13,60	0,571	16,53

7.3.4- Velocidade de Ensaio

A velocidade de ensaio adotada no presente trabalho correspondeu a uma taxa de deformação de 2,2%/min. Devido a dependência do comportamento tensão-deformação do geossintético com a velocidade de ensaio, recomenda-se uma taxa de deformação de 2%/min para reforços susceptíveis a fluência (McGown et al.,1982). Para os geossintéticos de poliéster fabricados no país, verificou-se que o efeito de variações de velocidade não foram relevantes (Gomes, 1993).

7.4- RESULTADOS DOS ENSAIOS

7.4.1- Ensaio Testes

Com o intuito de se proceder a calibração final do equipamento, uma série de ensaios testes foram realizados utilizando-se amostras da areia de filtro com geotêxtil não tecido OP 30, como exposto anteriormente, sob tensões confinantes de 50 e 100 kPa. Os resultados obtidos, expressos sob a forma de curvas cargas x alongamentos e rigidez secante x alongamentos estão apresentadas na figura 7.6. Para efeitos de correlação, estes resultados foram comparados com ensaios executados com a mesma configuração, com tensões de confinamento de 0, 50 e 100 kPa, na versão inicial do equipamento (Gomes, 1993).

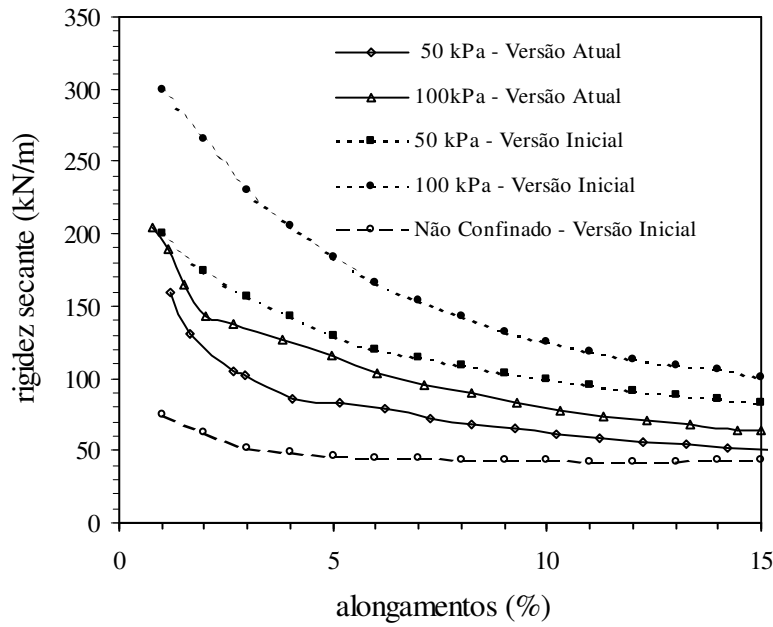
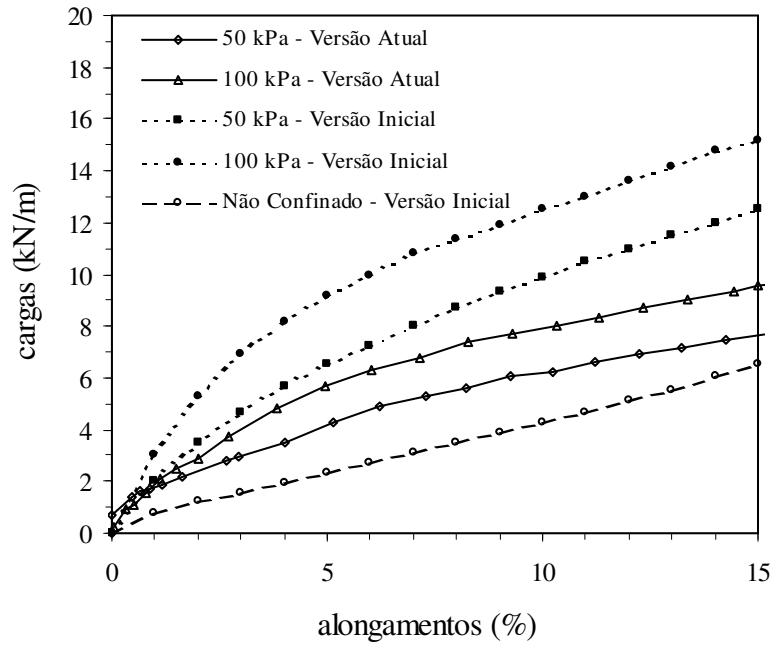


Fig. 7.6- Resultados de ensaios de tração confinada em interfaces areia de filtro / OP 30, para as versões inicial e atual do equipamento.

Em comparação com os ensaios realizados por Gomes (1993), além dos valores ficarem abaixo daqueles encontrados, percebe-se claramente a tendência do material apresentar valores similares da resistência não confinada para alongamentos da ordem de 15%. Este fator está associado ao comportamento que o conjunto solo-geotêxtil apresenta neste novo ensaio, onde o desconfinamento do solo é induzido logo após a aplicação da tensão de confinamento. Além disso, nota-se que as curvas correspondentes para à tração confinada e de rigidez para 100 kPa da versão atual do equipamento, apresentam resultados inferiores àquelas obtidas para tensão de confinamento de 50 kPa para a versão inicial do equipamento. Este fato pode ser atribuído em partes à concentração de tensões das zonas enrijecidas dos corpos de prova sujeitas às tensões de confinamento, aumentando a área de influência (figura 7.1), o que não acontece no novo equipamento (figura 7.2).

De maneira a quantificar esta influência, considerando-se as duas condições extremas de ensaios, ou seja, sem confinamento (curvas obtidas no equipamento inicial) e confinamento de 100 kPa, para um alongamento de 5%, Gomes (1993) registra um aumento da rigidez secante de 45 para 183 kN/m (acréscimo da ordem de 300%). Nos ensaios realizados este valor aumentou de 45 para 118 kN/m (acréscimo da ordem de 162%), ou seja, o equipamento da versão inicial, apresenta um resultado 55% superior ao obtido no equipamento da versão atual.

7.4.2- Obra 1: Encontros do Viaduto da MG123 x EFVM - (Rio Piracicaba/MG)

Nas figuras 7.7 a 7.9, são apresentados os resultados dos ensaios realizados nas interfaces areia micácea/geotêxtil Santa Fé, para tensões de confinamento de 0, 50, 100 e 200 kPa.

Da figura 7.7a, verifica-se que o valor da rigidez secante do geotêxtil, para um alongamento de 1%, passou de 74,35 kN/m de uma condição sem confinamento para 504,62 kN/m sob uma tensão confinante de 200 kPa, com um acréscimo na ordem de 575%; para um alongamento de 5%, a rigidez secante passou de 89,18 kN/m para 226,13 kN/m, com um acréscimo da ordem de 154%.

A figura 7.7b evidencia a não influência do solo nos valores medidos da resistência à tração e da rigidez secante, sob a ação de confinamento.

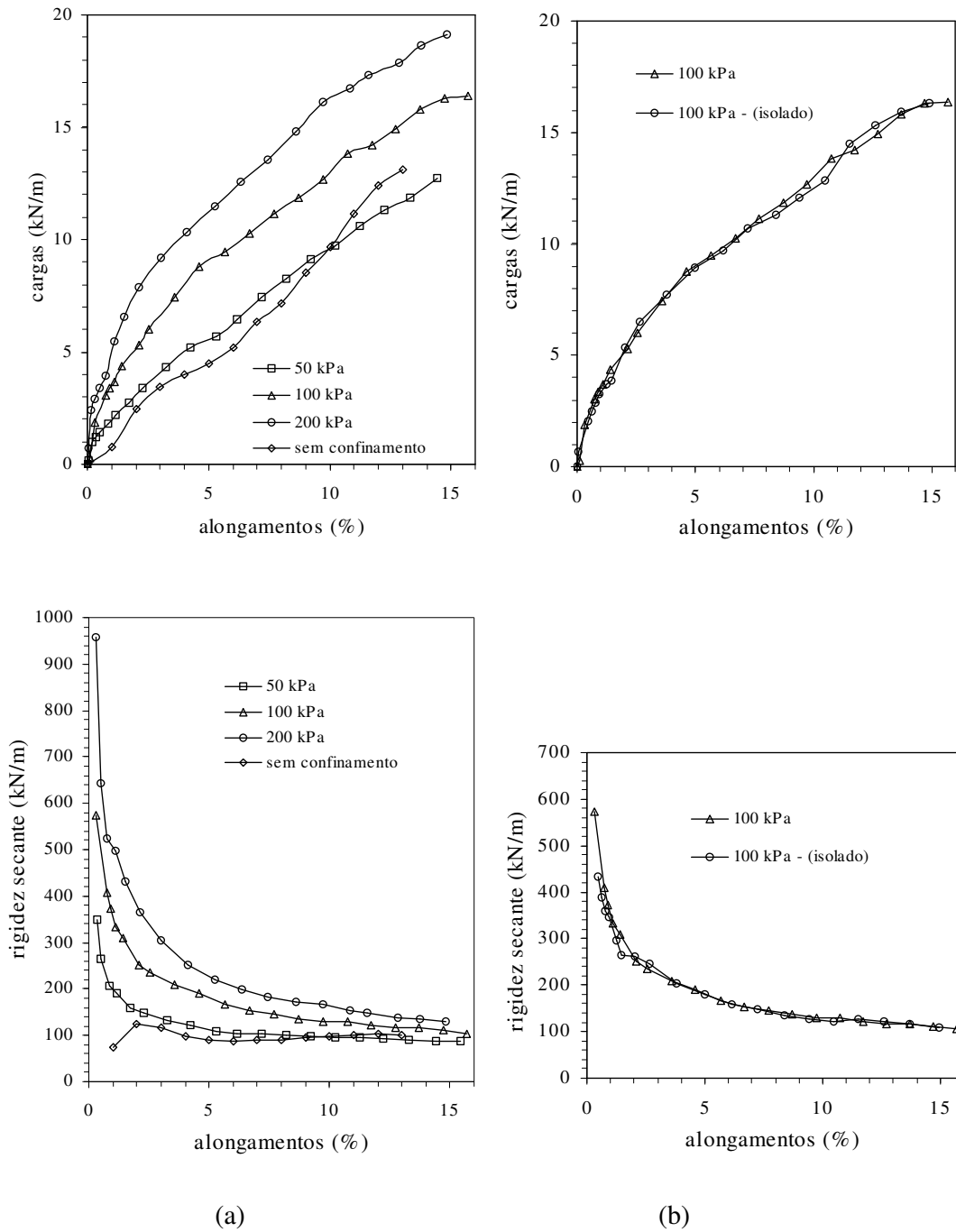


Figura 7.7- Resultados dos ensaios de tração confinada em interfaces areia micácea/geotêxtil não tecido Santa Fé.

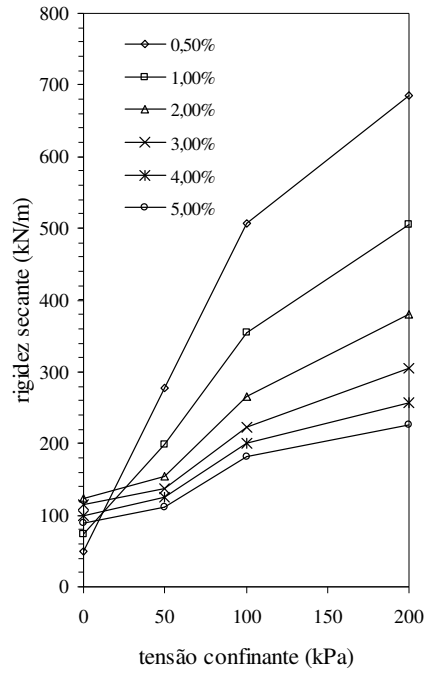


Figura 7.8– Comportamento rigidez secante x tensão confinante para diferentes alongamentos de interfaces areia micácea/geotêxtil não tecido Santa Fé.

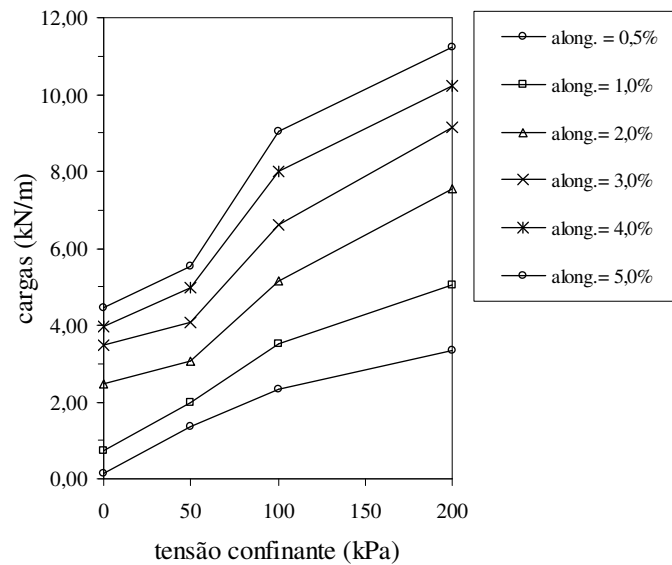


Figura 7.9- Comportamento cargas x tração confinante para diferentes alongamentos de interfaces areia micácea /geotêxtil não tecido Santa Fé.

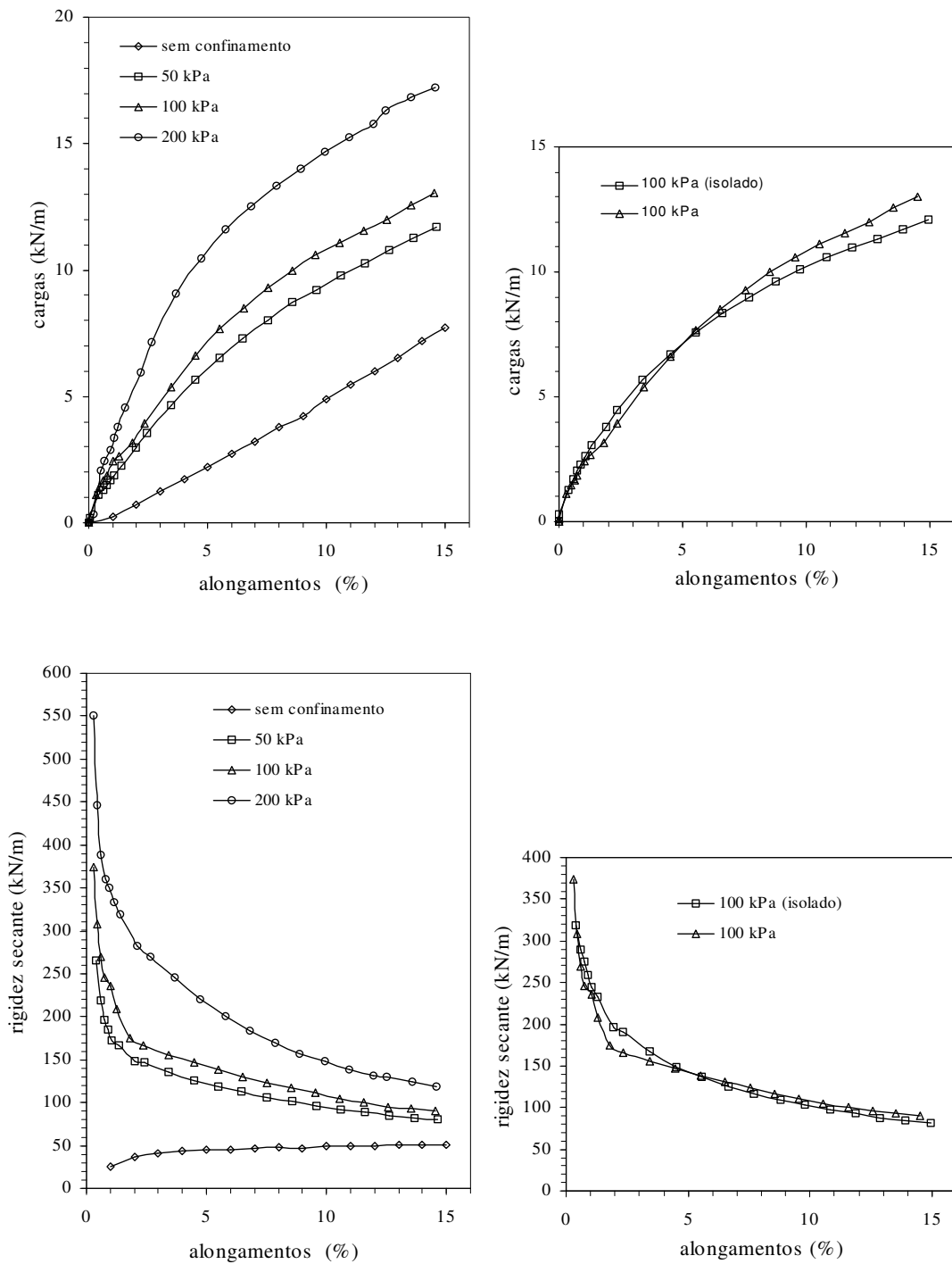
7.4.3- Obra: Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381

7.4.3.1 - Ensaio Realizados em Interfaces Sínter/Geotêxtil OP 60

São apresentados, na figura 7.10a, os resultados dos ensaios realizados em amostras do geotêxtil OP 60, sob tensões de confinamento de 0, 50, 100 e 200 kPa, utilizando-se como solo de confinamento o sínter. Na figura 7.10b, são mostrados os resultados dos ensaios para tensão confinante igual a 100 kPa, para os casos de geotêxtil isolado e em contato com o solo confinante. Nestas condições, verifica-se que o efeito do embricamento do solo confinante na manta geotêxtil praticamente não contribui nos resultados, mostrando que os valores da resistência à tração e da rigidez secante do reforço são afetados essencialmente pelos efeitos do confinamento; no entanto, o embricamento contribui para minimizar o efeito da estrição da manta geotêxtil quando tracionada.

Da figura 7.10, observa-se que, para um alongamento de 1%, o valor da rigidez secante passou de 24,75 kN/m do estado não confinado para 319,06 kN/m, sob uma tensão confinante de 200 kPa, o que corresponde a um acréscimo da ordem de 1190%. Para um alongamento de 5%, o valor da rigidez secante passou de 44,55 kN/m do estado não confinado para 215,49 kN/m, sob uma tensão de 200 kPa, o que corresponde a um acréscimo da ordem de 384%.

Nas figuras 7.11 e 7.12, são apresentadas, respectivamente, as envoltórias de comportamento rigidez secante x tensões confinantes e cargas x tensões confinantes.



(a)

(b)

Figura 7.10- Resultados dos ensaios de tração confinada em interfaces
sínter/geotêxtil não tecido OP 60

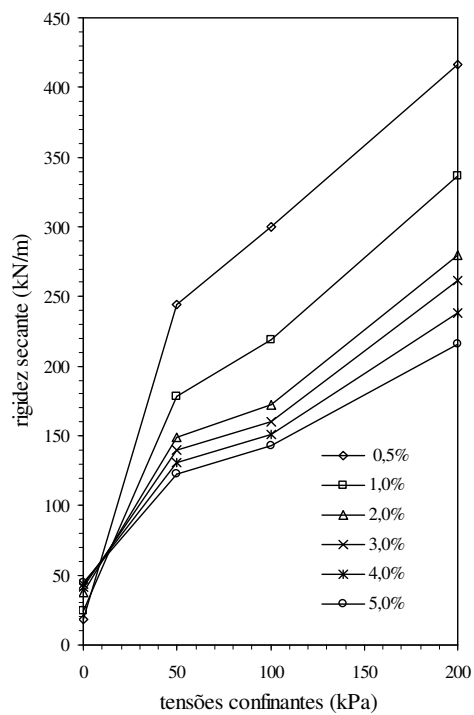


Figura 7.11– Comportamento rigidez secante x tensão confinante para diferentes alongamentos de interfaces sínter/geotêxtil não tecido OP60.

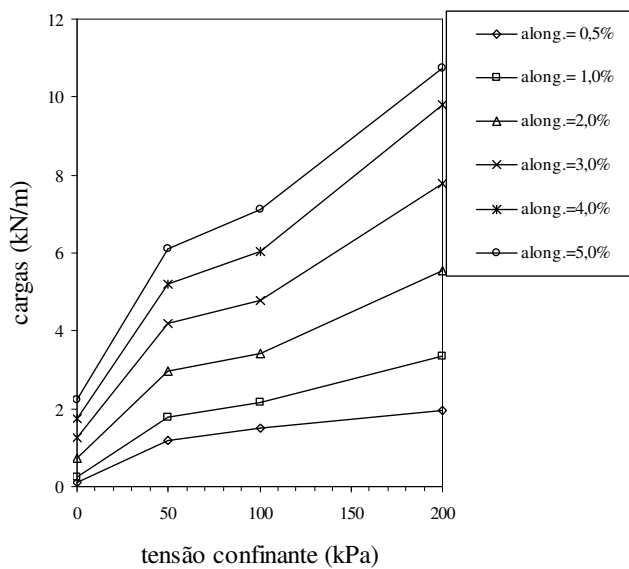


Figura 7.12– Comportamento cargas x tensão confinante para diferentes alongamentos de interfaces sínter/geotêxtil não tecido OP60.

7.4.3.2 - Ensaios Realizados em Interfaces Minério/Geotêxtil Amoco 2044

Na figura 7.13, são mostrados os resultados dos ensaios realizados na interface minério / geotêxtil Amoco 2044. Analogamente aos ensaios de tração simples, repetiram-se os problemas de deslizamento da amostra têxtil em relação às garras. Assim, os resultados indicados estão comprometidos em termos da resposta efetiva do geotêxtil sob efeitos de confinamento. Entretanto, constatou-se um comportamento similar das curvas em relação aos ensaios precedentes e a não influência direta dos efeitos de embricamento do solo confinante (figura 7.13b).

Neste contexto, é importante enfatizar a necessidade de adoção de procedimentos específicos, em termos da ancoragem de geotêxteis tecidos de maior gramatura nas garras dos ensaios de tração, de forma a assegurar a representatividade dos resultados.

7.4.4- Obra: Aterro Reforçado da MG 030

Foram realizados ensaios de tração confinada, para tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa, em interfaces solo residual de itabitiro/geotêxtil Amoco 2010, cujos resultados são apresentados nas figuras 7.14 a 7.16.

Da figura 7.14a, verifica-se que o valor da rigidez secante do geotêxtil para um alongamento de 1%, passou de 183,13 kN/m de uma condição sem confinamento para 490,24 kN/m sob uma tensão confinante de 200 kPa, com um acréscimo da ordem de 167%; para um alongamento de 5%, a rigidez secante passou de 142,55 kN/m para 382,18 kN/m, com um acréscimo na ordem de 168%.

A figura 7.14b, mostra o comportamento à tração do geotêxtil sob confinamento de 100kPa, nos casos em que o mesmo está isolado e em contato com o solo. Como nos casos anteriores, observa-se que o embricamento praticamente não tem influência nos valores de resistência à tração e da rigidez secante do reforço. Como a malha do geotêxtil Amoco 2010 é bem fechada, estes efeitos são menos acentuados ainda.

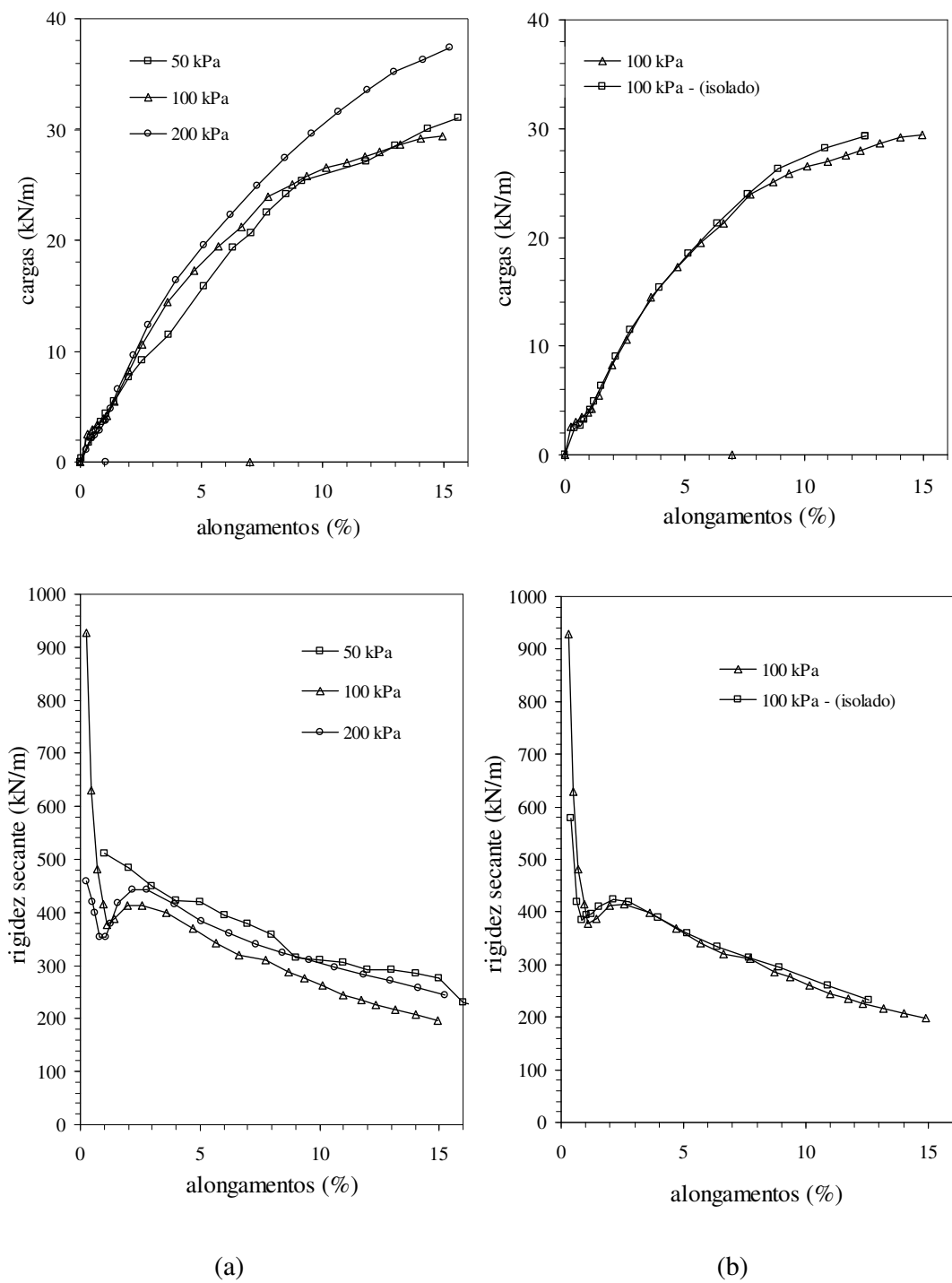


Figura 7.13- Resultados dos ensaios de tração confinada em interfaces minério/ tecido Amoco 2044.

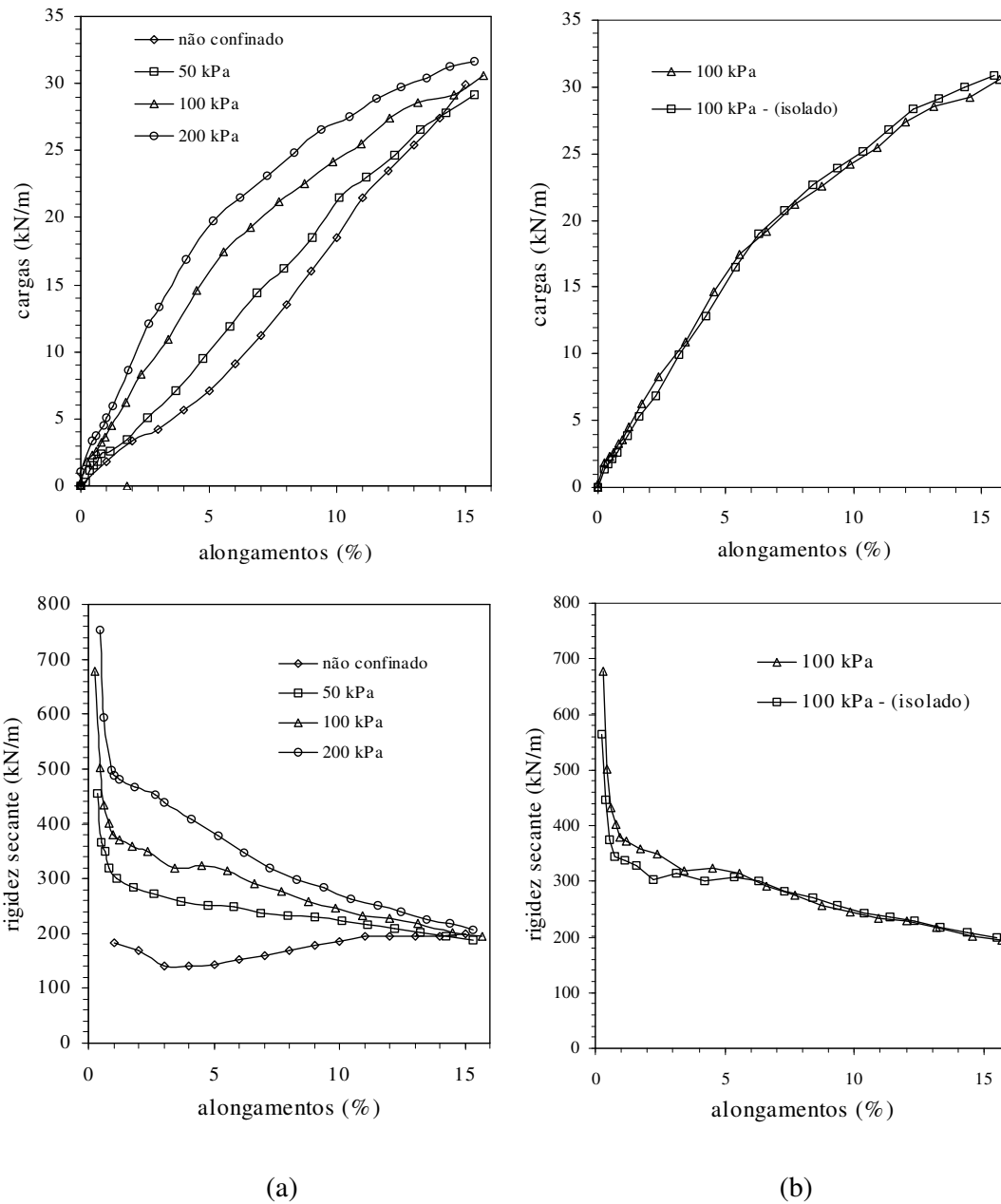


Figura 7.14- Resultados dos ensaios de tração confinada em interfaces solo residual de itabirito /geotêxtil tecido Amoco 2010.

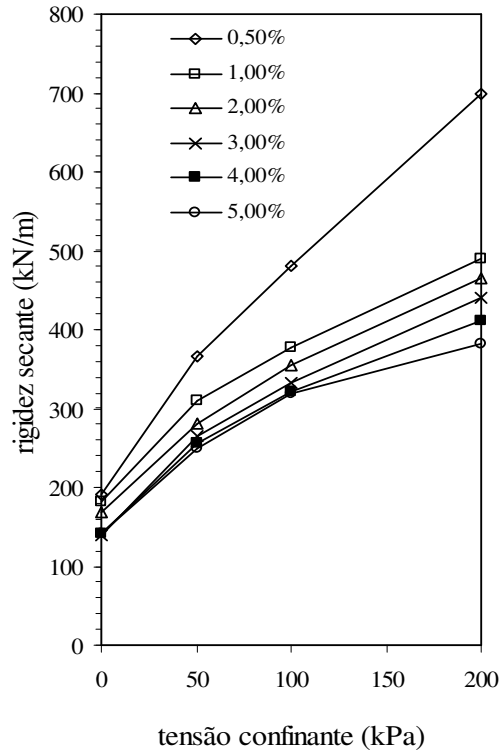


Figura 7.15– Comportamento rigidez secante x tensão confinante para diferentes alongamentos de interfaces SRI/geotêxtil tecido Amoco 2010.

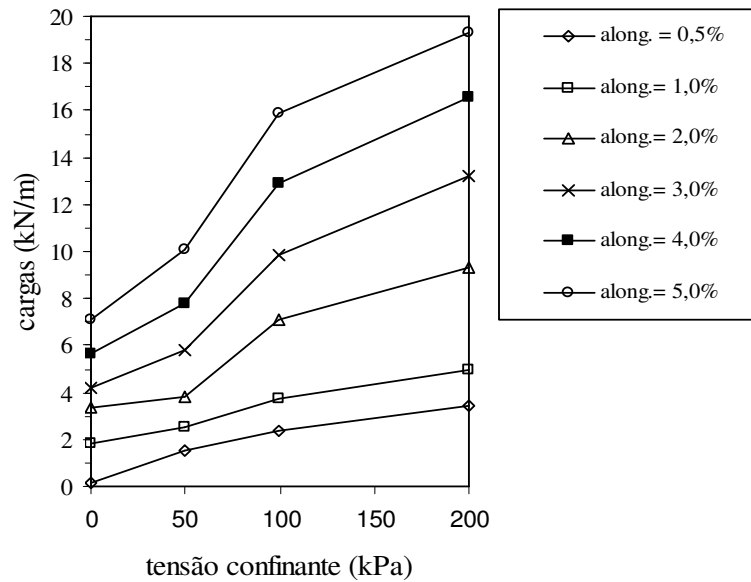


Figura 7.16- Comportamento cargas x tração confinante para diferentes alongamentos de interfaces SRI/geotêxtil tecido Amoco 2010.

Os ensaios realizados evidenciam uma redução acentuada dos efeitos de confinamento a partir de alongamentos da ordem de 15%. Porém, mesmo com grandes deformações, as propriedades de resistência do reforço são superiores, quando comparando-se os valores relativos ao estado confinado com os valores do estado não confinado. Neste caso, um estudo de deformação da estrutura considerando valores representativos das rigidezes do reforço e do solo envolvente poderá permitir uma avaliação crítica das condições reais de dimensionamento das estruturas em solo reforçado.

Neste sentido, o equipamento proposto, embora simples e com certas limitações, representa uma evolução no estudo da tração confinada de materiais geossintéticos, por incorporar os efeitos decorrentes da deformabilidade contínua da estrutura. A figura 7.17 apresenta algumas amostras dos geotêxteis ensaiados.

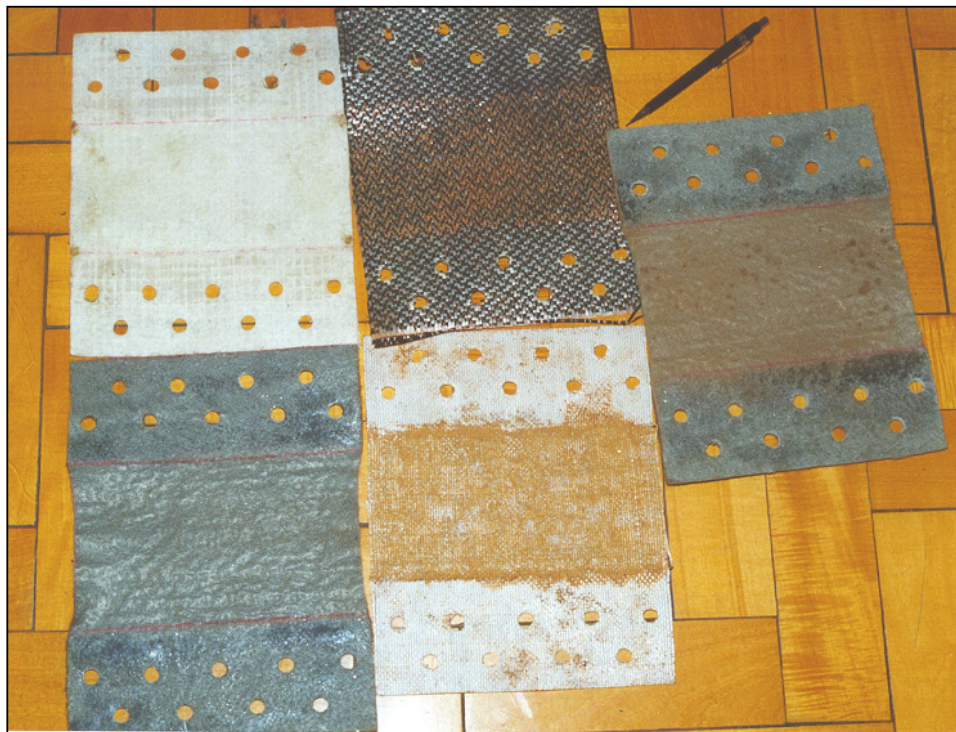


Figura 7.17- Amostras geotêxteis ensaiadas à tração sob confinamento.

ANÁLISE E REAVALIAÇÃO DOS PROJETOS DE ESTRUTURAS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS – ESTUDOS DE CASOS

8.1- INTRODUÇÃO

Neste capítulo, são apresentados e discutidos os projetos e dimensionamentos das estruturas em solos reforçados analisadas neste trabalho, a partir da concepção e implementação originais (programas e critérios específicos adotados pelo DER/MG) e com base em reanálises globais (Programa ReSlope), considerando variações construtivas, geometrias dos reforços, parâmetros de projeto e métodos de dimensionamento.

O programa ReSlope foi utilizado por se tratar de uma metodologia bastante satisfatória na avaliação do comportamento de estruturas desta natureza e por constituir-se em um programa comercialmente disponível, portanto, acessível para aplicação generalizada por pesquisadores e projetistas. Adicionalmente, trata-se de uma ferramenta não vinculada a determinados tipos de estruturas ou associada a procedimentos específicos de empresas do setor.

Para efeito de correlações entre diferentes concepções e metodologias, adotou-se a sistemática de analisar cada obra isoladamente, discutindo-se, posteriormente, os impactos globais das avaliações sobre os procedimentos de projeto e dimensionamento de estruturas em solos reforçados de uma maneira geral.

8.2- OBRA 1: ENCONTROS DO VIADUTO DA MG 123 SOBRE A ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS

8.2.1- Obra Executada

A estrutura implantada consistiu em aterros reforçados em ambos os lados do viaduto, com altura de 11,00m no lado esquerdo (talude com inclinação de 1H : 5V, subdividido em duas bancadas) e com altura de 12,00 m do lado direito (talude com inclinação 1H : 11V em uma única bancada). Os espaçamentos dos reforços variaram de 0,30 a 0,60 m no encontro do lado esquerdo e entre 0,20 e 0,40 m no lado direito.

Foram utilizados geotêxteis não tecidos de poliéster e resistência à tração de 20 kN/m como elementos de reforços incorporados em um maciço constituído por uma areia micácea com $c' = 10$ kPa e $\phi' = 30^\circ$. O dimensionamento da estrutura foi implementado através do programa Retaining Wall, tendo sido fixada a resistência à tração do geotêxtil (20 kN/m), com o programa calculando os espaçamentos necessários entre os reforços, considerando-se ainda uma sobrecarga uniformemente distribuída de 10 kPa. As hipóteses básicas do método são válidas para o solo utilizado, altamente drenante e com distribuição granulométrica atendendo as prescrições da tabela 4.2.

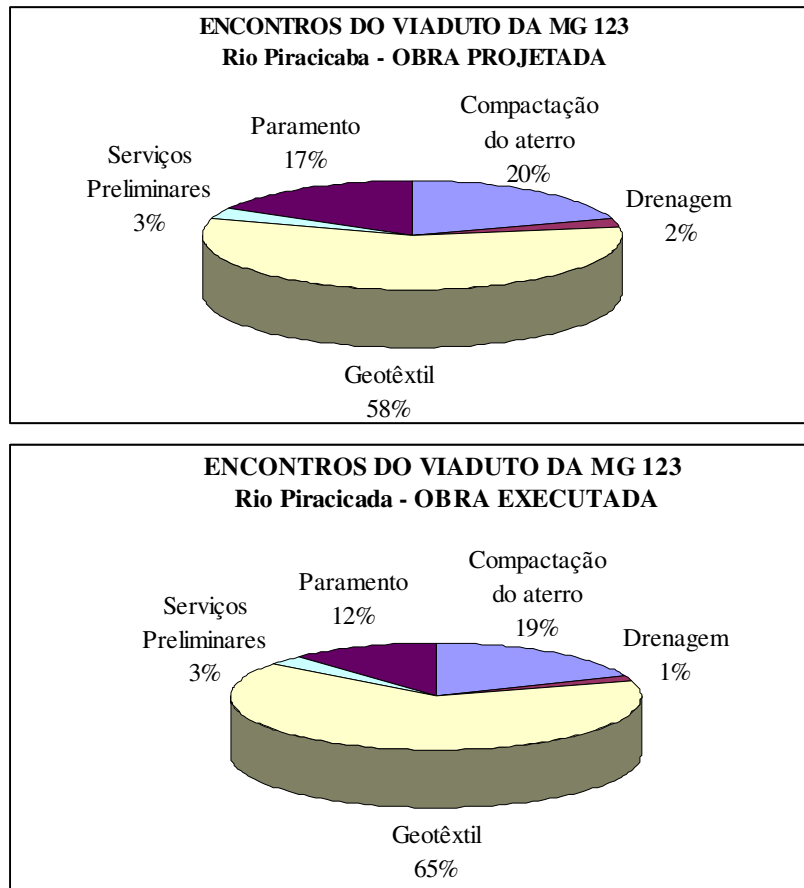
Com base nos procedimentos do método (item 4.6.1), os encontros foram dimensionados como aterros reforçados, resultando em um arranjo com 28 camadas com comprimento de 8,40 m no encontro do lado esquerdo e 42 camadas com comprimento de 8,80 m no encontro do lado direito, o que corresponde a demandas de 295,1 m²/m e 451,5 m²/m de mantas têxteis, respectivamente.

A comparação dos custos associados às obras projetada e executada está resumida nos gráficos e na tabela da figura 8.1. Verifica-se que a aquisição do geotêxtil representou 65% do custo total da obra executada, tendo sido utilizados cerca de 23.000 m² de mantas têxteis na obra. Isto representou um acréscimo da ordem de 20,7% no quantitativo global inicialmente previsto em projeto.

Os serviços preliminares indicados nos gráficos e na tabela da figura 8.1 correspondem aos serviços de desmatamento, corte e regularização do terreno e transporte de bota-fora. Os custos de compactação estão relacionados aos serviços de transporte do solo de aterro, compactação de centro e borda do aterro reforçado e os gastos com os gabaritos.

Numa avaliação inicial, constata-se o grande impacto dos quantitativos das mantas têxteis em relação à análise do custo global, evidenciando a relevância do potencial de redução destes investimentos, em função de uma criteriosa adoção dos parâmetros de projeto e das metodologias de dimensionamento. As análises

subseqüentes visaram estabelecer exatamente a abrangência destas ponderações e foram subdivididas nos seguintes tipos:



Serviço	Obra Projetada		Obra Executada	
	(R\$)	(%)	(R\$)	(%)
Compactação do Aterro	37.604,25	20,0	41.580,00	19,0
Drenagem	4.044,23	2,0	3.006,60	1,0
Manta Geotêxtil	106.060,50	58,0	146.510,00	65,0
Serviços Preliminares	6.287,00	3,0	6.287,00	3,0
Paramento	31.255,82	17,0	26.242,20	12,0
Total	185.251,80	100	223.625,80	100

Figura 8.1- Comparativo de custos entre projeto e obra executada.
(Encontros do Viaduto da MG 123).

- **Reanálise Tipo 1:** verificação da influência do método do dimensionamento sobre a concepção global, através da formulação de “projetos equivalentes”;
- **Reanálise Tipo 2:** avaliação da influência específica dos parâmetros de resistência das interfaces solos-reforços sobre a concepção global dos projetos;
- **Reanálise Tipo 3:** avaliação da influência específica dos efeitos das tensões confinantes sobre a concepção global dos projetos;
- **Reanálise Tipo 4:** análise global dos dimensionamentos a partir da adoção de critérios específicos de projeto.

8.2.2- Reanálise Tipo 1: Métodos de Dimensionamento

No primeiro processo de reanálise, buscou-se correlacionar a influência específica do método de dimensionamento sobre a geometria solo-reforços e conseqüente impacto sobre o quantitativo previsto de geotêxteis. Para isso aplicou-se diretamente o programa ReSlope às condições gerais do projeto original, adotando-se as mesmas seções transversais e demais parâmetros de análises.

Neste propósito, o talude do lado esquerdo foi aproximado ao talude médio das duas bancadas, passando pelo pé do talude inferior até a crista do talude superior, resultando em uma inclinação da ordem de 70° e altura de 11,00 m. Este artifício foi também adotado pelo DER/MG no dimensionamento da estrutura original. A tabela 8.1 sistematiza os valores dos fatores e parâmetros adotados no dimensionamento de ambos os encontros do viaduto da MG 123 pelo programa ReSlope.

Na análise dos projetos, foram assumidas as seguintes condições:

- FS = 1,0 por efeitos de durabilidade, considerando que o solo local não se caracteriza como um meio agressivo aos reforços;
- não aplicação de fatores de redução para os parâmetros de resistência do solo;
- espaçamentos entre 0,20 e 0,60 m;
- valores de FS=1,2 para danos de instalação, 1,8 contra efeitos de fluência e 1,3 de segurança para a resistência à tração do geotêxtil.

Tabela 8.1- Parâmetros Adotados nas Reanálises dos Encontros do Viaduto da MG 123.

Geometria	Encontro do Lado Esquerdo			Encontro do Lado Direito		
Altura (m)	11,00			12,00		
Inclinação (°)	70			85		
Sobrecarga (kPa)	10			10		
Propriedades dos Solos	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
Solo de Aterro	10	30	18	10	30	18
Solo Retido	10	30	18	10	30	18
Solo de Fundação	15	35	20	15	35	20
Fatores de Redução				Encontro		
				Lado Esquerdo	Lado Direito	
Devido a danos de instalação				1,2	1,0	
Durabilidade				1,0	1,0	
Fluência (creep)				1,8	1,6	
Fatores de Segurança						
Resistência ao cisalhamento do solo				1,0	1,0	
Resistência à tração do geossintético				1,3	1,2	
Resistência ao arrancamento				1,5	1,5	
Resistência ao deslizamento				1,1	1,1	
Coefficientes de Interação						
Ao arrancamento (solo reforçado)					0,90	
Ao arrancamento (solo de fundação)					0,90	
Deslizamento direto (ao longo do solo reforçado)					0,95	
Deslizamento direto (ao longo do solo de fundação)					0,95	

Estes parâmetros asseguram condições similares ao fator de segurança global adotado nos projetos originais. Os arranjos obtidos para o encontro do lado esquerdo estão indicados na figura 8.2, correspondendo a 29 camadas de reforço com 3,55 m de comprimento e demanda de 159,50 m²/m de geotêxteis, com uma significativa economia da ordem de 46,0% em relação ao projeto original.

Constata-se de imediato, uma expressiva redução nos comprimentos dos reforços (da ordem de 58%); estes resultados são característicos do programa ReSlope conduzindo a estruturas ousadas em termos de comprimentos reduzidos dos reforços, o que poderia acarretar deformações expressivas do maciço reforçado (ver análise de deformabilidade no capítulo 9).

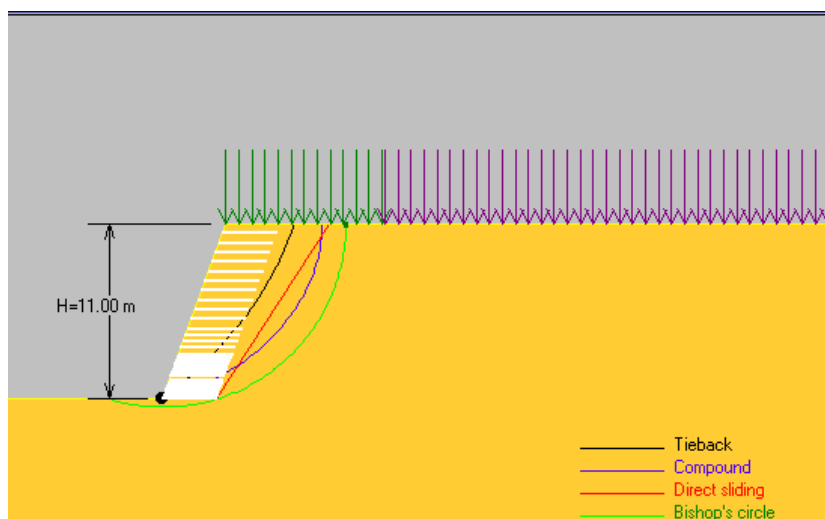


Figura 8.2- Configuração da Reanálise Tipo 1, obtida para o encontro do lado esquerdo do Viaduto da MG 123.

Para o encontro do lado direito, a adoção de um projeto equivalente exigiu a reconsideração dos fatores de segurança parciais, de forma tal que a geometria indicada na figura 8.3, reproduzindo as condições de projeto do DER/MG, foi obtida eliminando-se correções devido a danos de instalação e admitindo-se $FS=1,6$ (valor mínimo recomendado) para efeitos de “creep” e um $FS=1,2$ para a resistência à tração dos reforços. Nestas condições, o arranjo resultou em 38 reforços com 4,70 m de comprimento, correspondente a uma demanda de $247,60 \text{ m}^2/\text{m}$ de geotêxteis, ou seja, uma redução da ordem de 45,2%, em relação ao projeto original. Em ambos os casos, admitiu-se os mesmos comprimentos de dobras dos projetos originais.

É importante ressaltar que o programa Retaining Wall estabelece uma avaliação da estabilidade interna bem mais simplificada que o programa ReSlope, a partir de uma superfície de ruptura plana passando pelo pé do talude. Neste contexto, em uma análise preliminar, verifica-se que o projeto original da estrutura de solo reforçado do lado direito do viaduto da MG 123 apresenta-se bastante questionável em termos de segurança global, uma vez que os efeitos de fenômenos que podem comprometer os parâmetros de resistência dos reforços a longo prazo foram minimizados nas análises.

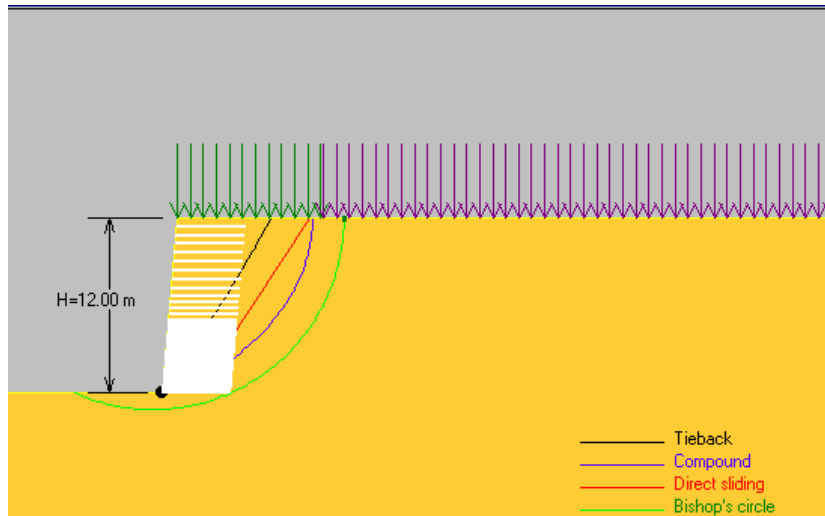


Figura 8.3- Configuração da a Reanálise Tipo 1, obtida para o encontro do lado direito do Viaduto da MG 123.

8.2.3- Reanálise Tipo 2: Parâmetros de Resistência das Interfaces Solos-Reforços

Após a obtenção do sistema equivalente no item 8.2.2, o passo seguinte foi estudar os efeitos que os parâmetros de resistência relacionados às interfaces solo-reforço, obtidos nos ensaios de cisalhamento direto (item 6.3.1), poderiam propiciar à estrutura de solo reforçado.

Neste contexto, foram assumidas as seguintes condições:

- (i) manutenção das geometrias dos taludes, do valor da resistência à tração do geotêxtil (20 kN/m), dos espaçamentos entre reforços e dos fatores de segurança parciais adotados para ambos os encontros no item anterior;
- (ii) adoção dos valores dos parâmetros geotécnicos do solo de aterro, obtidos nos ensaios de laboratório, ou seja: $\phi' = 36,7^\circ$, $c' = 4,5$ kPa e $\gamma = 16,3$ kN/m³;
- (iii) mudança dos valores do coeficiente de deslizamento direto ao longo do solo de fundação e ao longo do solo reforçado (tabela 8.1), sendo utilizado o valor obtido nos ensaios de cisalhamento direto de interface, ou seja, $f = 1,0$.

A configuração obtida para o encontro do lado esquerdo está indicada na figura 8.4, correspondendo a 23 camadas de 3,35 m de comprimento e uma demanda de 145,40 m²/m de geotêxteis, o que representa uma economia da ordem de 8,8% em relação ao projeto equivalente e de 50,8% em relação ao projeto original.

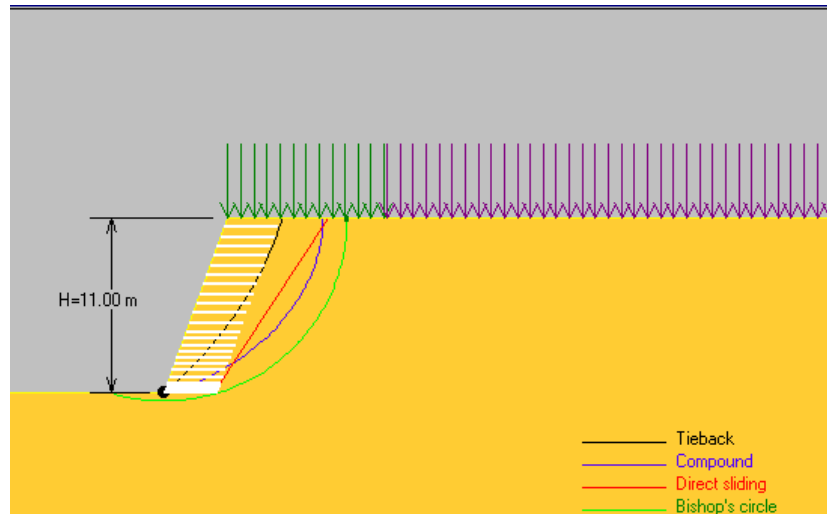


Figura 8.4- Configuração da Reanálise Tipo 2, obtida para o encontro do lado esquerdo do Viaduto da MG 123.

Para o encontro do lado direito, a configuração obtida está representada na figura 8.5, correspondendo a 34 camadas de 4,95 m de comprimento e uma demanda de 234,75 m²/m de geotêxteis, proporcionando uma economia da ordem de 5,2% em relação ao projeto equivalente e de 48 % em relação ao projeto original.

Ainda com base nas condições adotadas neste item, relacionadas a resultados dos ensaios de laboratório executados neste trabalho em amostras têxteis e de solo, procedeu-se uma nova reanálise, considerando agora um valor de resistência à tração do geotêxtil de 13,1 kN/m, obtido nos ensaios de tração do tipo “faixa larga” (item 5.3.5).

A configuração obtida para o encontro do lado esquerdo está representada na figura 8.6, correspondendo a 32 camadas de 3,20 m de comprimento e uma demanda de 161,30 m²/m, mostrando que há um acréscimo da ordem de 1,1% de mantas têxteis em relação ao projeto equivalente e uma economia da ordem de 45,3% em relação ao projeto original.

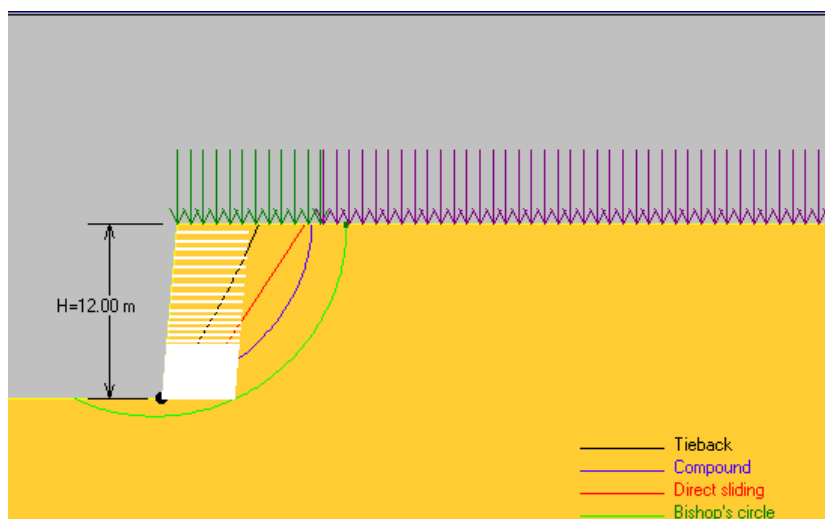


Figura 8.5- Configuração da Reanálise Tipo 2, obtida para o encontro do lado direito do Viaduto da MG 123.

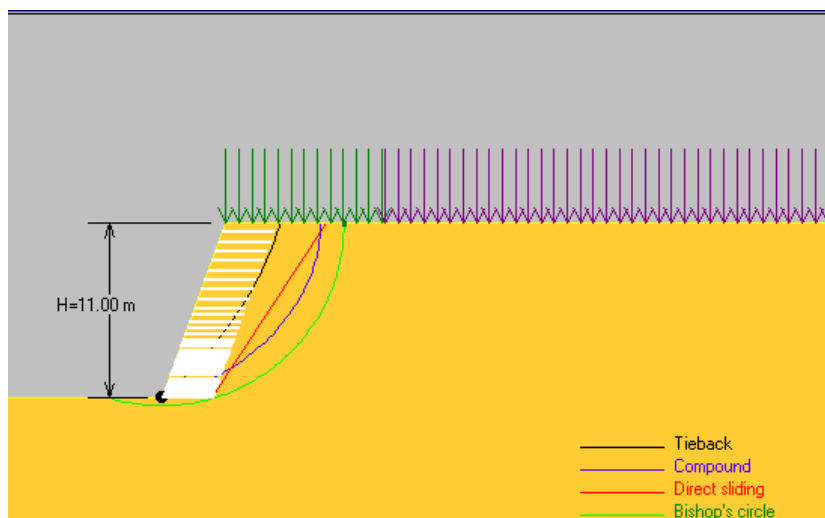


Figura 8.6- Configuração da Reanálise Tipo 2A, obtida para o encontro do lado esquerdo do Viaduto da MG 123 ($T = 13,1 \text{ kN/m}$).

Com relação ao encontro do lado direito, a configuração obtida está representada na figura 8.7. Neste caso, há uma inconsistência quanto aos critérios de estabilidade interna da estrutura por deficiência de ancoragem para os reforços 1 a 6 (reforços em

vermelho na figura). Para esta configuração teórica, ter-se-ia um total de 42 camadas de 4,95 m de comprimento e uma demanda de 286,35 m²/m de geotêxteis, correspondendo a um acréscimo da ordem de 15,7 % em relação ao projeto equivalente e uma economia da ordem de 36,6 % em relação ao projeto original.

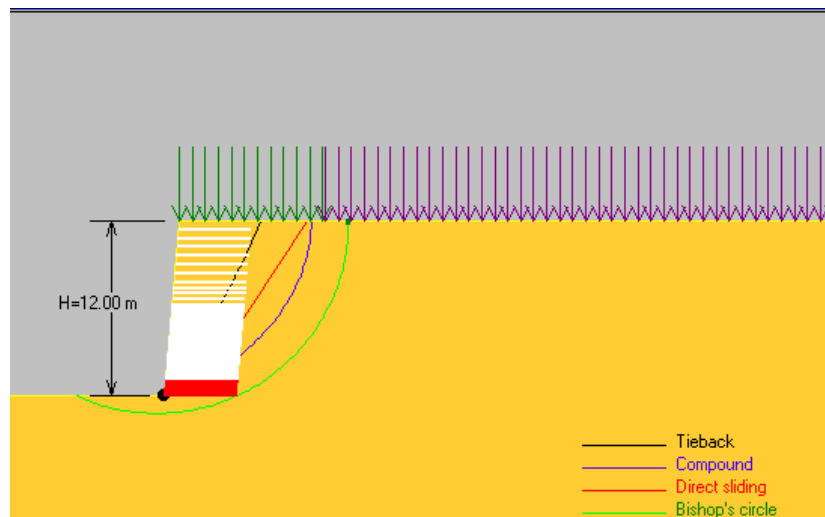


Figura 8.7- Configuração da Reanálise Tipo 2A, obtida para o encontro do lado direito do Viaduto da MG 123 (T = 13,1 kN/m).

Para superar as inconsistências detectadas em relação à estabilidade interna da estrutura devido à ancoragem para o encontro do lado direito, fez-se um novo estudo, modificando-se apenas a faixa de espaçamento dos reforços de 0,20 a 0,60 m para 0,15 a 0,60 m (designado como Reanálise Tipo 2B). A configuração obtida para este caso está representada na figura 8.8, a qual consiste de 47 camadas com 4,95 m de comprimento e uma demanda de 318,60 m²/m de geotêxteis, correspondendo a um acréscimo da ordem de 28,7% em relação ao projeto equivalente e uma economia da ordem de 29,4% em relação ao projeto original.

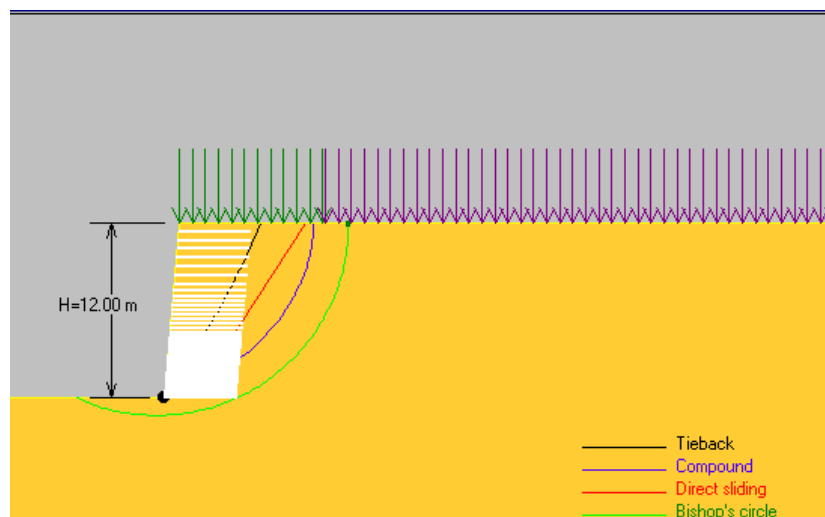


Figura 8.8- Configuração da Reanálise Tipo 2B, obtida para o encontro do lado direito do Viaduto da MG 123.

($T = 13,1 \text{ kN/m}$ e espaçamento entre reforços de 0,15 a 0,60 m).

Na tabela 8.2, estão resumidos os dados da evolução das demandas de mantas têxteis para os casos estudados nas reanálises tipos 1 e 2.

Tabela 8.2- Evolução das Demandas de Mantas Têxteis para as Reanálises Tipo 1 e Tipo 2, para os Encontros do Viaduto da MG 123.

Projeto	T (kN/m)	Lado Esquerdo			Lado Direito		
		Demanda (m ² /m)	Variação (%)		Demanda (m ² /m)	Variação (%)	
			P.O	P.E		P.O	P.E
Original	20,0	295,10	-	-	451,50	-	-
Reanálise Tipo 1	20,0	159,50	- 46,0	-	247,60	- 45,2	-
Reanálise Tipo 2	20,0	145,40	- 50,8	- 8,8	234,75	- 48,0	- 5,2
Reanálise Tipo 2A	13,1	161,30	- 45,3	+ 1,1	286,35	- 36,6	+ 15,7
Reanálise Tipo 2B	13,1	-	-	-	318,60	- 29,4	+ 28,7

P.O: Projeto Original; P.E: Projeto Equivalente (Reanálise Tipo 1).

8.2.4- Reanálise Tipo 3: Influência Específica das Tensões de Confinamento

Em função das limitações intrínsecas do programa disponível e visando incorporar os efeitos do confinamento nas análises de reavaliação do projeto da estrutura analisada, adotou-se como sistemática extrapolar a curva cargas-alongamentos do geotêxtil, considerando-se incrementos de rigidez proporcionais às influências relativas dos efeitos de confinamento constatados nos ensaios de tração confinada, para tensões de 50, 100 e 200 kPa (valores típicos das tensões de campo).

Em termos práticos, isto resultou na adoção de um valor limite de resistência à tração para um reforço fictício, cujo trecho inicial da curva cargas-alongamentos representaria o comportamento mecânico do geotêxtil real sob confinamento, para alongamentos até 5%.

Este valor de alongamento foi assumido por representar um percentual limite corrente em projetos de engenharia para estruturas deste tipo e por constituir um valor bastante confiável como garantia de condições plenas de confinamento da interface solo-geotêxtil para os ensaios no equipamento de tração confinada utilizado.

Os valores das resistências à tração obtidas para a manta geotêxtil Santa Fé, para um alongamento de 5%, são apresentadas na tabela 8.3, em função da tensão de confinamento aplicada à manta têxtil.

Tabela 8.3 – Valores das Resistências à Tração de Projeto e para Alongamentos de 5% em Função da Tensão Confinante (Geotêxtil Santa Fé).

Tensão Confinante σ_c (kPa)	Tração no Geotêxtil ($\epsilon = 5\%$) (kN/m)	σ_c / σ_o	Tração Adotada (Reforço Equivalente) (kN/m)
0	4,46	1,00	13,1
50	5,54	1,24	16,2
100	9,04	2,03	26,6
200	11,23	2,52	33,0

Nota: σ_o = sem confinamento; σ_c = tensão confinante.

Nos procedimentos analíticos, o talude foi subdividido em três zonas distintas, limitadas pelos reforços correspondentes às tensões de 50, 100 e 200 kPa (figura 8.9). Para cada uma destas zonas, as rigidezes dos reforços foram assumidas como sendo

uniformes e iguais aos valores obtidos nos ensaios de tração confinada realizados nesta pesquisa para as tensões consideradas.

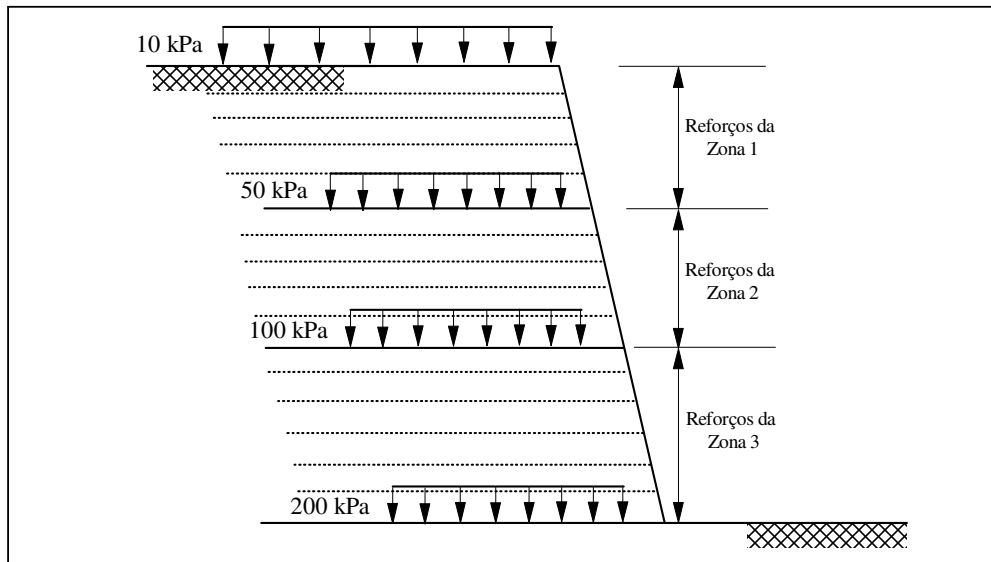


Figura 8.9- Esquema da subdivisão do talude em zonas distintas para análise dos efeitos das tensões confinantes.

Implementando o programa ReSlope à geometria do projeto equivalente e adotando-se estes valores da resistência à tração, que incorporam os efeitos de confinamento, a cada uma das zonas do talude, foram obtida as configurações finais indicadas nas figuras 8.10 e 8.11, para os encontros dos lados esquerdo e direito, respectivamente.

A configuração obtida para o encontro do lado esquerdo resultou em 9 camadas de 3,30 m de comprimento para a zona 3, 5 camadas de 3,45 m de comprimento para a zona 2 e 5 camadas de 3,20 m de comprimento para a zona 1. Em função dos aspectos construtivos, adotou-se um comprimento uniforme de 3,45m para as 19 camadas de reforços, correspondendo a uma demanda de $107,00 \text{ m}^2/\text{m}$, com uma economia de 32,9% em relação ao projeto equivalente e de 63,7% em relação ao projeto original. Para o encontro do lado direito, a configuração obtida resultou em 5 camadas para a zona 1, 5 camadas para a zona 2 e 14 camadas para a zona 3, totalizando 24 camadas com 4,95 m de comprimento e uma demanda de $170,25 \text{ m}^2/\text{m}$, proporcionando uma

economia de 31,2% em relação ao projeto equivalente e de 62,3% em relação ao projeto original.

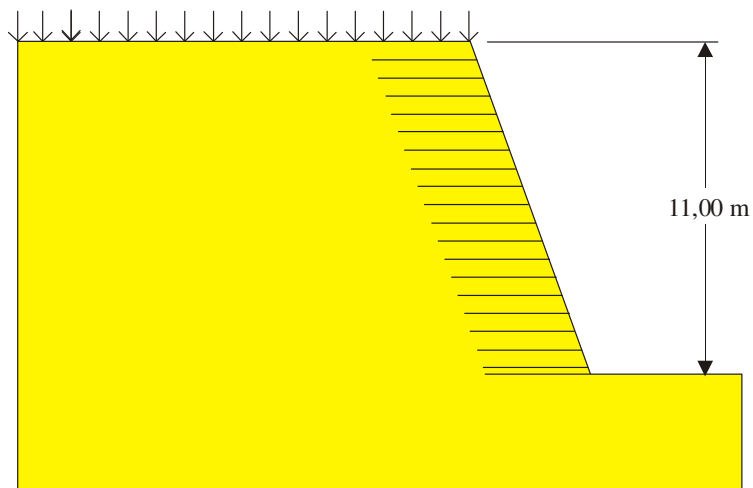


Figura 8.10- Configuração da Reanálise Tipo 3, obtida para o encontro do lado esquerdo do Viaduto da MG 123.

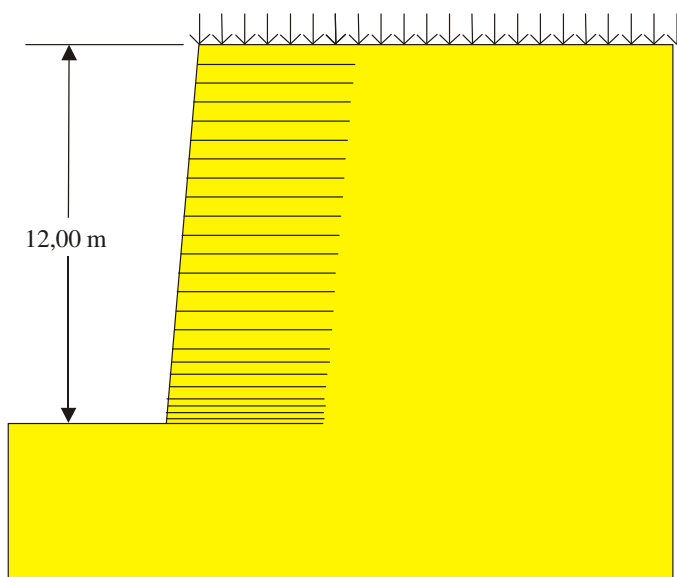


Figura 8.11- Configuração da Reanálise Tipo 3, obtida para o encontro do lado direito do Viaduto da MG 123.

8.2.5- Reanálise Tipo 4: Análise Global dos Projetos

Uma reavaliação final do projeto consistiu em se refazer globalmente o dimensionamento da estrutura, a partir da adoção de critérios específicos de projeto, condicionados pela natureza do programa computacional, valores dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de laboratório e coeficientes de segurança prescritos.

Nesta concepção, dois fatores principais interferiram na modificação dos parâmetros de projeto: o tipo do reforço e os coeficientes de correção da resistência à tração a ser considerada no projeto.

Em função das dimensões e da geometria das estruturas, as prescrições práticas recomendam a adoção de reforços com mantas têxteis de maiores gramaturas e resistências que as utilizadas na obra (tabela 2.7). Assim, os reforços foram substituídos por geotêxteis não tecidos de poliéster com gramaturas da ordem de 500 g/m^2 e resistências nominais de 40 kN/m .

Por outro lado, foram adotados valores de fatores de redução, devido aos efeitos dos fenômenos distintos que interferem no comportamento mecânico do geotêxtil ao longo da vida útil do empreendimento, enquadrados nas faixas típicas recomendadas pela literatura técnica e na observância rigorosa das prescrições normativas de projeto e dimensionamento deste tipo de estrutura. Adicionalmente, tais pressupostos garantiram a adoção de metodologias idênticas de projeto para ambos os encontros, fato este não implementado nas análises originais.

Neste propósito, as análises incorporaram ou não os efeitos do confinamento sobre a resistência mecânica das mantas têxteis não tecidas (Reanálises Tipo 4 e 4A, respectivamente). No segundo caso, esta contribuição foi considerada mediante a adoção de um reforço equivalente, com resistência limite da ordem de 50% maior que o valor da resistência à tração da manta têxtil, simultaneamente às demais correções em função dos problemas oriundos de danos e/ou processos de degradação.

O conjunto geral dos parâmetros oriundos de projeto adotados nesta reavaliação está sistematizado na tabela 8.4.

Tabela 8.4- Parâmetros Adotados na Reavaliação Global dos Projetos dos Encontros do Viaduto da MG 123.

Geometria	Encontro do Lado Esquerdo			Encontro do Lado Direito		
Altura (m)	11,00			12,00		
Inclinação	70°			85°		
Sobrecarga	10 kPa			10 kPa		
Propriedades dos Solos	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
Solo de Aterro	4,5	36,7	16,3	4,5	36,7	16,3
Solo Retido	10	30	18	10	30	18
Solo de Fundação	15	35	20	15	35	20
Fatores de Redução				Encontro		
				Lado Esquerdo	Lado Direito	
Devido a danos de instalação				1,2	1,2	
Durabilidade				1,2	1,2	
Fluência (creep)				1,8	1,8	
Fatores de Segurança						
Resistência ao cisalhamento do solo				1,3	1,3	
Resistência à tração do geossintético				1,3	1,3	
Resistência ao arrancamento				1,5	1,5	
Resistência ao deslizamento				1,1	1,1	
Coefficientes de Interação						
Ao arrancamento (solo reforçado)					0,90	
Ao arrancamento (solo de fundação)					0,90	
Deslizamento direto (ao longo do solo reforçado)					1,00	
Deslizamento direto (ao longo do solo de fundação)					0,90	

Para efeito da correlação das demandas correspondentes às análises tipo 4 e 4A (as quais consideram geotêxteis de natureza distinta às análises anteriores, com resistência à tração de 40 kN/m), os valores foram corrigidos em termos de demandas equivalentes a partir de uma relação de custos entre os geotêxteis da ordem de 1,5.

Não se levando em conta os efeitos do confinamento, a figura 8.12 apresenta o arranjo obtido para o encontro do lado esquerdo do viaduto, correspondendo a 22 camadas de 4,85 m de comprimento e uma demanda de 154,05 m²/m de mantas geotêxteis. Em relação ao projeto equivalente tem-se um acréscimo de 93,2% e de 4,4% em relação ao projeto original.

Analogamente, para o encontro do lado direito, o arranjo obtido é mostrado na figura 8.13, correspondendo a 39 camadas de 6,15 m de comprimento e uma demanda de 315,00 m²/m de mantas têxteis, o que representa um acréscimo de 154,4% em relação ao projeto equivalente e de 39,5% em relação ao projeto original.

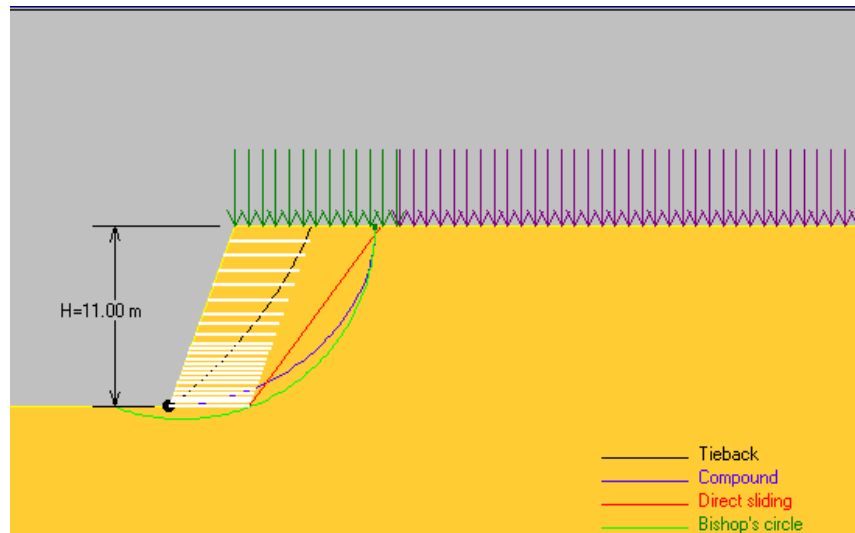


Figura 8.12 – Configuração da Reanálise Tipo 4 , obtida para o encontro do lado esquerdo do Viaduto da MG 123 (T = 40 kN/m).

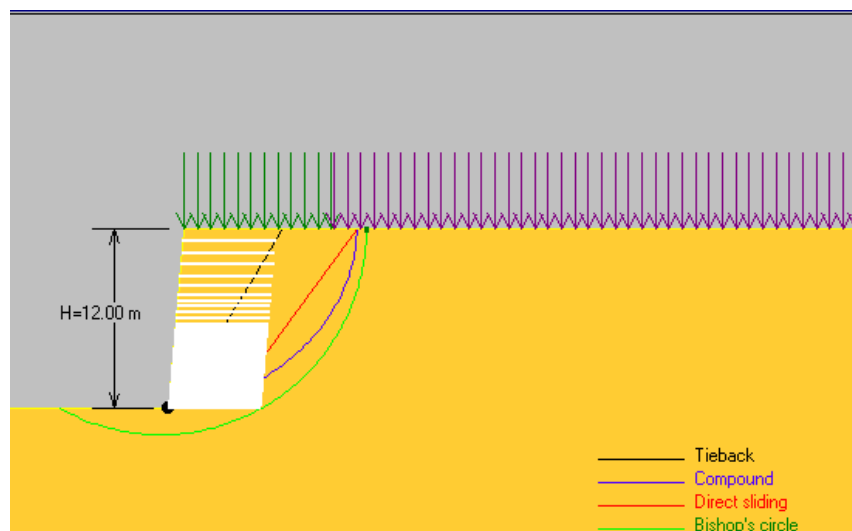


Figura 8.13 – Configuração da Reanálise Tipo 4 , obtida para o encontro do lado direito do Viaduto da MG 123 (T = 40 kN/m).

Incorporando os efeitos de confinamento (expressos em termos da adoção de um reforço equivalente de resistência à tração igual a 60 kN/m), a configuração obtida para o encontro do lado esquerdo do viaduto (figura 8.14) resultou em 15 camadas de 5,40 m de comprimento, correspondendo a uma demanda de 118,40 m²/m e uma economia de 23,1% em relação ao projeto anterior. Para o encontro do lado direito, a configuração obtida é apresentada na figura 8.15, conformando 27 camadas de 6,10 m de comprimento e uma demanda de 221,80 m²/m, o que corresponde a uma economia de 29,6% em relação ao projeto sem considerar os efeitos de confinamento sobre a manta têxtil.

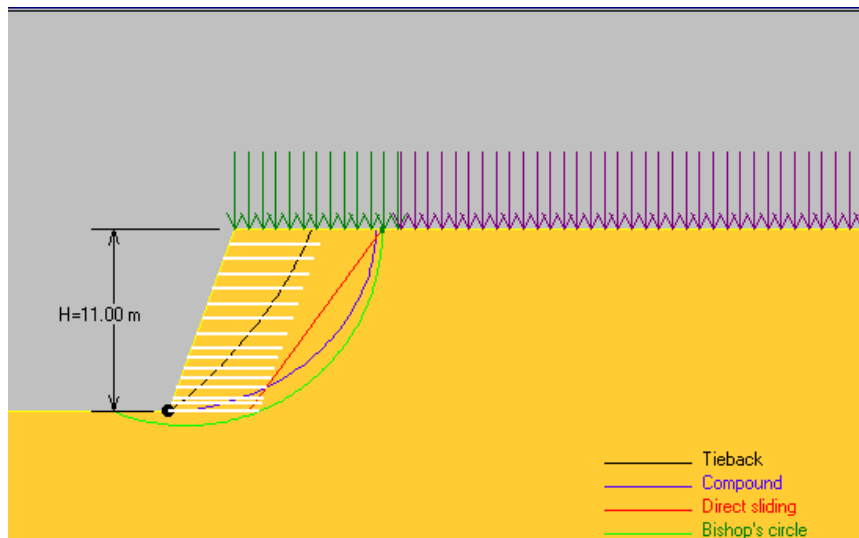


Figura 8.14 – Configuração da Reanálise Tipo 4A, obtida para o encontro do lado esquerdo do Viaduto da MG 123 (T = 60 kN/m).

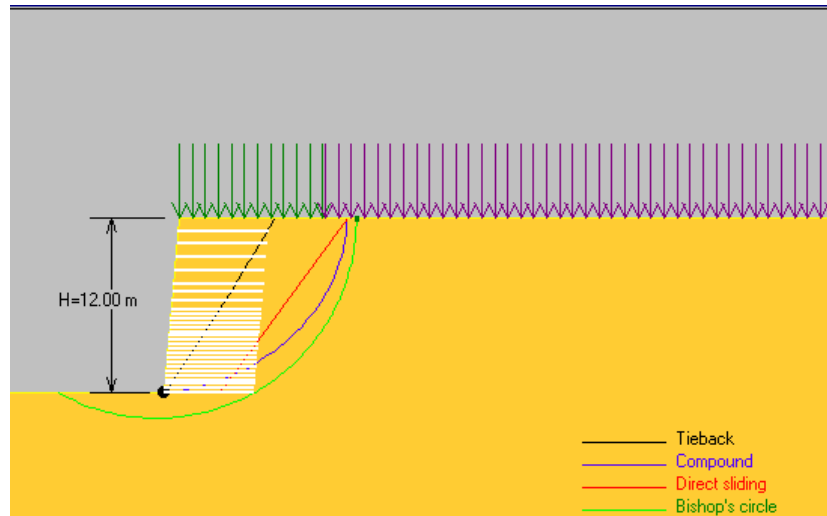


Figura 8.15 – Configuração da Reanálise Tipo 4A, obtida para o encontro do lado direito do Viaduto da MG 123 ($T = 60\text{ kN/m}$)

A síntese geral dos resultados, em termos da evolução das demandas das mantas têxteis com as diferentes concepções e critérios de projeto, está apresentada nas tabelas 8.5 e 8.6.

Tabela 8.5- Síntese Geral dos Resultados Obtidos para o Encontro do Lado Esquerdo do Viaduto da MG 123.

Projeto	T (kN/m)	Reforço	S (m)	L (m)	Demanda (m ² /m)	Variação (%)		FS Global
						P.O	P.E	
Original	20,0	1 a 15 15 a 23 23 a 28	0,30 0,40 0,60	8,40	295,10	-	-	*
Tipo 1	20,0	1 a 15 15 a 19 19 a 29	0,20 0,40 0,60	3,55	159,50	- 46,0	-	1,43
Tipo 2	20,0	1 a 2 2 a 12 12 a 23	0,20 0,40 0,60	3,35	145,40	- 50,8	- 8,8	1,44
Tipo 2A	13,1	1 a 19 19 a 24 24 a 32	0,20 0,40 0,60	3,20	161,30	- 45,3	+ 1,1	1,42
Tipo 3	16,2 26,6 33,0	1 a 2 2 a 19	0,20 0,60	3,45	107,00	- 63,7	- 32,9	1,45**
Tipo 4	40,0	1 a 2 2 a 3 3 a 14 14 a 17 17 a 22	0,30 0,20 0,30 0,60 0,90	4,85	154,05	- 21,7 ^a	+ 44,9 ^a	1,62
Tipo 4A	60,0	1 a 3 3 a 8 8 a 15	0,40 0,60 0,90	5,40	118,40	- 39,8 ^a	+ 11,3 ^a	1,69

(*) Não avaliado.

(**) Média dos FS obtidos para as três estruturas dimensionadas.

a: Para se calcular os percentuais de variação das reanálises Tipos 4 e 4A em relação à P.O e à P.E, deve-se multiplicar as respectivas demandas por um fator de custo de 1,5.

Tabela 8.6- Síntese Geral dos Resultados Obtidos para o Encontro do Lado Direito do Viaduto da MG 123.

Projeto	T (kN/m)	Reforço	S (m)	L (m)	Demanda (m ² /m)	Variação (%)		FS Global
						P.O	P.E	
Original	20,0	1 a 20 20 a 32 32 a 42	0,20 0,30 0,40	8,80	451,50	-	-	*
Tipo 1	20,0	1 a 26 26 a 30 30 a 38	0,20 0,40 0,60	4,70	247,60	- 45,2	-	1,66
Tipo 2	20,0	1 a 19 19 a 25 25 a 34	0,20 0,40 0,60	4,95	234,75	- 48,0	- 5,2	1,71
Tipo 2A	13,1	1 a 32 32 a 36 36 a 42	0,20 0,40 0,60	4,95	286,35	- 36,6	+ 15,7	1,71
Tipo 2B	13,1	1 a 31 31 a 39 39 a 41 41 a 47	0,15 0,30 0,45 0,60	4,95	318,60	- 29,4	+ 28,7	1,71
Tipo 3	16,2 26,6 33,0	1 a 5 5 a 9 9 a 24	0,20 0,40 0,60	4,95	170,25	- 62,3	- 31,2	**1,71
Tipo 4	40,0	1 a 29 29 a 34 34 a 36 36 a 39	0,20 0,40 0,60 0,80	6,15	315,00	+ 4,7 ^a	+ 90,9 ^a	1,84
Tipo 4A	60,0	1 a 20 20 a 23 23 a 27	0,30 0,60 0,90	6,10	221,80	- 26,3 ^a	+ 34,4 ^a	1,84

(*) Não avaliado.

(**) As três estruturas calculadas obtiveram o mesmo FS Global.

a: Para se calcular os percentuais de variação das reanálises Tipos 4 e 4A em relação à P.O e à P.E, deve-se multiplicar as respectivas demandas por um fator de custo de 1,5.

Os resultados demonstram inequivocadamente o impacto dos parâmetros e critérios de projeto na avaliação global das demandas de geotêxteis, da ordem de 40% no encontro do lado esquerdo e de 26% no encontro do lado direito, em relação ao projeto executado. Levando-se em consideração que os reforços representam 65% do custo total da obra executada (R\$ 223.625,80), constata-se que o empreendimento seria

plenamente viável, sob critérios e parâmetros específicos de projeto, a um custo aproximado de R\$ 177.275,09, ou seja, cerca de 20,7% do custo do projeto original, admitindo-se inalterados os custos dos demais serviços da metodologia construtiva.

8.3- OBRA 2: ATERRO REFORÇADO DA VARIANTE DA INGÁ – BR 381

8.3.1- Obra Executada

Localizada na Variante da Ingá, no km 463,24 da BR 381, esta obra constitui a maior estrutura de solo reforçado já construída no país e uma das maiores do mundo, com 18 m de altura e 270 m de comprimento, estendendo-se em três trechos distintos, da Estaca 20+15,00 à Estaca 34+5,00. No primeiro trecho, localizado entre as estacas 20+15,00 e 24+15,00, o talude reforçado de 18 metros de altura foi subdividido em três bancadas de 6,00 m de altura com inclinação de 1H : 2V e banquetas com 3,00 m de largura.

A bancada inferior é reforçada com 30 camadas de geotêxteis tecidos de polipropileno Amoco 2044, espaçadas de 0,20 m e com comprimento médio de 14,0 m, correspondendo a uma demanda de 474,00 m²/m. As bancadas intermediária e superior são reforçadas com geotêxteis não tecidos de poliéster tipo OP 60 de resistência à tração de 40 kN/m, com 20 camadas de reforços espaçados de 0,30 m e comprimento médio de 15,00 m na bancada intermediária e 15 camadas de geotêxteis espaçados de 0,40 m e comprimento médio de 16,00 m na bancada superior. As demandas correspondentes às bancadas intermediária e superior são, respectivamente, de 355 e 288 m²/m, totalizando 643 m²/m.

Sobre o aterro reforçado foi construído um aterro convencional com 10,00 m de altura e inclinação 3H : 2V, sobre o qual encontra-se o pavimento, sendo que o pé deste talude fica recuado 3,00 m da crista da bancada superior.

O projeto da estrutura foi feito através do programa PC-STABL6 (item 4.6.2), adotando-se como parâmetros geotécnicos para o solo de aterro $\phi' = 38,9^\circ$, $c' = 19,6 \text{ kN/m}^2$ e $\gamma = 20,3 \text{ kN/m}^3$, através do qual quantificou-se os valores das

resistências à tração das mantas têxteis como 75 kN/m para a bancada inferior e de 40 kN/m para as demais sendo, então, adotados para as mesmas os geotêxteis Amoco 2044 e OP 60, respectivamente. O solo previsto no dimensionamento da estrutura foi utilizado somente na execução da primeira bancada em função do pequeno volume disponível no local. Nas fases seguintes, utilizou-se um material de "sinter" (item 5.2.3), mantendo-se, entretanto, inalterados os parâmetros de projeto previamente adotados.

Os trechos entre as estacas 24+15,00 e 29+10,00 e entre as estacas 32+10,00 e 34+5,00 são taludes reforçados com manta geotêxtil tipo OP 60, com altura máxima de 12,00 m e inclinação de 1H : 4V, sobre o qual está o pavimento. O espaçamento entre os reforços varia de 0,30 a 0,60 m, totalizando 28 camadas com comprimento médio de 11,50 m na seção mais crítica, correspondendo a uma demanda de 344,30 m²/m.

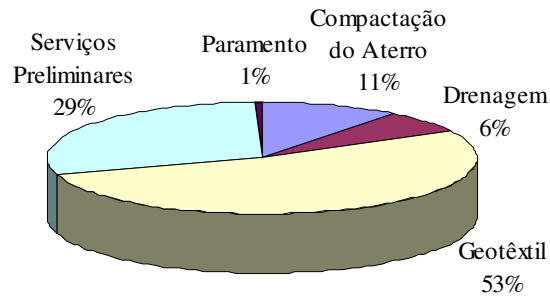
Entre as estacas 29+10,00 e 32+10,00, a estrutura de solo reforçado é composta por duas bancadas com inclinação de 1H : 2V. A bancada inferior possui altura máxima de 6,80 m, com 18 camadas de geotêxteis OP 60 espaçados de 0,30 m e 0,40 m e comprimento médio de 7,80 m. A bancada superior, com altura de 10,00 m e sobre a qual está o pavimento, tem 18 camadas de geotêxteis OP 60, espaçados de 0,60 m e com comprimento médio de 10,00 m. As demandas das bancadas inferior e superior são, respectivamente, 170,80 m²/m e 229,90 m²/m, totalizando uma demanda de 400,70 m²/m, para este trecho. A tabela 8.7 resume a configuração dos trechos considerados.

Tabela 8.7- Parâmetros Geométricos dos Trechos do Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381.

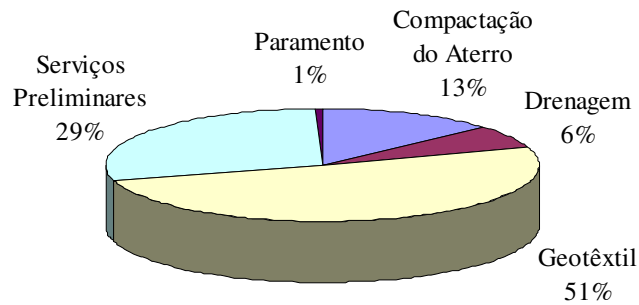
Trecho	Localização (estacas)	Altura (m)	Comprimento (m)	Talude (H:V)
I	20+15,00 à 24+15,00	18,00	80	1:2
II	24+15,00 à 29+10,00 32+10,00 à 34+ 5,00	12,00	130	1:4
III	29+10,00 à 32+10,00	16,80	60	1:2

A comparação dos custos associados às obras projetada e executada está resumida nos gráficos e na tabela da figura 8.16.

**ATERRO REFORÇADO
VARIANTE DA INGÁ - OBRA PROJETADA**



**ATERRO REFORÇADO
VARIANTE DA INGÁ - OBRA EXECUTADA**



Serviço	Obra Projetada		Obra Executada	
	(R\$)	(%)	(R\$)	(%)
Compactação do Aterro	131.010,77	11,0	169.232,82	13,0
Drenagem	78.393,18	6,0	79.393,18	6,0
Manta Geotêtil	651.926,84	53,0	643.884,00	51,0
Serviços Preliminares	363.382,94	29,0	363.382,94	29,0
Paramento	7.635,60	1,0	7.635,60	1,0
Total	1.232.349,93	100,0	1.263.528,54	100,0

Figura 8.16– Comparativo de custos entre projeto e obra executada
(Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381).

Verifica-se que a aquisição das mantas geotêxteis representou 51% do custo total da obra executada, tendo sido utilizados cerca de 21.360 m² de mantas têxteis Amoco 2044 e 72.500 m² de mantas têxteis OP 60.

Assim como no caso anterior, os serviços preliminares, indicados nos gráficos e na tabela da figura 8.16, correspondem aos serviços de desmatamento, corte e regularização do terreno e transporte de bota-fora. Os custos de compactação incluem os serviços de transporte do solo, compactação de centro e das bordas do aterro reforçado e demais custos acessórios.

A partir da concepção e execução da obra da Variante da Ingá, foram aplicados os mesmos procedimentos de reavaliação considerados no exemplo anterior, discriminados em termos das reanálises tipos 1 a 4, descritas a seguir.

8.3.2- Reanálise Tipo 1: Métodos de Dimensionamento

Para a obtenção dos projetos equivalentes relativos às estruturas em solo reforçado para os trechos da Variante da Ingá, foram adotados os mesmos parâmetros do projeto original, adaptando-se as geometrias das seções transversais típicas.

(a) Trecho I: Estacas 20+15,00 a 24+15,00

Fez-se a subdivisão do trecho em dois taludes distintos, por incorporar zonas de solos reforçados com diferentes tipos de solos e reforços, da seguinte forma:

- talude inferior: geometria similar à do projeto original, com 6,00 m de altura e inclinação 1H : 2V;
- talude superior: talude médio representativo das bancadas intermediária e superior, com 12,00 m de altura e 53,1° de inclinação, passando pelo pé do talude intermediário e pela crista do talude superior.

Para os taludes superior e inferior, foram consideradas, respectivamente, sobrecargas de 100 kPa e 122 kPa sobre a zona de solo reforçado e de 210 kPa e 244 kPa sobre o solo retido, representativas dos esforços induzidos pelas massas de solo

sobrejacentes e pela sobrecarga de 10 kPa de pavimento, admitida no projeto original. Os parâmetros adotados nas reanálises tipo 1 para o primeiro trecho da estrutura reforçada estão sistematizados na tabela 8.8.

(b) Trecho II: Estacas 24+15,00 a 29+10,00 e 32+10,00 a 34+5,00

Para o trecho II, adotou-se uma geometria do talude similar à do projeto original, ou seja, altura máxima de 12,00 m e inclinação de 1H : 4V, o que corresponde a um talude com cerca de 76° de inclinação, submetido a uma sobrecarga uniformemente distribuída de 10 kPa (concepção de projeto).

(c) Trecho III: Estacas 29+10,00 a 32+10,00

Para o trecho III, adotou-se um talude médio passando pelo pé da bancada inferior e pela crista da bancada superior, resultando em um talude de 16,80 m de altura e inclinação com cerca de 56°, sobre o qual atua uma sobrecarga uniformemente distribuída de 10 kPa.

As resistências nominais adotadas para os geotêxteis foram de 40 e de 75 kN/m, para os geotêxteis OP 60 e Amoco 2044, respectivamente.

As configurações obtidas para os taludes inferior e superior do Trecho I são apresentadas nas figuras 8.17 e 8.18, respectivamente. Para o talude inferior, são 30 camadas com 3,60 m de comprimento e uma demanda de 162 m²/m de mantas têxteis, proporcionando uma economia da ordem de 65,8% em relação ao projeto original. Para o talude superior, a configuração obtida foi de 30 camadas com 6,20 m de comprimento e uma demanda de 246 m²/m, proporcionando uma economia de 61,7% em relação ao projeto original.

Tabela 8.8- Parâmetros Adotados nas Reanálises para o Trecho I do Aterro Reforçado da Variante da Ingá – BR 381.

Geometria	Talude Inferior			Talude Superior		
Altura (m)	6,00			12,00		
Inclinação (°)	63,5			53,1		
Sobrecarga (kPa)	122 e 244			100 e 210		
Propriedades dos Solos	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
Solo de Aterro	19,6	38,90	20,3	19,6	38,90	20,3
Solo Retido	19,6	38,90	20,3	19,6	38,90	20,3
Solo de Fundação	40	10	20	40	10	20
Fatores de Redução				Amoco 2044	OP 60	
Devido a danos de instalação				1,20	1,20	
Durabilidade				1,10	1,10	
Fluência (creep)				3,00	1,80	
Fatores de Segurança						
Resistência ao cisalhamento do solo				1,30	1,30	
Resistência à tração do geossintético				1,30	1,30	
Resistência ao arrancamento				1,50	1,50	
Resistência ao deslizamento				1,10	1,10	
Coefficientes de Interação						
Ao arrancamento (solo reforçado)				0,80	0,90	
Ao arrancamento (solo de fundação)				0,80	0,90	
Deslizamento direto (ao longo do solo reforçado)				0,70	0,80	
Deslizamento direto (ao longo do solo de fundação)				0,70	0,80	

Para os trechos II e III os valores dos parâmetros geotécnicos, em termos das propriedades dos solos, dos fatores de redução e de segurança e dos coeficientes de interação, são os mesmos indicados na tabela 8.8.

A configuração obtida para o trecho II é apresentada na figura 8.19, constituindo de 25 camadas de 3,05 m de comprimento e uma demanda de 128,25 m²/m de geotêxteis, proporcionando uma economia da ordem de 62,8% em relação ao projeto original. Para o trecho III, a configuração obtida é apresentada na figura 8.20, com 28 camadas de 5,70 m de comprimento e uma demanda de 221,20 m²/m, proporcionando uma economia de 44,8% em relação ao projeto original.

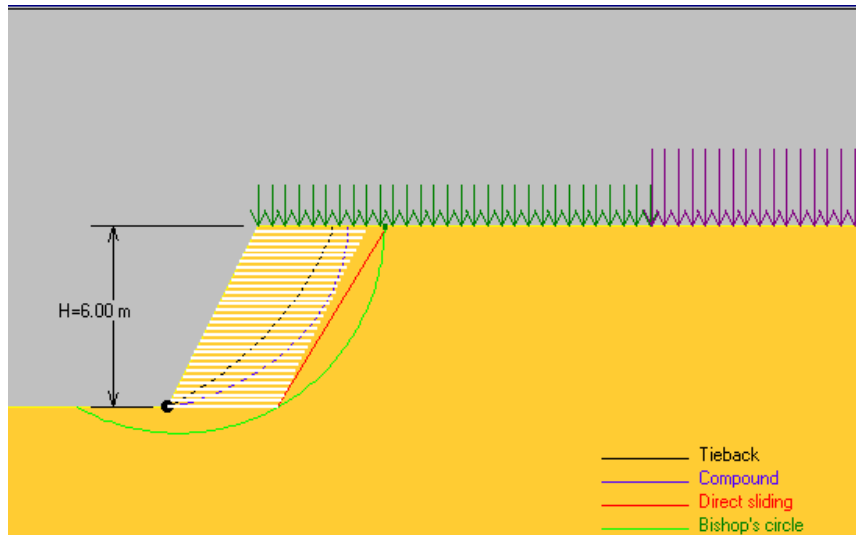


Figura 8.17- Configuração da Reanálise Tipo 1, obtida para o talude inferior do Trecho I do aterro reforçado da Variante da Ingá.

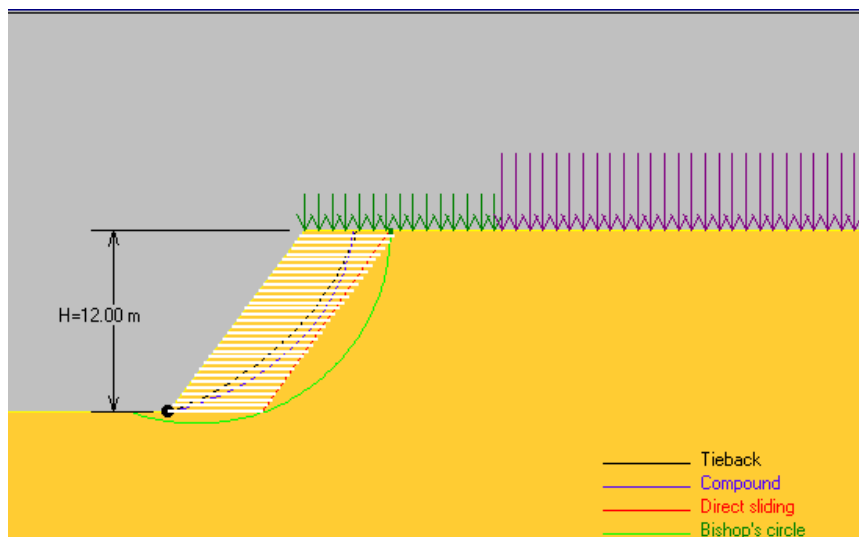


Figura 8.18- Configuração da Reanálise Tipo 1, obtida para o talude superior do Trecho I do aterro reforçado da Variante da Ingá.

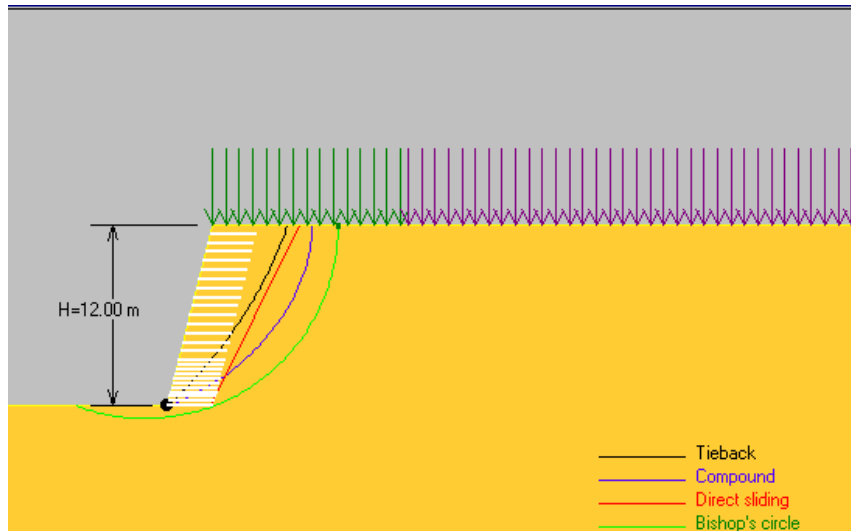


Figura 8.19- Configuração da Reanálise Tipo 1, obtida para o Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá.

Na reanálise feita para os trecho II, os resultados demonstram que há solicitações de esforços de tração somente até o reforço 14, situado a 4,80 m de altura do talude. Este fato está relacionado ao alto valor de coesão adotado na análise, o que não é recomendado para a utilização no programa ReSlope (item 4.7.2), mostrando que deste ponto em diante o talude é totalmente estável sem a necessidade da inclusão de reforços. O mesmo ocorre para os trechos I e III, a partir do reforço 9 (altura de 3,20 m) e 4 (altura de 1,80 m), respectivamente.

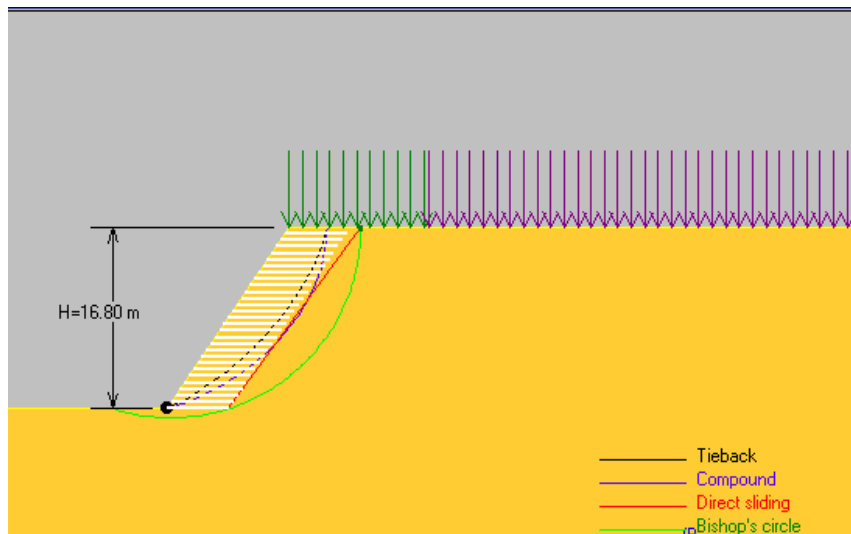


Figura 8.20- Configuração da Reanálise Tipo 1, obtida para o Trecho III do aterro reforçado da Variante da Ingá.

8.3.3- Reanálise Tipo 2: Parâmetros de Resistência das Interfaces Solos-Reforços

Para o estudo da influência relativa dos parâmetros de interação mecânica entre solos e reforços, foram adotados os seguintes princípios:

8.3.3.1- Trecho I

- (i) manutenção das geometrias e sobrecargas dos taludes, dos valores da resistência à tração dos geotêxteis (40 kN/m e 75 kN/m) e mudança no espaçamento entre reforços do talude inferior de 0,20m (uniforme) para uma faixa de 0,20 m a 0,60 m e manutenção do espaçamento entre reforços do talude superior;
- (ii) reavaliação do projeto, mediante a adoção dos valores de resistências à tração obtidas nos ensaios realizados do tipo “faixa larga” (31,1 kN/m para o geotêxtil OP 60 e 60 kN/m para o geotêxtil Amoco 2044; neste último caso, admitindo-se uma redução de 20% da resistência nominal,

valor este muito próximo ao fator obtido para o geotêxtil 2010, da ordem de 19%);

- (iii) adoção dos valores dos parâmetros geotécnicos do solo de aterro de $\phi' = 45^\circ$, $c' = 5,0$ kPa e $\gamma = 19,3$ kN/m³ para o talude inferior e de $\phi' = 42,7^\circ$, $c' = 5,0$ kPa e $\gamma = 26,2$ kN/m³ para o talude superior . No caso, foram adotados valores limites pré-fixados conforme recomendações do autor do programa ReSlope, uma vez que os resultados dos ensaios de laboratório foram de $\phi' = 48,4^\circ$ e $c' = 13,1$ kPa, para o solo do talude inferior e de $\phi' = 42,7^\circ$ e $c' = 16,7$ kPa para o solo do talude superior;
- (iv) mudança dos valores do coeficiente de deslizamento direto ao longo do solo de fundação e ao longo do solo reforçado (tabela 8.7), sendo utilizados os valores obtidos nos ensaios de cisalhamento direto de interface, ou seja: $f = 0,49$ para a interface minério/geotêxtil Amoco 2044 e $f = 0,99$ para a interface sínter / OP 60.

As configurações obtidas para o talude inferior do trecho I são apresentadas nas figuras 8.21 e 8.22, para resistências à tração de 75 e 60 kN/m, respectivamente. No primeiro caso (configuração da figura 8.21), são 11 camadas de 4,85 m de comprimento e uma demanda de 76,95 m²/m, e no segundo caso (figura 8.22), a configuração obtida resultou em 12 camadas de 4,85 m de comprimento e demanda de 83,40 m²/m.

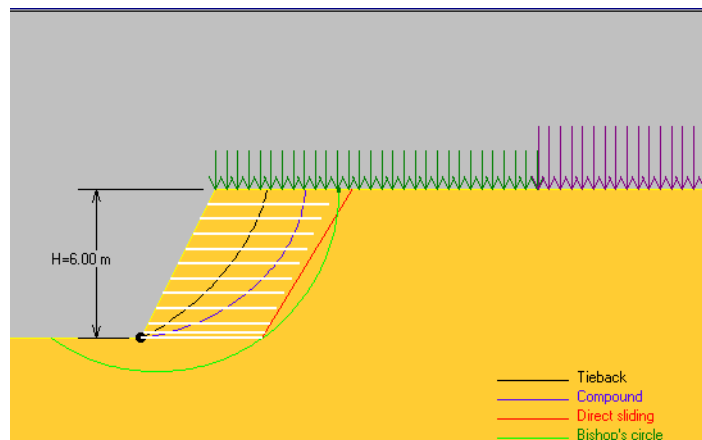


Figura 8.21- Configuração da Reanálise Tipo 2, obtida para o talude inferior do Trecho I do aterro reforçado da Variante da Ingá (T = 75 kN/m).

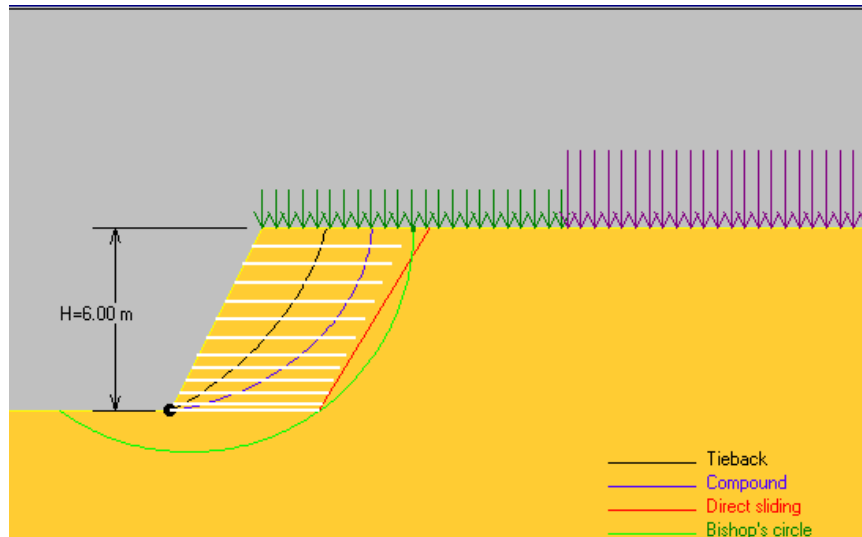


Figura 8.22- Configuração da Reanálise Tipo 2A, obtida para o talude inferior do Trecho I do aterro reforçado da Variante da Ingá ($T = 60 \text{ kN/m}$).

As configurações obtidas para o talude superior são apresentadas nas figuras 8.23 e 8.24, para resistências à tração de 40 e 31,1 kN/m adotadas para o geotêxtil OP 60, respectivamente. Neste caso, a configuração apresentada na figura 8.23 possui 30 camadas de 4,30 m de comprimento e uma demanda de $189 \text{ m}^2/\text{m}$. Para a configuração apresentada na figura 8.24, tem-se 30 camadas de 4,20 m de comprimento e uma demanda de $186 \text{ m}^2/\text{m}$.

As variações percentuais das demandas em relação aos projetos original e equivalente constam de tabela-resumo dos resultados (tabela 8.9) e não serão mais destacadas no texto.

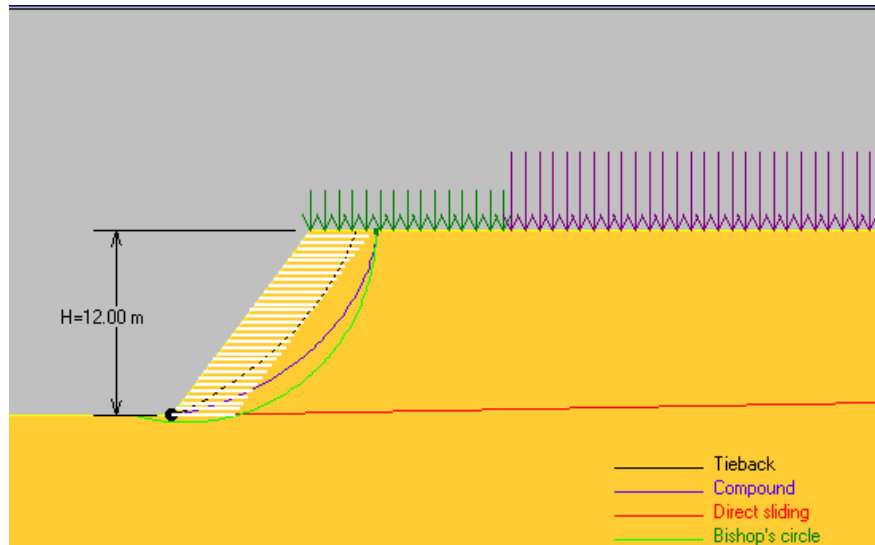


Figura 8.23- Configuração da Reanálise Tipo 2, obtida para o talude superior do Trecho I do aterro reforçado da Variante da Ingá ($T = 40 \text{ kN/m}$).

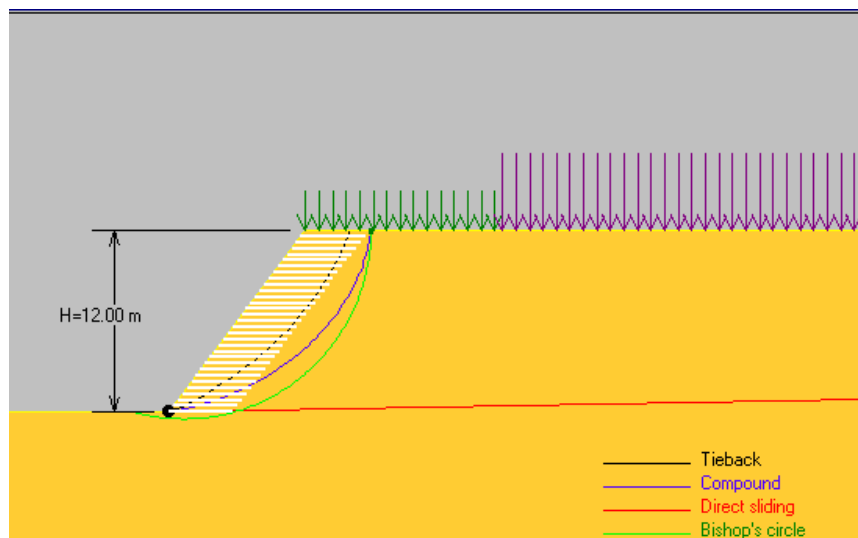


Figura 8.24- Configuração da Reanálise Tipo 2A, obtida para o talude superior do Trecho I do aterro reforçado da Variante da Ingá ($T = 31,1 \text{ kN/m}$).

8.3.3.2- Trechos II e III

Para os trechos II e III, foram assumidas as seguintes condições:

- (i) manutenção das geometrias e sobrecargas dos taludes e do espaçamento entre os reforços;
- (ii) adoção dos mesmos valores dos parâmetros geotécnicos do solo do talude superior do trecho A e das resistências à tração nominal (40 kN/m) e de ensaio (31,1 kN/m) dos geotêxteis tipo OP 60 utilizados neste talude.

A configuração obtida para as condições do trecho II, mostrou-se inconsistente em relação aos reforços mais inferiores (reforços 1 a 6), quanto à estabilidade por ancoragem. Para superar a inconsistência da solução, alterou-se o espaçamento dos reforços de 0,30 a 0,60 m para 0,20 a 0,60 m, sendo a configuração obtida para este caso apresentada na figura 8.25 , comportando 36 reforços de 4,60 m de comprimento e uma demanda de 235,20 m²/m.

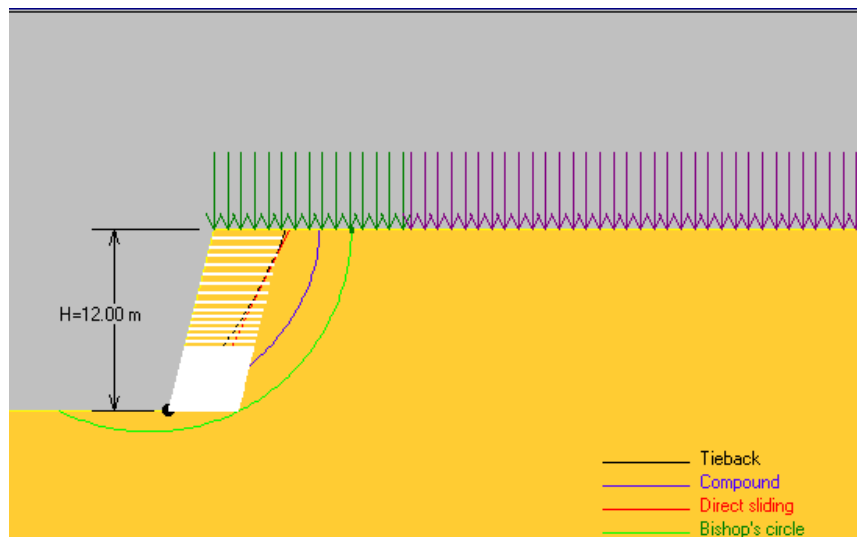


Figura 8.25- Configuração da Reanálise Tipo 2, obtida para o Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá (T = 40 kN/m).

Para uma resistência à tração igual a 31,1 kN/m, modificou-se o espaçamento entre os reforços de 0,30 a 0,60 m para 0,15 a 0,60 m, obtendo-se o arranjo mostrado na figura 8.26, com 44 camadas de 4,60 m de comprimento, correspondente a uma demanda de 284,80 m²/m.

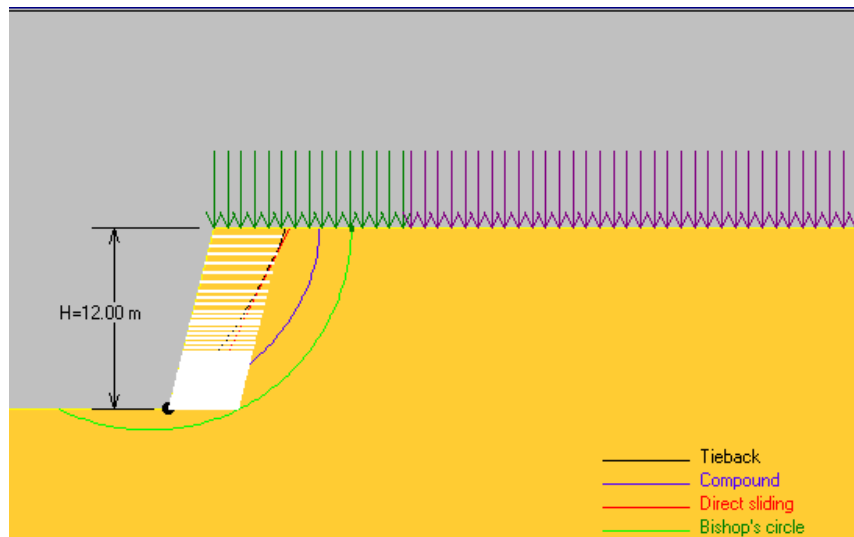


Figura 8.26- Configuração da Reanálise Tipo 2A, obtida para o Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá ($T = 31,1$ kN/m).

Reanálises análogas foram implementadas para o trecho III da obra analisada (figuras 8.27 e 8.28). O arranjo apresentado na figura 8.27 ($T = 40$ kN/m) possui 36 camadas de 4,35 m de comprimento e uma demanda de 231,00 m²/m. Para uma resistência de 31,1 kN/m (figura 8.30), o arranjo resultou em 39 camadas de 4,50 m de comprimento e uma demanda de 254,70 m²/m.

Os resultados das análises estão agrupados na tabela 8.9.

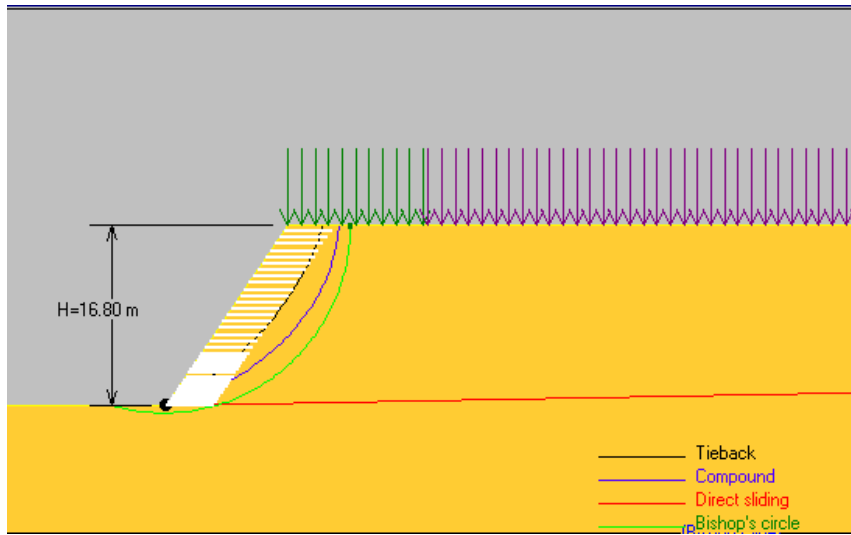


Figura 8.27- Configuração da Reanálise Tipo 2, obtida para o Trecho III do aterro reforçado da Variante da Ingá ($T = 40 \text{ kN/m}$).

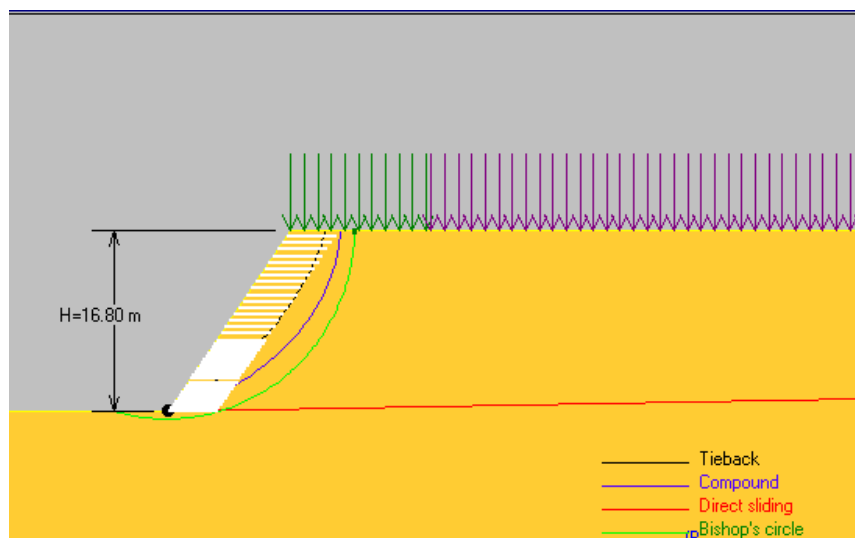


Figura 8.28- Configuração da Reanálise Tipo 2A, obtida para o Trecho III do aterro reforçado da Variante da Ingá ($T = 31,1 \text{ kN/m}$).

Tabela 8.9- Evolução das Demandas de Mantas Têxteis para as Reanálises Tipo 1 e Tipo 2 para o Aterro Reforçado da Variante da Ingá - BR 381.

Projeto	T (kN/m)	Demanda (m ² /m)	Variação (%)	
			P.O	P.E
Trecho I - Estaca 20+15,00 à Estaca 24+15,00				
Talude Inferior				
Original	75	474,00	-	-
Reanálise Tipo 1	75	162,00	- 65,8	-
Reanálise Tipo 2	75	76,95	- 83,8	- 52,5
Reanálise Tipo 2A	60	83,40	- 82,4	- 48,5
Trecho I - Estaca 20+15,00 à Estaca 24+15,00				
Talude Superior				
Original	40,0	643,00	-	-
Reanálise Tipo 1	40,0	246,00	- 61,7	-
Reanálise Tipo 2	40,0	189,00	- 70,6	- 23,2
Reanálise Tipo 2A	31,1	186,00	- 71,1	- 24,4
Trecho II - Estaca 20+15,00 à Estaca 24+15,00 e da Estaca 29+10,00 à Estaca 32+10,00				
Original	40,0	344,30	-	-
Reanálise Tipo 1	40,0	128,25	- 62,8	-
Reanálise Tipo 2	40,0	235,20	- 31,7	+ 83,4
Reanálise Tipo 2A	31,1	284,80	- 17,3	+ 122,1
Trecho III- Estaca 32+10,00 a 34+5,00				
Original	40,0	400,70	-	-
Reanálise Tipo 1	40,0	221,20	- 44,8	-
Reanálise Tipo 2	40,0	231,00	- 42,4	+ 4,4
Reanálise Tipo 2A	31,1	254,70	- 36,4	+ 15,1

P.O: Projeto Original; P.E: Projeto Equivalente (Reanálise Tipo 1).

8.3.4- Reanálise Tipo 3: Influência Específica das Tensões de Confinamento

De maneira a incorporar os efeitos do confinamento na análise do projeto da estrutura analisada, foram introduzidas no dimensionamento os valores das resistências à tração confinada da manta têxtil OP 60, para alongamentos de 5% (tabela 8.10).

Tabela 8.10– Valores de Resistência à Tração de Projeto e para Alongamentos de 5% em Função da Tensão Confinante (Geotêxtil OP 60).

Tensão Confinante σ_c (kPa)	Tração no Geotêxtil ($\epsilon = 5\%$) (kN/m)	σ_c / σ_o	Tração Adotada (Reforço Equivalente) (kN/m)
0	2,23	1,00	31,1
50	6,10	2,73	85,0
100	7,12	3,20	100,0
200	10,74	4,82	150,0

Nota: σ_o = sem confinamento; σ_c = tensão confinante.

Devido aos problemas ocorridos nos ensaios com o geotêxtil Amoco 2044, valores similares de resistência foram considerados, adotando-se os mesmos fatores de majoração obtidos para o geotêxtil Amoco 2010, utilizado no aterro reforçado da MG 030 (item 8.4.4).

Tabela 8.11– Valores de Resistência à Tração de Projeto e para Alongamentos de 5% em Função da Tensão Confinante (Geotêxtil Amoco 2044).

Tensão Confinante σ_c (kPa)	Tração no Geotêxtil ($\epsilon = 5\%$) (kN/m)	σ_c / σ_o	Tração Adotada (Reforço Equivalente) (kN/m)
0	7,13	1,00	60,0
50	12,47	1,75	105,0
100	15,91	2,23	133,8
200	19,31	2,70	162,0

Nota: σ_o = sem confinamento; σ_c = tensão confinante.

Os parâmetros geotécnicos dos solos, são os mesmos adotados nos item 8.3.4.2, e o espaçamento entre reforços para todas as reanálises deste item, serão de 0,20 a 1,00 m, isto em função das resistências à tração adotadas para os reforços.

8.3.4.1- Trecho I

Em função das elevadas tensões de campo, induzidas pelas sobrecargas atuantes, não foram aplicados os procedimentos de subdivisão dos taludes superior e inferior do trecho A para as faixas de tensões utilizadas nos ensaios de tração confinada (50, 100, e

200 kPa), conforme a metodologia utilizada na obra anterior (item 8.2.4). Neste caso particular, adotou-se as rigidezes dos reforços correspondentes às tensões de 200 kPa, para ambos os taludes, solução francamente conservativa em relação à faixa de tensões de campo.

No caso do talude inferior, a tensão de 200 kPa no maciço ocorre para uma altura de 3,80m a partir da base do mesmo (figura 8.29) e a configuração obtida (figura 8.30) resultou em 6 camadas de 4,85 m de comprimento, para uma demanda de reforços de 44,7 m²/m (variações percentuais indicadas nas tabelas finais deste item).

Para o talude superior, as tensões confinantes de 200 kPa, ocorrem para um nível situado a 3,80 m do topo do talude (figura 8.31) e o arranjo resultante é composto por 12 camadas de 4,25 m de comprimento, correspondentes a uma demanda de 82,20 m²/m (figura 8.32).

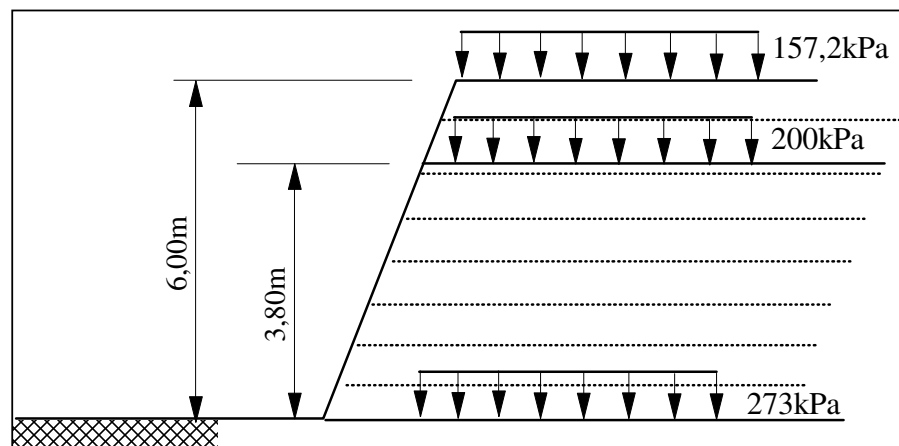


Figura 8.29- Distribuição das tensões verticais atuantes no talude inferior do Trecho I do aterro reforçado da Variante da Ingá.

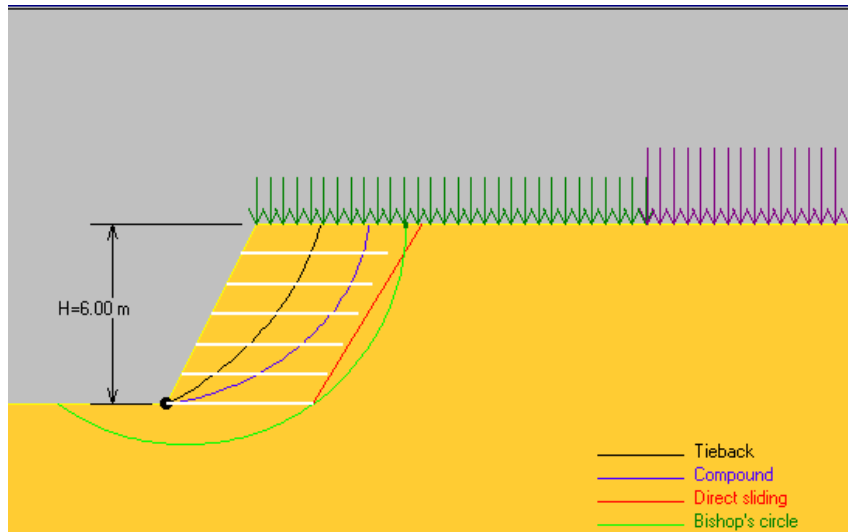


Figura 8.30- Configuração da Reanálise Tipo 3, obtida para o talude inferior do Trecho I do aterro reforçado da Variante da Ingá.

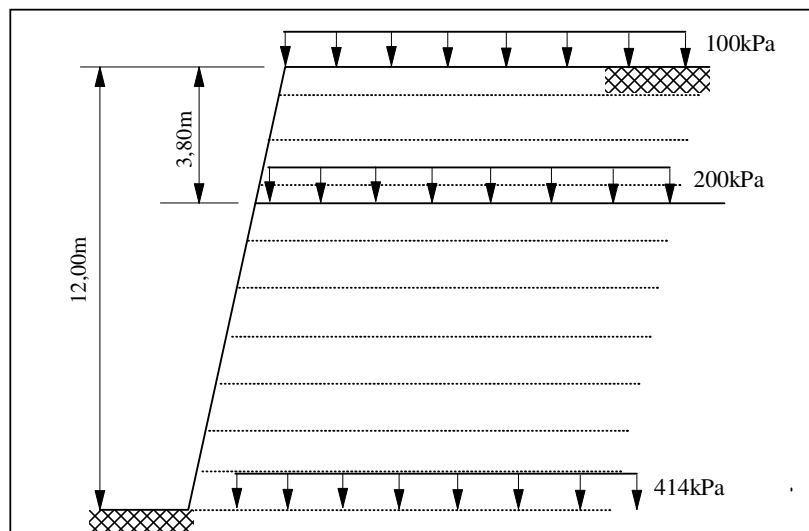


Figura 8.31- Distribuição das tensões verticais atuantes no talude superior do Trecho I do aterro reforçado da Variante da Ingá.

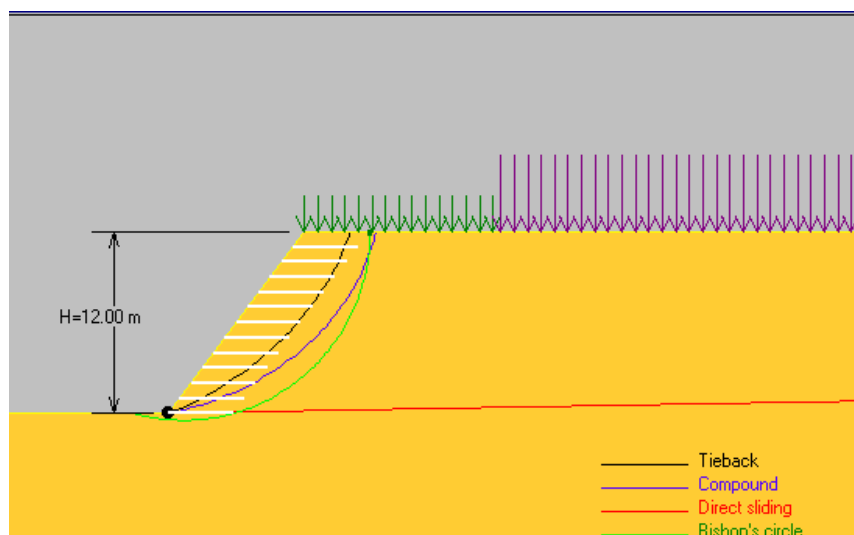


Figura 8.32- Configuração da Reanálise Tipo 3, obtida para o talude superior do Trecho I do aterro reforçado da Variante da Ingá.

8.3.4.2- Trechos II e III

Para os trechos II e III da obra em estudo, os procedimentos analíticos foram os mesmos adotados no item 8.2.4, dividindo-se o talude em três zonas distintas, limitadas pelos reforços correspondentes às tensões atuantes de 50, 100 e 200 kPa (figura 8.9). Neste contexto, as rigidezes dos reforços foram assumidas como sendo uniformes e iguais aos valores obtidos nos ensaios de tração confinada realizados.

A configuração obtida para o trecho II é apresentada na figura 8.33, compreendendo 12 reforços com 4,55 m de comprimento e uma demanda de $85,80\text{ m}^2/\text{m}$, enquanto que para o trecho III a configuração obtida (figura 8.34) comporta 17 camadas de 4,60 m de comprimento, correspondentes a uma demanda de $122,20\text{ m}^2/\text{m}$.

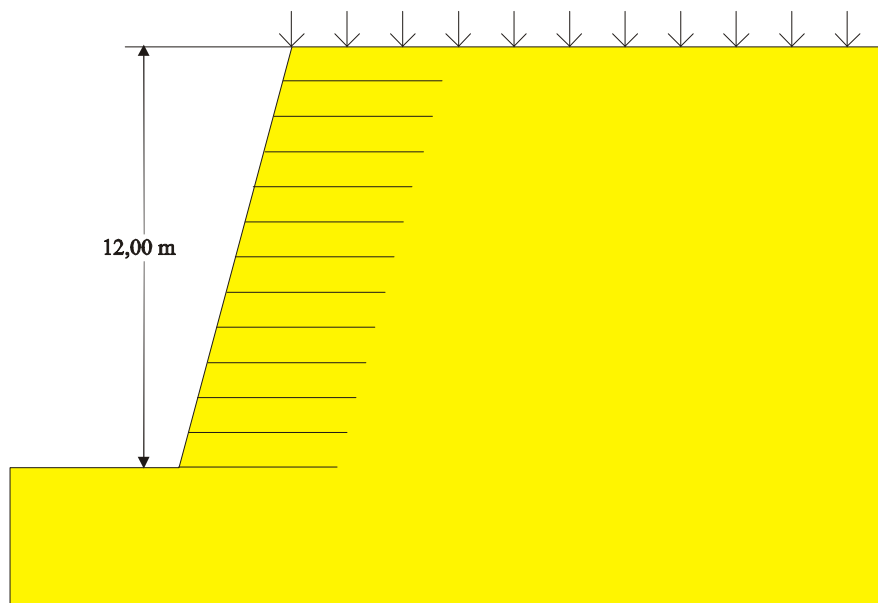


Figura 8.33- Configuração da Reanálise Tipo 3, obtida para o Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá.

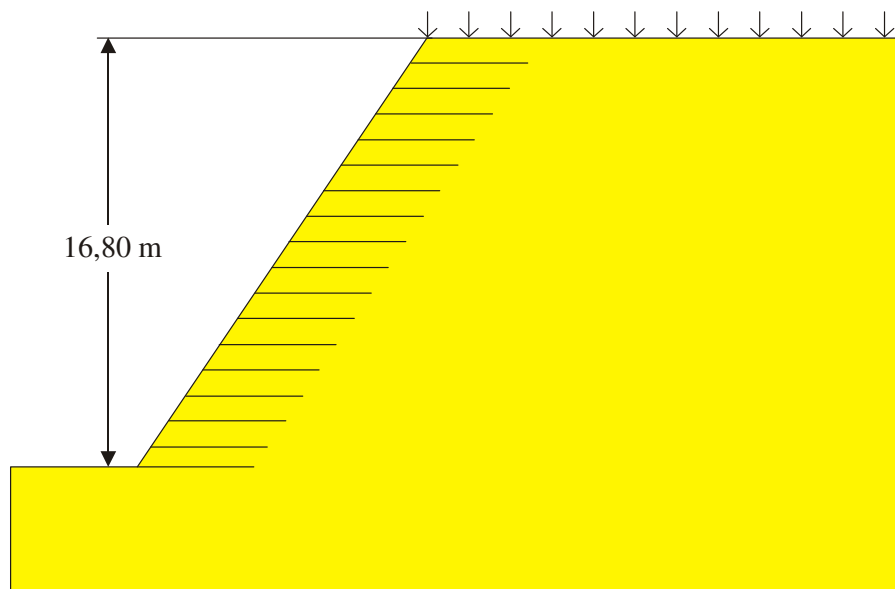


Figura 8.34- Configuração da Reanálise Tipo 3, obtida para o Trecho III do aterro reforçado da Variante da Ingá.

8.3.5- Reanálise Tipo 4: Análise Global dos Projetos

Na reavaliação final do projeto, foram mantidos os parâmetros geotécnicos dos solos e os fatores de segurança e parciais até então adotados, uma vez que atendiam as prescrições recomendadas para obras deste tipo (tabelas 2.2 a 2.4), o mesmo ocorrendo em relação aos materiais sintéticos utilizados como reforços (tabela 2.7). Neste sentido, procedeu-se ao dimensionamento para cada trecho da estrutura com os parâmetros adotados no item 8.3.3, considerando ou não os efeitos do confinamento sobre as resistências mecânicas das mantas têxteis. Para o caso da manta têxtil não tecida OP 60, a contribuição foi considerada mediante a adoção de um reforço equivalente com resistência à tração 50% maior que sua resistência nominal, a qual passou de 40 para 60 kN/m. Por outro lado, para a manta tecida Amoco 2044, o reforço equivalente tem uma resistência mecânica 20% maior, ou seja, passou de 75 para 90 kN/m.

Para o talude inferior sem considerar efeitos do confinamento (resistência de 75 kN/m), o arranjo compreendeu 9 camadas de 4,85 m de comprimento e uma demanda de 63,75 m²/m. Sob confinamento, as condições de projeto implicam um arranjo de 8 camadas de 4,85 m de comprimento e uma demanda de 57,60 m²/m (figura 8.35).

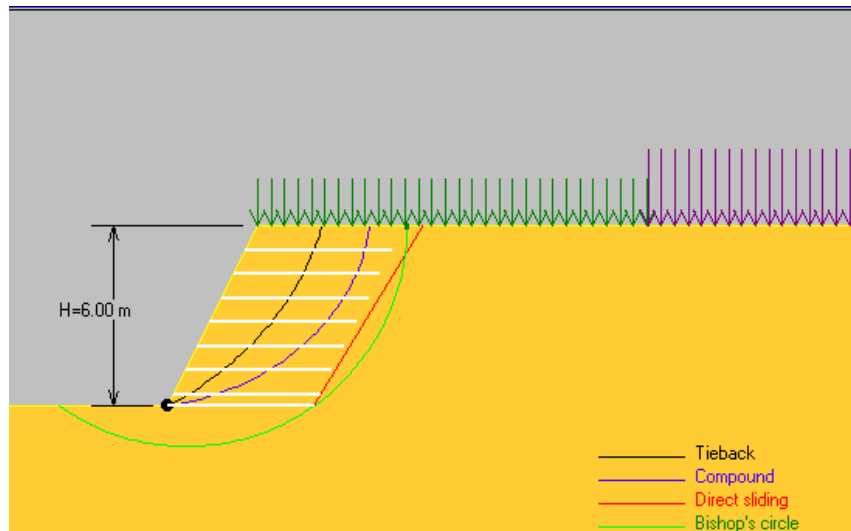


Figura 8.35- Configuração da Reanálise Tipo 4A, obtida para o talude inferior do Trecho I do aterro reforçado da Variante da Ingá (T = 90 kN/m).

Similarmente, foram processadas análises para o talude superior, com e sem a contribuição dos efeitos do confinamento. No primeiro caso, foram obtidas 18 camadas de 4,50 m de comprimento (demanda de 121,80 m²/m) e, no segundo caso, o arranjo compreendeu 16 camadas de 4,50m de comprimento (figura 8.36) e uma demanda de 109,60 m²/m.

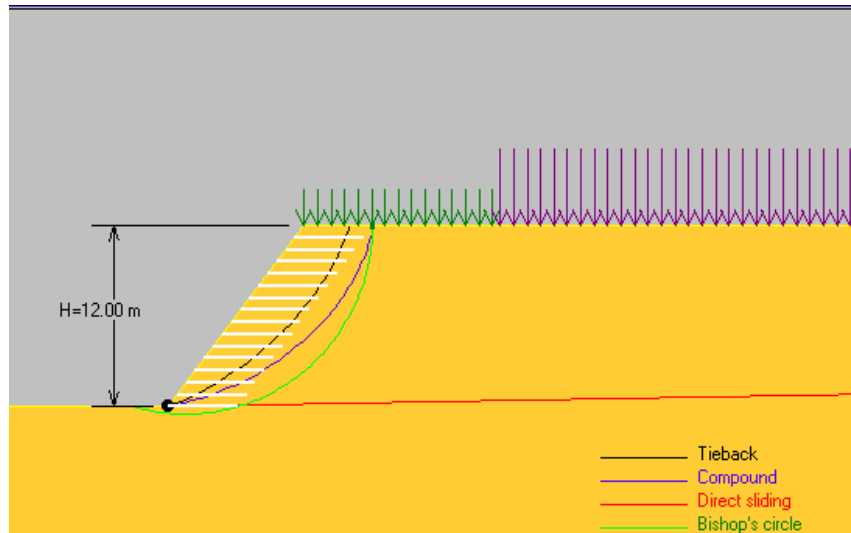


Figura 8.36- Configuração da Reanálise Tipo 4A, obtida para o talude superior do Trecho I do aterro reforçado da Variante da Ingá (T = 60 kN/m).

Para o Trecho II, as configurações obtidas foram as seguintes, considerando ou não os efeitos do confinamento sobre a resistência mecânica das mantas têxteis: 37 camadas de 4,40 m de comprimento e demanda de 233,80 m²/m no primeiro caso e 28 camadas de 4,60 m de comprimento e uma demanda de 185,60 m²/m com o confinamento (figura 8.37). Para este caso, o espaçamento adotado entre mantas variou entre 0,30 e 0,80 m.

A síntese geral dos resultados, em termos da evolução das demandas das mantas têxteis com as diferentes concepções e critérios de projeto, analisados para os aterros reforçados da variante da Ingá, está apresentada nas tabelas 8.12 a 8.15.

Tabela 8.12- Síntese Geral dos Resultados Obtidos para o Talude Inferior do Trecho I do Aterro Reforçado da Variante da Ingá - BR 381.

Projeto	T (kN/m)	Reforço	S (m)	L (m)	Demanda (m ² /m)	Variação (%)		FS Global
						P.O	P.E	
Original	75,0	1 a 30	0,20	14,00*	474,50	-	-	1,53
Tipo 1	75,0	1 a 30	0,20	3,60	162,00	- 65,8	-	1,66
Tipo 2	75,0	1 a 2 2 a 3 3 a 11	0,20 0,40 0,60	4,85	76,95	- 83,8	- 52,5	1,75
Tipo 2A	60,0	1 a 2 2 a 6 6 a 12	0,20 0,40 0,60	4,85	83,40	- 82,4	- 48,5	1,75
Tipo 3	133,8 162,0	1 a 6	1,00	4,85	44,70	- 90,6	- 72,4	1,75**
Tipo 4	75,0	1 a 2 2 a 6 6 a 9	0,40 0,60 0,80	4,85	63,75	- 86,6	- 60,6	1,75
Tipo 4A	90,0	1 a 2 2 a 8	0,40 0,80	4,85	57,60	- 87,8	- 64,4	1,75

(*) comprimento médio.

(**) média dos FS calculados.

Tabela 8.13- Síntese Geral dos Resultados Obtidos para o Talude Superior do Trecho I do Aterro Reforçado da Variante da Ingá - BR 381.

Projeto	T (kN/m)	Reforço	S (m)	L (m)	Demanda (m ² /m)	Variação (%)		FS Global
						P.O	P.E	
Original	40,0	1 a 21 21 a 35	0,30 0,40	15,50*	643,00	-	-	1,53
Tipo 1	40,0	1 a 30	0,40	6,20	246,00	- 61,7	-	1,64
Tipo 2	40,0	1 a 30	0,40	4,30	189,00	- 70,6	- 23,2	1,51
Tipo 2A	31,1	1 a 30	0,40	4,20	186,00	- 71,1	- 24,4	1,49
Tipo 3	100,00 150,00	1 a 12	1,00	4,25	82,20	- 87,2	- 66,6	1,51**
Tipo 4	40,0	1 a 4 4 a 10 10 a 18	0,40 0,60 0,80	4,50	121,80	- 81,1	- 50,5	1,52
Tipo 4A	60,0	1 a 2 2 a 4 4 a 16	0,40 0,60 0,80	4,50	109,60	- 82,3	- 55,4	1,52

(*) comprimento médio

(**) média dos FS calculados.

Tabela 8.14- Síntese Geral dos Resultados Obtidos para o Trecho II do Aterro Reforçado da Variante da Ingá - BR 381.

Projeto	T (kN/m)	Reforço	S (m)	L (m)	Demanda (m ² /m)	Variação (%)		FS Global
						P.O	P.E	
Original	40,0	1 a 10 10 a 18 18 a 28	0,30 0,40 0,60	11,50*	344,30	-	-	**
Tipo 1	40,0	1 a 11 11 a 25	0,30 0,60	3,05	128,25	- 62,8	-	1,74
Tipo 2	40,0	1 a 22 22 a 28 28 a 36	0,20 0,40 0,60	4,60	235,20	- 31,7	+ 83,4	1,81
Tipo 2A	31,1	1 a 26 26 a 35 35 a 38 38 a 44	0,15 0,30 0,45 0,60	4,60	284,80	- 17,3	+ 122,1	1,81
Tipo 3	85,0 100,0 150,0	1 a 12	1,00	4,55	85,80	- 75,1	- 33,1	1,81***
Tipo 4	40,0	1 a 26 26 a 33 33 a 37	0,20 0,40 0,80	4,40	233,80	- 32,1	+ 82,3	1,80
Tipo 4A	60,0	1 a 17 17 a 28	0,30 0,60	4,60	185,60	- 46,1	+ 44,7	1,81

(*) comprimento médio.

(**) valor não encontrado na documentação consultada.

(***) média dos FS calculados.

Tabela 8.15- Síntese Geral dos Resultados Obtidos para o Trecho III do Aterro Reforçado da Variante da Ingá - BR 381.

Projeto	T (kN/m)	Reforço	S (m)	L (m)	Demanda (m ² /m)	Variação (%)		FS Global
						P.O	P.E	
Original	40,0	1 a 10 10 a 18 18 a 36	0,30 0,40 0,60	8,50*	400,70	-	-	**
Tipo 1	40,0	1 a 28	0,60	5,70	221,20	- 44,8	-	1,64
Tipo 2	40,0	1 a 17 17 a 36	0,30 0,60	4,35	231,00	- 42,4	+ 4,4	1,53
Tipo 2A	31,1	1 a 23 23 a 39	0,30 0,60	4,50	254,70	- 36,4	+ 15,1	1,54
Tipo 3	85,0 100,0 150,0	1 a 2 2 a 17	0,80 1,00	4,60	122,20	- 69,5	- 44,8	1,54***
Tipo 4	40,0	1 a 21 21 a 38	0,30 0,60	4,35	242,90	- 39,4	+ 9,8	1,53
Tipo 4A	60,0	1 a 5 5 a 30	0,30 0,60	4,45	198,30	- 50,5	- 10,4	1,54

(*) comprimento médio.

(**) valor não encontrado na documentação consultada.

(***) média dos FS calculados.

Levando-se em consideração que os reforços representam 51% do custo total da obra executada (R\$ 1.263.528,54) e os preços unitários dos geossintéticos à época da execução das obras (R\$ 8,16/m² para o geotêxtil Amoco 2044 e R\$ 6,48/m² para o geotêxtil OP 60), bem como dos quantitativos efetivamente utilizados (21.360 m² de mantas têxteis Amoco 2044 e 72.500 m² de mantas têxteis OP 60), foram estabelecidas as participações relativas aos diferentes geotêxteis como elementos de reforço dos trechos I, II e III da Variante da Ingá, e os custos especificamente associados. Nesta avaliação global, constata-se um valor de referência da ordem de R\$ 814.830,58 para o empreendimento, cerca de 35,5% do custo geral do projeto executado, admitindo-se os custos dos demais serviços da metodologia construtiva.

8.4- OBRA 3: ATERRO REFORÇADO DA MG 030 – NOVA LIMA/MG

8.4.1- Obra Executada

A estrutura de aterro reforçado do km 16 da MG 030 consistiu em um aterro vertical com altura variável, entre 1,00 até 9,20 m de altura máxima em sua parte central (estaca 214). Os espaçamentos adotados foram de 0,20 m nas seções até 6,00 m e de 0,20 e 0,40 m, nas seções com alturas superiores a 6,00 m.

Foram utilizados geotêxteis tecidos de polipropileno e resistência à tração de 42 kN/m do tipo Amoco 2010 como elementos de reforços, incorporados em um maciço constituído por um solo residual de itabirito (SRI) com $c' = 24,3\text{kPa}$ e $\phi' = 48,4^\circ$. O dimensionamento da estrutura foi implementado através do programa SRWall, sendo fixada a resistência à tração do geotêxtil (42 kN/m), com o programa calculando os espaçamentos necessários entre reforços, considerando-se ainda uma sobrecarga uniformemente distribuída de 10 kPa.

A utilização do programa foi condicionada pelo tipo de paramento escolhido para as estruturas de solo reforçado utilizadas em largo trecho da MG 030 (figura 8.39). Entretanto, por questões de atraso no cronograma da construção dos painéis pré-moldados, optou-se pela execução de paramentos convencionais sem, no entanto, considerar quaisquer modificações do projeto original.

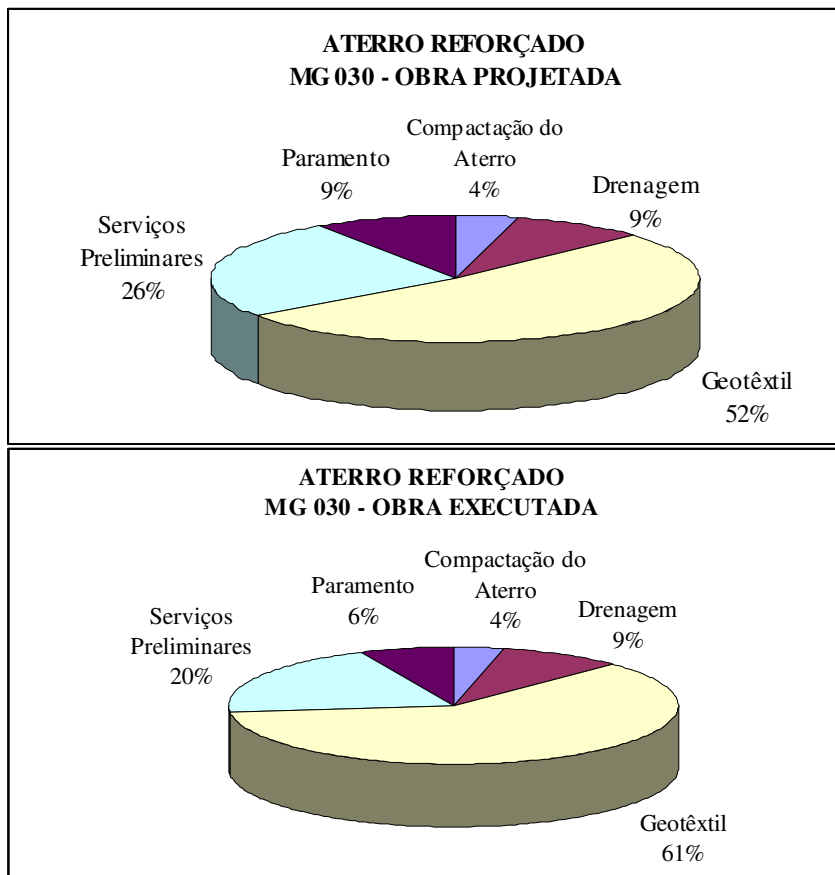
Com base nos procedimentos do método (item 2.6.3), o dimensionamento do aterro reforçado resultou em um arranjo com 37 camadas, sendo 29 com comprimento de 5,00 m e outros 8 com comprimento de 7 m, o que correspondeu a uma demanda de 263,90 m²/m de mantas têxteis.

A comparação dos custos associados à obra projetada e executada está resumida nos gráficos e na tabela da figura 8.40. Verifica-se que a aquisição do geotêxtil representou 61% do custo total da obra executada, tendo sido utilizados cerca de 50.000 m² de mantas têxteis na obra, um acréscimo da ordem de 52,6% em relação ao quantitativo global inicialmente previsto em projeto.

As reanálises previamente aplicadas às obras da BR 381 foram, então, implementadas para esta estrutura da MG 030 e estão descritas a seguir.



Figura 8.39- Placas pré-moldadas utilizadas em paramentos de aterros reforçados da MG 030.



Serviço	Obra Projetada		Obra Executada	
	(R\$)	(%)	(R\$)	(%)
Terraplenagem	8.862,00	4,0	11.711,76	4,0
Drenagem	18.008,50	9,0	*27.650,00	9,0
Manta Geotêtil	107.900,00	52,0	192.892,00	61,0
Serviços Preliminares	52.957,00	26,0	63.436,85	20,0
Paramento	19.609,80	9,0	20.795,08	6,0
Total	207.337,30	100,0	316.485,69	100,0

(*) Incorporação de custos parciais do paramento em “rip-rap” no sistema de drenagem.

Figura 8.40 – Comparativo de custos entre projeto e obra executada

(Aterro Reforçado da MG 030).

8.4.2- Reanálise Tipo 1: Métodos de Dimensionamento

Adotando-se a mesma geometria e os mesmos parâmetros do projeto original (tabela 8.16), procedeu-se à reavaliação do mesmo em função da variação da metodologia de dimensionamento. A resistência à tração da manta têxtil foi assumida como sendo igual a 42 kN/m com espaçamentos variando entre 0,20 e 0,40 m.

Tabela 8.16- Parâmetros Adotados nas Reanálises para o Aterro Reforçado da MG 030.

Geometria			
Altura (m)	9,20		
Inclinação (°)	90		
Sobrecarga (kPa)	10		
Propriedades dos Solos	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
Solo de Aterro	0	30	20
Solo Retido	0	30	20
Solo de Fundação	15	30	17
Fatores de Redução			
Devido a danos de instalação			1,00
Durabilidade			1,00
Fluência (creep)			3,00
Fatores de Segurança			
Resistência ao cisalhamento do solo			1,00
Resistência à tração do geossintético			1,00
Resistência ao arrancamento			1,50
Resistência ao deslizamento			1,10
Fatores de Interação			
Ao arrancamento (solo reforçado)			0,90
Ao arrancamento (solo de fundação)			0,90
Deslizamento direto (ao longo do solo reforçado)			1,00
Deslizamento direto (ao longo do solo de fundação)			1,00

A configuração obtida está apresentada na figura 8.41, sendo constituída de 34 camadas de 5,25 m de comprimento, equivalentes a uma demanda de 238,70 m²/m, o que corresponde a uma economia de 9,5% em relação ao projeto original.

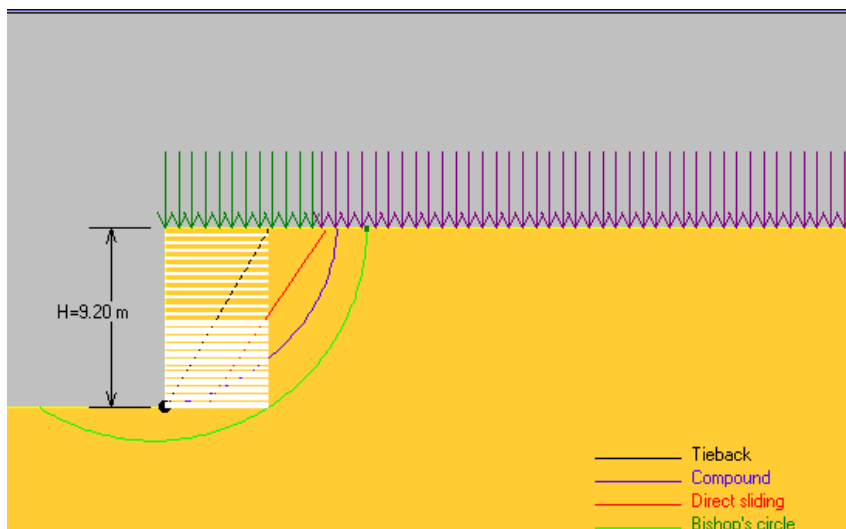


Figura 8.41- Configuração da Reanálise Tipo 1, obtida para o aterro reforçado da MG 030.

A geometria do terreno natural, conforme apresentado na figura 8.41, é condizente com aquela adotada no dimensionamento do projeto original. Na situação de campo, entretanto, a obra de solo reforçado situa-se numa região escarpada com declividade em torno de 30° (figuras 3.13a e 3.14). Nestas condições, a configuração da estrutura reforçada permaneceu invariável (figura 8.42), com a geometria do terreno natural junto ao pé da estrutura afetando significativamente as condições de estabilidade global ($FS = 1,16$, muito inferior ao valor de projeto de $FS = 1,62$ e ao valor mínimo recomendado de $FS = 1,5$).

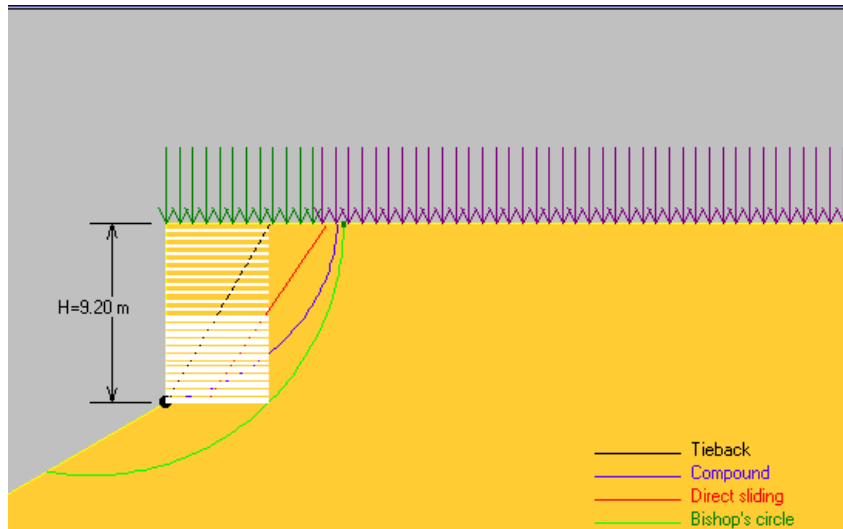


Figura 8.42- Configuração da Reanálise Tipo 1A, obtida para o aterro reforçado da MG 030 (declividade do terreno natural junto ao pé da estrutura $\cong 30^\circ$).

8.4.3- Reanálise Tipo 2: Parâmetros de Resistência das Interfaces Solos-Reforços

Para o estudo da influência dos parâmetros de resistência, foram assumidas as seguintes premissas:

- (i) manutenção da geometria do aterro (levando-se em consideração a declividade do terreno natural junto ao pé da estrutura) e da resistência à tração da manta têxtil;
- (ii) adoção de valores dos parâmetros geotécnicos do solo de aterro, em função dos valores obtidos nos ensaios de laboratório e em função dos limites prescritos pelo programa de cálculo: $\phi' = 45^\circ$, $c' = 5 \text{ kPa}$ e $\gamma = 18,1 \text{ kN/m}^3$;
- (iii) alteração do coeficiente de interação ao deslizamento, correspondente ao valor obtido em ensaio específico, ou seja, fator de atrito $f = 0,67$.

A configuração obtida para esta reanálise é apresentada na figura 8.43, compreendendo 23 camadas de 3,35 m de comprimento e uma demanda de 120,75 m²/m, (as correspondentes variações percentuais das demandas obtidas nesta análise e nas seguintes estão indicadas em tabela-resumo no final do texto). Nestas condições o valor de FS passou de 1,16 para 1,21 em termos da estabilidade global do aterro reforçado

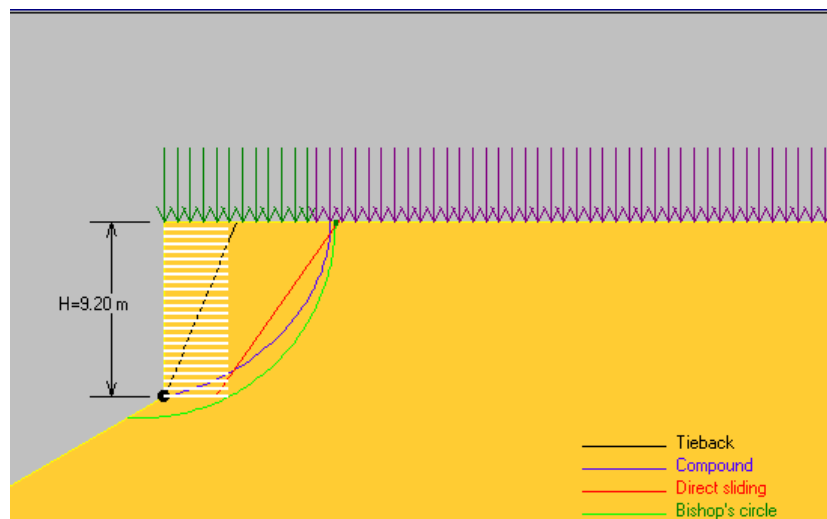


Figura 8.43- Configuração da Reanálise Tipo 2, obtida para o aterro reforçado da MG 030 ($\alpha = 42\text{kN/m}$)

Adotando-se o valor da resistência à tração do geotêxtil, obtida nos ensaios de tração do tipo faixa larga (34 kN/m), a configuração foi alterada para 23 camadas de 3,75 m de comprimento e demanda das mantas têxteis passou a ser de 129,95 m²/m.

8.4.4- Reanálise Tipo 3: Influência Específica das Tensões de Confinamento

Para se estabelecer a contribuição relativa dos efeitos do confinamento sobre a resistência mecânica das mantas têxteis, adotou-se o mesmo procedimento dos casos

anteriores, sendo os valores das resistências à tração da manta têxtil em função das tensões confinantes indicadas na tabela 8.17. Analogamente, adotou-se o mesmo princípio geral de subdivisão do talude em zonas reforçadas distintas, limitadas pelas profundidades correspondentes às tensões de 50, 100 e 200 kPa e com rigidezes constantes e iguais aos valores obtidos nos respectivos ensaios de tração confinada.

Tabela 8.17– Valores de Resistência à Tração de Projeto e para Alongamentos de 5% em Função da Tensão Confinante (Geotêxtil Amoco 2010).

Tensão Confinante σ_c (kPa)	Tração no Geotêxtil ($\epsilon = 5\%$) (kN/m)	$\frac{\sigma_c}{\sigma_o}$	Tração Adotada (Reforço Equivalente) (kN/m)
0	7,13	1,00	34,0
50	10,05	1,41	47,9
100	15,91	2,23	76,0
200	19,31	2,70	92,0

Nota: σ_o = sem confinamento; σ_c = tensão confinante.

A configuração resultante desta análise é apresentada na figura 8.44, compreendendo um total de 12 camadas de 3,50 m de comprimento e demanda de 64,80 m²/m.

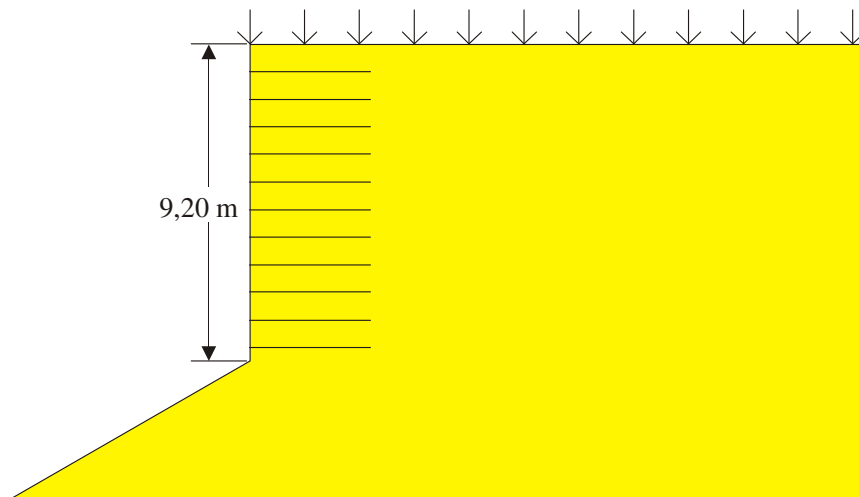


Figura 8.44- Configuração da Reanálise Tipo 3, obtida para o aterro reforçado da MG 030.

8.4.5- Reanálise Tipo 4: Análise Global dos Projetos

Numa concepção específica do projeto, os parâmetros de projeto (tabela 8.14) foram, corrigidos (tabela 8.18), considerando-se as faixas típicas recomendadas pela literatura técnica e as demais prescrições normativas de projeto e dimensionamento deste tipo de estrutura.

Tabela 8.18- Parâmetros Adotados na Reanálise Tipo 4 do Aterro Reforçado da MG 030.

Geometria			
Altura (m)	9,20		
Inclinação ($^{\circ}$)	90		
Sobrecarga (kPa)	10		
Propriedades dos Solos	c (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	γ (kN/m ³)
Solo de Aterro	5	45	18,1
Solo Retido	0	30	20
Solo de Fundação	15	30	17
Fatores de Redução			
Devido a danos de instalação			1,20
Durabilidade			1,10
Fluência (creep)			3,00
Fatores de Segurança			
Resistência ao cisalhamento do solo			1,30
Resistência à tração do geossintético			1,30
Resistência ao arrancamento			1,50
Resistência ao deslizamento			1,10
Fatores de Interação			
Ao arrancamento (solo reforçado)			0,80
Ao arrancamento (solo de fundação)			0,80
Deslizamento direto (ao longo do solo reforçado)			0,67
Deslizamento direto (ao longo do solo de fundação)			0,67

As análises efetuadas incorporaram ou não os efeitos do confinamento sobre a resistência mecânica das mantas têxteis não tecidas (Reanálises Tipo 4 e 4A, respectivamente). No segundo caso, esta contribuição foi considerada mediante a adoção de um reforço equivalente, com resistência limite da ordem de 20% maior que o valor da resistência à tração da manta têxtil (de 42 para 50,4 kN/m), simultaneamente às demais correções em função dos problemas oriundos de danos e/ou processos de

degradação. A configuração obtida para a resistência à tração da manta têxtil igual à 42 kN/m (não incorporando efeitos de confinamento), resultou em 30 camadas de 5,20 m de comprimento e em uma demanda de 210,90 m²/m. Sob confinamento, o arranjo do talude reforçado portou 27 camadas de 5,20 m de comprimento e uma demanda de 190,10 m²/m (figura 8.45).

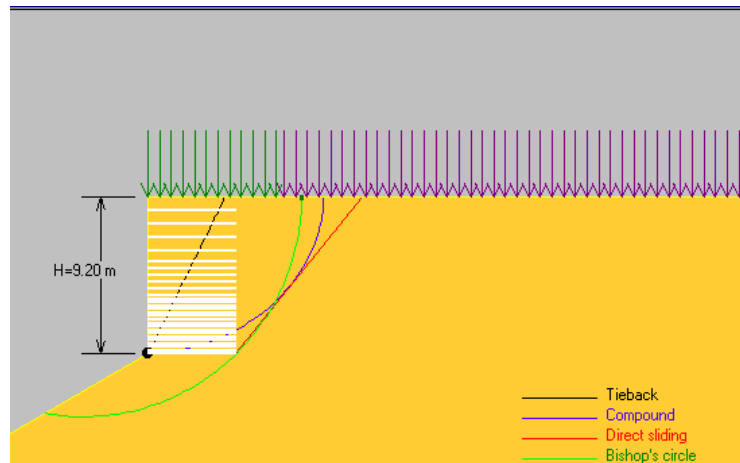


Figura 8.45- Configuração da Reanálise Tipo 4A, obtida para o aterro reforçado da MG 030 (T = 50,4 kN/m).

Os resultados obtidos para reanálises quanto à estabilidade global da estrutura (tabela 8.19) indicam a necessidade da execução de um sistema de contenção abaixo do aterro de solo reforçado, uma vez que os fatores de segurança para as reanálises do tipo 2 em diante apresentam valores extremamente baixos para obras desta natureza ($FS \geq 1,50$ de acordo com a literatura técnica), principalmente por se tratar de um trecho com grande fluxo diário de veículos. Por fugir ao escopo deste trabalho, não se discute aqui possíveis soluções para o problema; o fato concreto é que a estrutura real é crítica em termos da estabilidade global e não em termos da estabilidade externa ou interna dos aterros reforçados.

Tabela 8.19- Síntese Geral dos Resultados Obtidos para o Aterro Reforçado da MG 030.

Projeto	T (kN/m)	Reforço	S (m)	L (m)	Demanda (m ² /m)	Variação (%)		FS Global
						P.O	P.E	
Original	42,0	1 a 30 30 a 37	0,20 0,40	5,00 7,00	263,90	-	-	*
Tipo 1	42,0	1 a 23 23 a 34	0,20 0,40	5,25	238,70	- 9,5	-	1,62
Tipo 1A	42,0	1 a 23 23 a 34	0,20 0,40	5,25	238,70	- 9,5	-	1,16
Tipo 2	42,0	1 a 23	0,40	3,35	120,75	- 54,2	- 49,4	1,21
Tipo 2A	34,0	1 a 23	0,40	3,75	129,95	- 50,8	- 45,5	1,06
Tipo 3	59,5 76,0 92,0	1 a 2 2 a 12	0,40 0,80	3,50	64,80	- 75,4	- 72,9	**1,09
Tipo 4	42,0	1 a 23 23 a 26 26 a 28 28 a 30	0,20 0,40 0,60 0,80	5,20	210,20	- 20,3	- 11,9	1,17
Tipo 4A	50,4	1 a 18 18 a 23 23 a 24 24 a 27	0,20 0,40 0,60 0,80	5,20	190,10	- 28,0	- 20,4	1,17

(*) Não avaliado.

(**) Médias dos FS calculados.

Como nos casos anteriores, os resultados demonstram o impacto dos parâmetros e critérios de projeto na avaliação global das demandas de geotêxteis. Levando-se em consideração que os reforços representam 61% do custo total da obra executada (R\$ 316.485,69), constata-se que o empreendimento seria plenamente viável, sob critério e parâmetros específicos de projeto a um custo aproximado de R\$ 262.475,93, ou seja, cerca de 82,8% do custo do projeto original, admitindo-se os custos dos demais serviços da metodologia construtiva e desconsiderando-se obras complementares para garantir $FS \geq 1,5$ em termos de segurança da estrutura contra uma ruptura global.

ESTIMATIVA DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DAS FACES E DOS RECALQUES DAS CRISTAS DAS ESTRUTURAS ANALISADAS

9.1- INTRODUÇÃO

Em projetos correntes de estruturas de contenção, não são comuns análises da deformabilidade destas estruturas, seja em termos dos deslocamentos horizontais dos paramentos, seja em termos das análises de recalques. O procedimento usual é proceder a uma avaliação do comportamento da estrutura em condições específicas de ruptura.

Neste capítulo, análises de deformabilidade dos trechos e/ou estruturas mais íngremes descritas anteriormente são implementadas, de acordo com a metodologia proposta por Jewell e Milligan, 1989 (item 4.5.1), de forma a se verificar os potenciais efeitos decorrentes do dimensionamento das estruturas de solos reforçados com comprimentos tão reduzidos, e sob condições de serviço.

Neste contexto, no presente trabalho, as previsões das deformações das estruturas analisadas serão calculadas, levando-se em consideração as variações de rigidez dos reforços em função das tensões de confinamento atuantes, cujos valores foram estimados através dos ensaios de tração confinada realizados, para as deformações de 1% e 5%, respectivamente.

9.2- ANÁLISES E DEFORMABILIDADE DAS ESTRUTURAS ANALISADAS

9.2.1- Obra 1: Encontro do Lado Direito do Viaduto da MG 123

A figura 9.1 apresenta a variação do módulo de rigidez do reforço utilizado na obra (geotêxtil não tecido de poliéster) com as tensões de confinamento, para

deformações de 1% e 5%, respectivamente. Com base nestes valores, foram estimados os deslocamentos do paramento da estrutura em solo reforçado, admitindo-se as análises por espaçamentos uniformes em arranjos truncado e ideal.

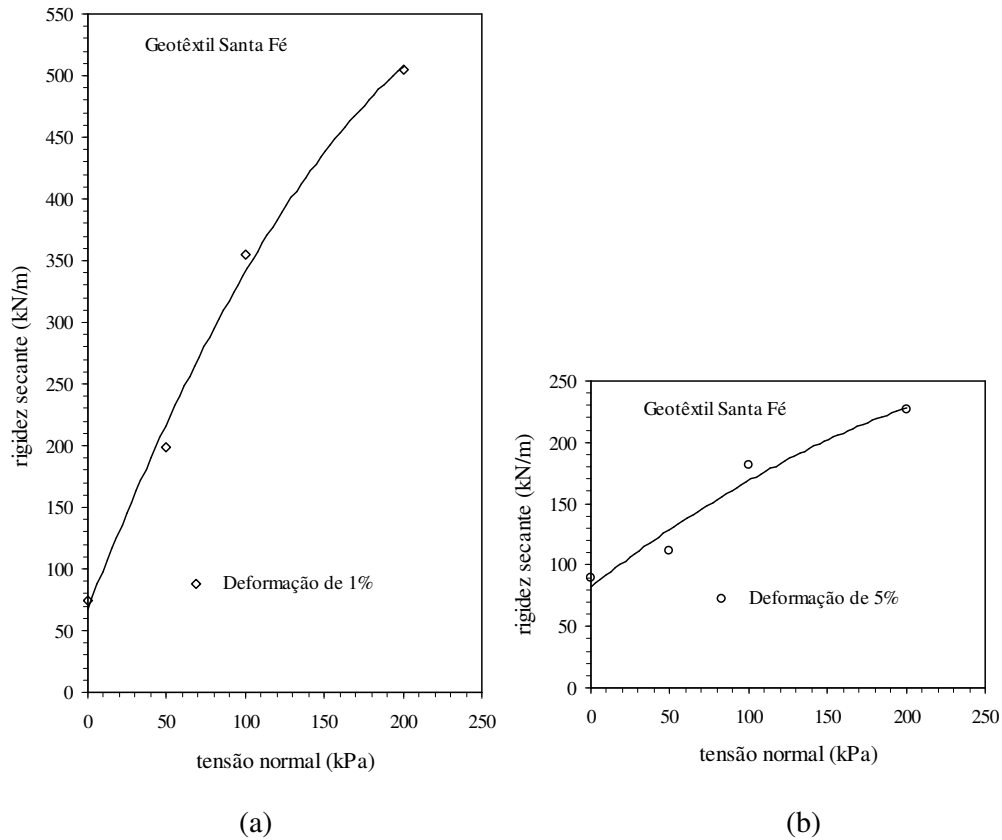


Figura 9.1- Variação da rigidez com as tensões confinantes para o geotêxtil utilizado nas obras da MG 123.

(a) Deformação de 1%; (b) Deformação de 5%.

Nas análises, foram admitidas condições de estado crítico, ou seja, os resultados foram obtidos para um ângulo de dilatância (ψ) nulo e para um ângulo de atrito mobilizado do solo de aterro igual a ϕ'_{cv} (a volume constante), no caso, $\phi' = \phi'_{cv} = 30^\circ$ para o projeto equivalente, $\phi' = \phi'_{cv} = 36,7^\circ$ para a reanálise tipo 2 e $\phi' = 36,7^\circ$ e $\phi'_{cv} = 30^\circ$ para o projeto proposto. Estas condições prevalecem razoavelmente bem nos casos analisados.

Os deslocamentos horizontais da face e os recalques da crista foram avaliados, admitindo-se as configurações de projeto obtidas para algumas reanálises efetuadas no capítulo anterior.

Na figura 9.2a, são apresentados os valores dos deslocamentos horizontais previstos para a face da estrutura do projeto equivalente, considerando-se os arranjos de comprimento ideal (CI) e truncado (CT) e para rigidezes dos reforços correspondentes às deformações de 1% e 5% (102,18 a 523,06 kN/m e 93,21 a 236,07 kN/m, respectivamente) em função das tensões atuantes ao longo do maciço reforçado.

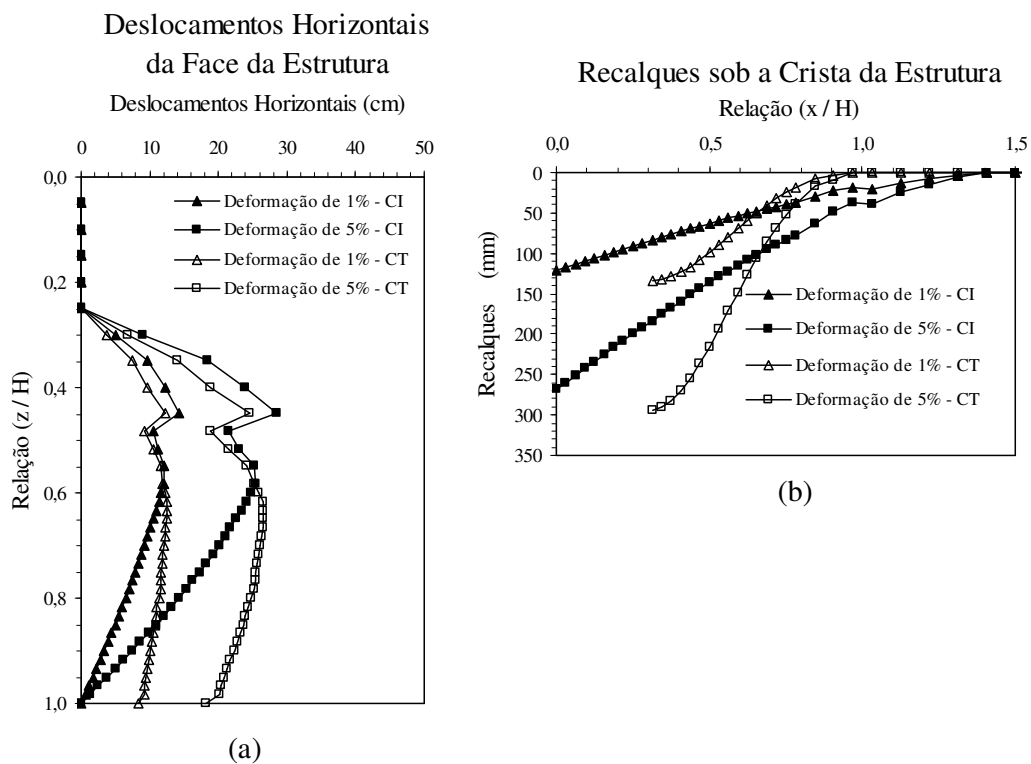


Figura 9.2- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do encontro do lado direito do viaduto da MG 123 - (Projeto Equivalente).

(a) deslocamentos horizontais da face; (b) recalques sob a crista.

Constata-se que os deslocamentos horizontais máximos previstos para a face da estrutura são de 12,5 e 14,3 cm (respectivamente, 1,04% e 1,19% da altura da estrutura), para os arranjos considerados e para valores de rigidezes correspondentes às deformações de 1% e de 26,6 cm e 28,6 cm (respectivamente, 2,22% e 2,38% da altura

da estrutura) para os arranjos considerados e para valores de rigidezes correspondentes às deformações de 5%.

Para arranjos de reforços em comprimento ideal, os deslocamentos máximos ocorrem em $z/H \cong 0,45$, sendo nulos no topo e na base da estrutura. Para arranjos de reforços em comprimento truncado, os deslocamentos máximos ocorrem em $z/H \cong 0,63$, sendo nulos somente no topo da estrutura. Os dois tipos de arranjos evidenciam comportamentos essencialmente distintos na base da estrutura, em função da metodologia da análise considerada.

Os recalques previstos sob a crista da estrutura são apresentados na figura 9.2b, com valores máximos de 121,5 mm e de 133,7 mm para rigidezes correspondentes a 1% de deformação e de 268,4 mm e 293,8 mm para rigidezes relativas às deformações de 5%. Na formulação proposta os valores dos recalques máximos ocorrem a uma distância $x/H \cong 0,3$ para arranjos de comprimento truncado e junto à face para arranjos de comprimento ideal.

Para um valor constante de rigidez dos reforços, tomado como sendo igual à média dos valores limites obtidos para uma dada condição de deformação, foram obtidas as distribuições dos deslocamentos horizontais e dos recalques indicados na figura 9.3. Em relação à análise anterior, constatou-se uma modificação significativa do diagrama dos deslocamentos horizontais, com incremento substancial da movimentação do trecho inferior da estrutura. Esta situação, não referendada pelas observações práticas, é resultado direto da desconsideração dos efeitos restritivos impostos pelas maiores tensões confinantes na rigidez dos reforços mais profundos.

Os deslocamentos máximos previstos, neste caso, são de 15,2 cm e 17,2 cm (1,27% e 1,43% da altura da estrutura, respectivamente), que ocorrem no terço inferior da estrutura (aproximadamente a 20% da altura da estrutura, a partir da sua base), para rigidezes médias correspondentes às deformações de 1% e de 28,9 cm e 32,7 cm (2,41% e 2,73% da altura da estrutura, respectivamente), ocorrendo também em torno de $z/H \cong 0,80$, para rigidezes médias correspondentes às deformações de 5%.

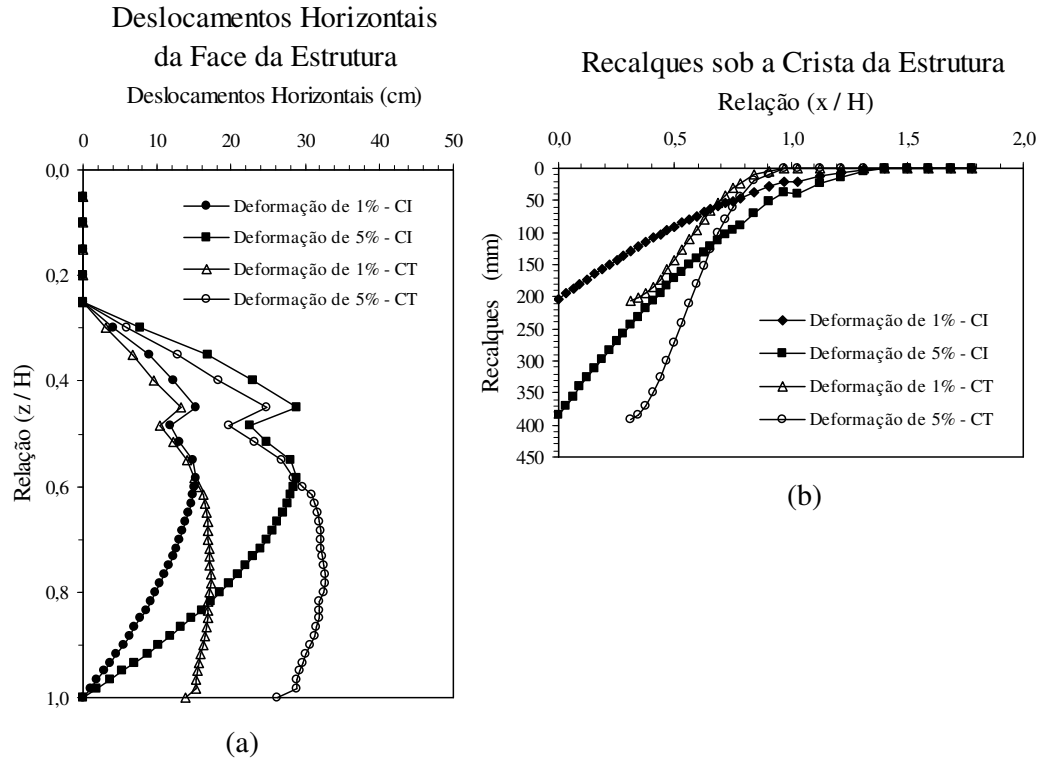


Figura 9.3- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do encontro do lado direito do viaduto da MG 123, para rigidez constante dos reforços (Projeto Equivalente).
 (a) deslocamentos horizontais da face; (b) recalques sob a crista.

Alterando-se os parâmetros de resistência para os valores efetivamente obtidos nos ensaios, os perfis dos deslocamentos horizontais foram muito pouco alterados (com valores máximos da ordem de 13 cm, tomando-se os valores das rigidezes dos reforços a deformações de 1% e da ordem de 26 cm, para rigidezes correspondentes às deformações de 5%). Comportamento similar foi observado em relação aos recalques previstos.

Considerando o projeto de reavaliação global (reanálise tipo 4), os perfis obtidos são aqueles indicados na figura 9.4.

Neste caso, a movimentação da face da estrutura inicia-se bem próximo ao topo do maciço reforçado, com deslocamentos horizontais máximos da ordem de 30 cm (2,5% da altura da estrutura) para ambos os tipos de arranjos, variando em localização

de $\frac{z}{H} \cong 0,40$ para arranjo "CI" para $\frac{z}{H} \cong 0,60$ em arranjo "CT" (rigidezes a 1% de deformação). Estes valores são da ordem de 48,6 cm (4,05% da altura da estrutura) e ocorrem a profundidades similares para rigidezes dos reforços a 5% de deformação. A distribuição dos recalques está indicada na figura 9.4b.

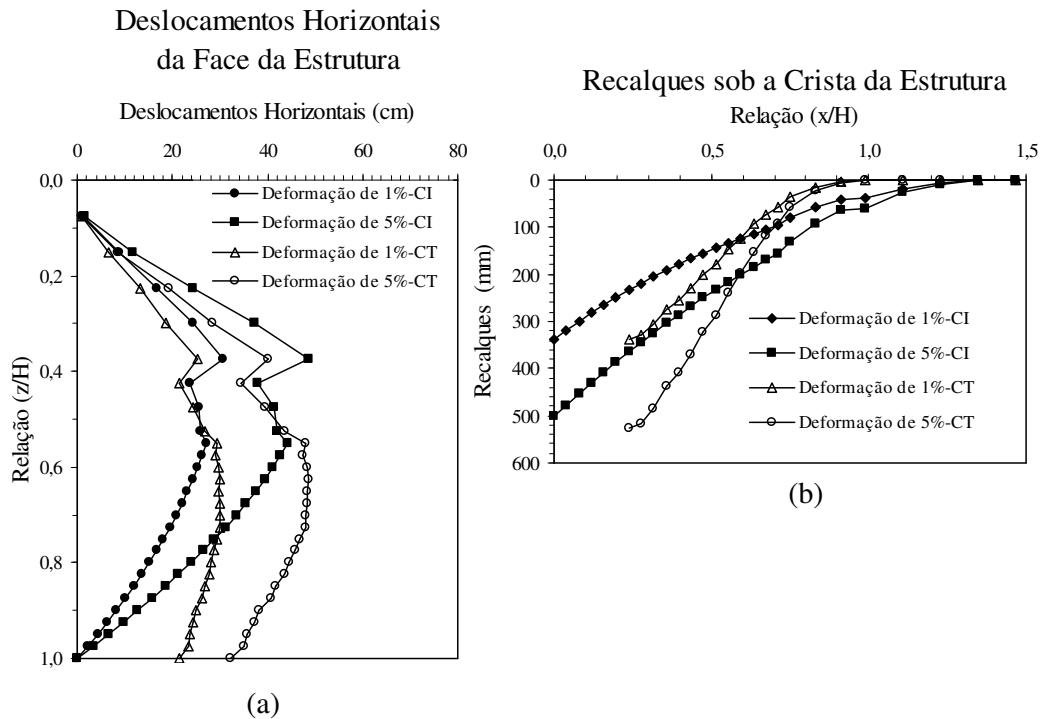


Figura 9.4- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do encontro do lado direito do viaduto MG 123 - (Projeto Proposto).

(a) deslocamentos horizontais da face; (b) recalques sob a crista.

A figura 9.5 mostra as distribuições de deslocamentos (horizontais e recalques) previstos para as diferentes concepções consideradas, em função da rigidez dos reforços a deformações de 1%, associados em arranjo de comprimentos ideais. No projeto final, os deslocamentos são sensivelmente maiores que as análises precedentes mas, na verdade, demonstram o conservadorismo da solução adotada, uma vez que se enquadram em faixas de variações plenamente aceitáveis para este tipo de estrutura (inferior a 5% da altura do maciço reforçado).

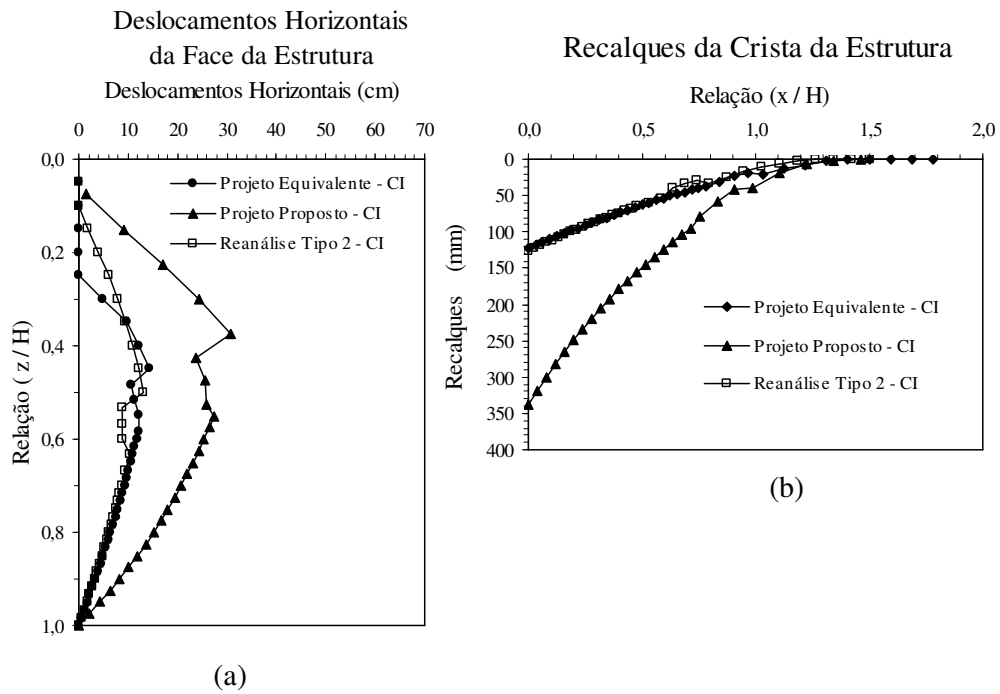


Figura 9.5- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do encontro do lado direito do viaduto MG 123 - (rigidezes dos reforços a 1% de deformação e arranjos de comprimento ideal).
 (a) deslocamentos horizontais da face; (b) recalques sob a crista.

Para arranjos de comprimentos dos reforços truncados e rigidezes correspondentes a deformação de 1%, os perfis previstos são aqueles indicados na figura 9.6. Observa-se, analogamente ao caso anterior, uma magnitude maior de deslocamentos para a configuração proposta na reavaliação global do projeto (reanálise tipo 4).

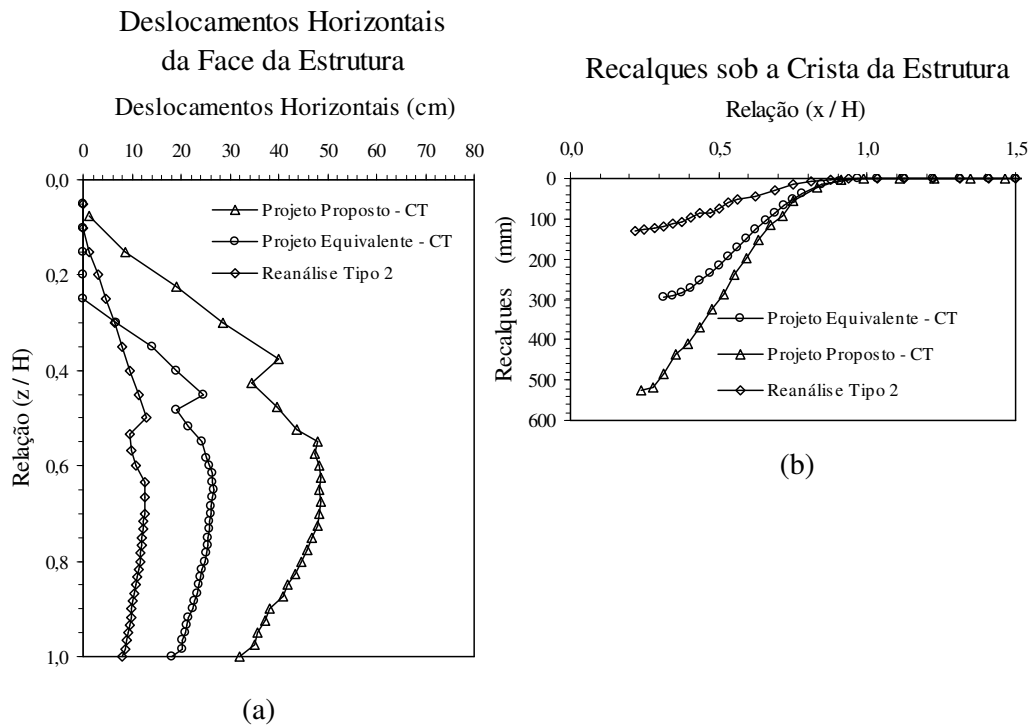


Figura 9.6- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do encontro do lado direito do viaduto MG 123 - (rigidezes dos reforços a 1% de deformação e arranjos de comprimento truncado).
(a) deslocamentos horizontais da face; (b) recalques sob a crista.

9.2.2- Obra 2: Trecho 2 do Aterro da Variante da Ingá - BR 381
Estacas 24+15,00 a 29+10,00 e 32+10,00 a 34+5,00.

A figura 9.7 apresenta a variação da rigidez do reforços com as tensões de confinamento, para o geotêxtil utilizado no Trecho 2 do aterro reforçado da Variante da Ingá (geotêxtil não tecido de poliéster), para as deformações de 1% e 5%, respectivamente, com base nos ensaios de tração confinada realizados.

Analogamente à obra anterior, os perfis dos deslocamentos horizontais da face e os recalques sob a crista da estrutura foram avaliados a seguir, admitindo-se as configurações de projeto para as reanálises efetuadas no capítulo anterior, somente para o Trecho 2, por se tratar do trecho mais íngreme da obra (inclinação do talude $\cong 76^\circ$).

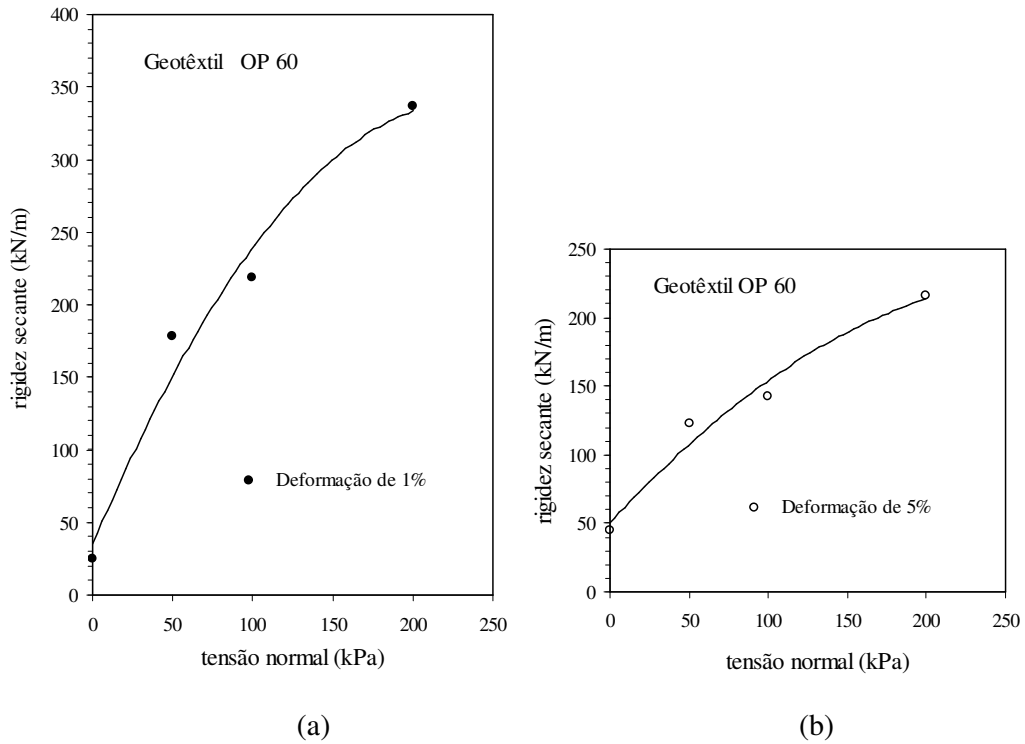
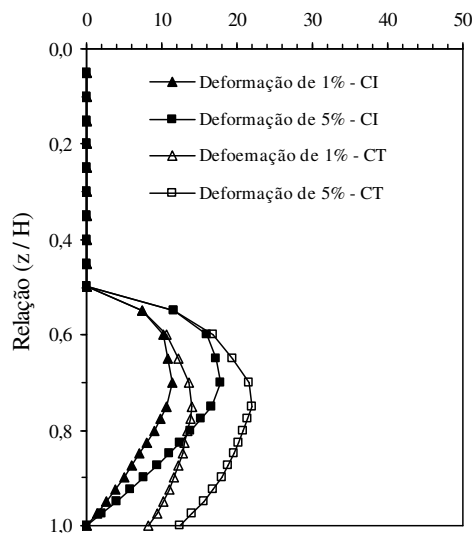


Figura 9.7- Variação da rigidez com as tensões confinantes para o geotêxtil utilizado no Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá - BR 381.
 (a) Deformação de 1%; (b) Deformação de 5%.

Nas análises, os resultados foram obtidos para um ângulo de dilatância (ψ) igual a 10° , ângulos de atrito mobilizados do solo a volume constante ϕ'_{cv} (a volume constante) iguais a $31,8^\circ$ e $35,4^\circ$ para ϕ' (ângulos de atrito de pico) iguais a $38,9^\circ$ e $42,7^\circ$, respectivamente. Estas condições prevalecem bem no caso analisado.

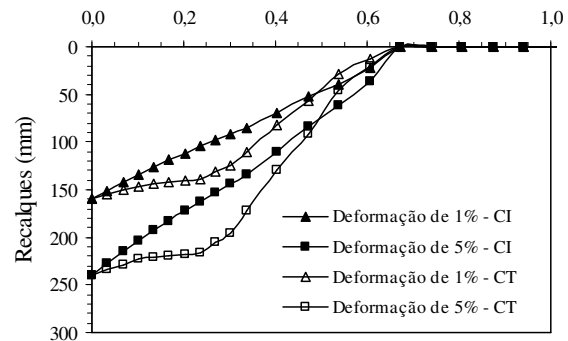
Os deslocamentos horizontais da face e dos recalques da crista da estrutura são apresentados nas figuras 9.8a e 9.8b, respectivamente, para o projeto equivalente e para rigidezes dos reforços correspondentes às deformações de 1% e 5% ($65,92 \text{ kN/m} \leq J_{(1\%)} \leq 340,42 \text{ kN/m}$ e $65,17 \text{ kN/m} \leq J_{(5\%)} \leq 227,2 \text{ kN/m}$).

Deformações Horizontais
da Face da Estrutura
Deslocamentos Horizontais (cm)



(a)

Recalques sob a Crista da Estrutura
Relação (x / H)



(b)

Figura 9.8- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá - BR 381 - (Projeto Equivalente).

(a) deslocamentos horizontais da face; (b) recalques sob a crista.

Os deslocamentos da face da estrutura ocorrem essencialmente na metade inferior do maciço reforçado, com valores máximos de 11,3 cm e 14,1 cm (respectivamente, 0,94% e 1,18% da altura da estrutura) para rigidezes dos reforços correspondentes a 1% de deformação e de 17,8 cm e 22,1 cm (respectivamente, 1,48% e 1,84% da altura da estrutura) para rigidezes dos reforços correspondentes a 5%.

Os recalques máximos previstos foram de 159,9 mm e 239 mm, respectivamente, para as rigidezes dos reforços e tipos de arranjos considerados, comprimentos ideal e truncado (figura 9.8b).

Os perfis dos deslocamentos horizontais da face e dos recalques sob a crista da estrutura, considerando como parâmetros de resistência do solo de aterro os valores obtidos nos ensaios específicos realizados neste trabalho, são apresentados na figura 9.9, compreendendo a reanálise tipo 2 da obra em estudo, para $74,55 \text{ kN/m} \leq J_{(1\%)} \leq 340,5 \text{ kN/m}$ e $69,4 \text{ kN/m} \leq J_{(5\%)} \leq 231,24 \text{ kN/m}$. Os deslocamentos máximos, para as

análises efetuadas, variam de 13,3 a 20,5 cm (figura 9.9a) e os recalques de 177,6 mm a 236,9 mm (figura 9.9b).

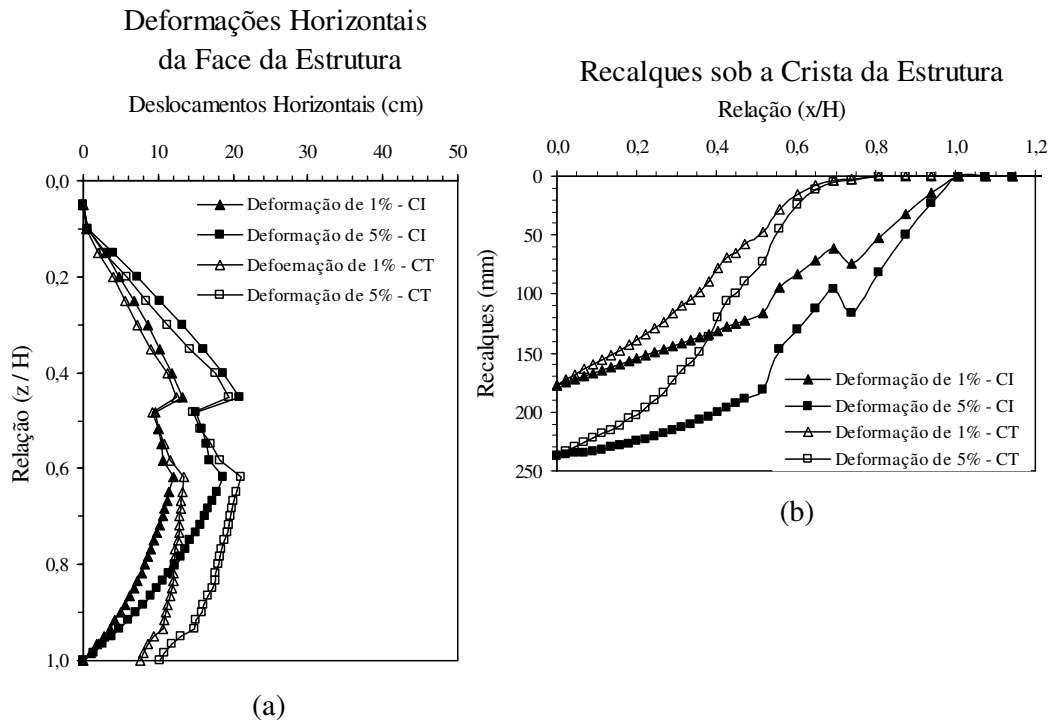


Figura 9.9- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá - BR 381 - (Reanálise Tipo 2).

(a) deslocamentos horizontais da face; (b) recalques sob a crista

Na figura 9.10, são apresentados os perfis dos deslocamentos horizontais da face e dos recalques da crista da estrutura para rigidezes dos reforços correspondentes às deformações de 1% e 5% ($74,5 \text{ kN/m} \leq J_{(1\%)} \leq 340,5 \text{ kN/m}$ e $69,4 \text{ kN/m} \leq J_{(5\%)} \leq 231,2 \text{ kN/m}$), obtidos para a configuração de reavaliação final da obra em estudo.

Os deslocamentos máximos ocorrem no terço médio da estrutura ($\frac{z}{H} \cong 0,60$), variando entre 16,2 cm e 17,7 cm (respectivamente, 1,35% e 1,48% da altura da estrutura) para rigidezes dos reforços à 1% de deformação e de 25,3 cm e 27,8 cm (respectivamente, 2,11% e 2,32% da altura da estrutura) para rigidezes dos reforços à 5% de deformação.

Os recalques máximos são de 234,3mm e 312,6mm, para a rigidez dos reforços à 1% e 5% de deformação, respectivamente, ocorrendo junto à face da estrutura.

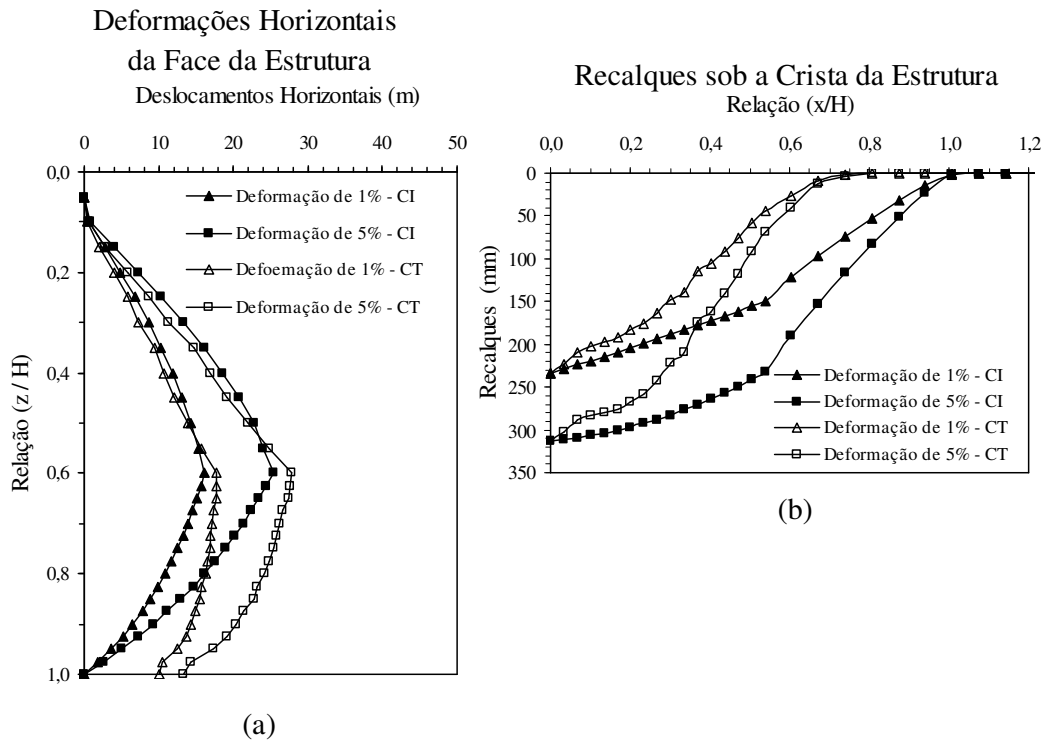


Figura 9.10- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá – BR 381 - (Projeto Proposto).

(a) deslocamentos horizontais da face; (b) recalques sob a crista.

A composição geral dos perfis obtidos nas análises efetuadas está apresentada nas figuras 9.11 e 9.12. Analogamente, a configuração proposta no projeto final é limite aos deslocamentos previstos, situados, no entanto, nas faixas admissíveis para este tipo de estrutura.

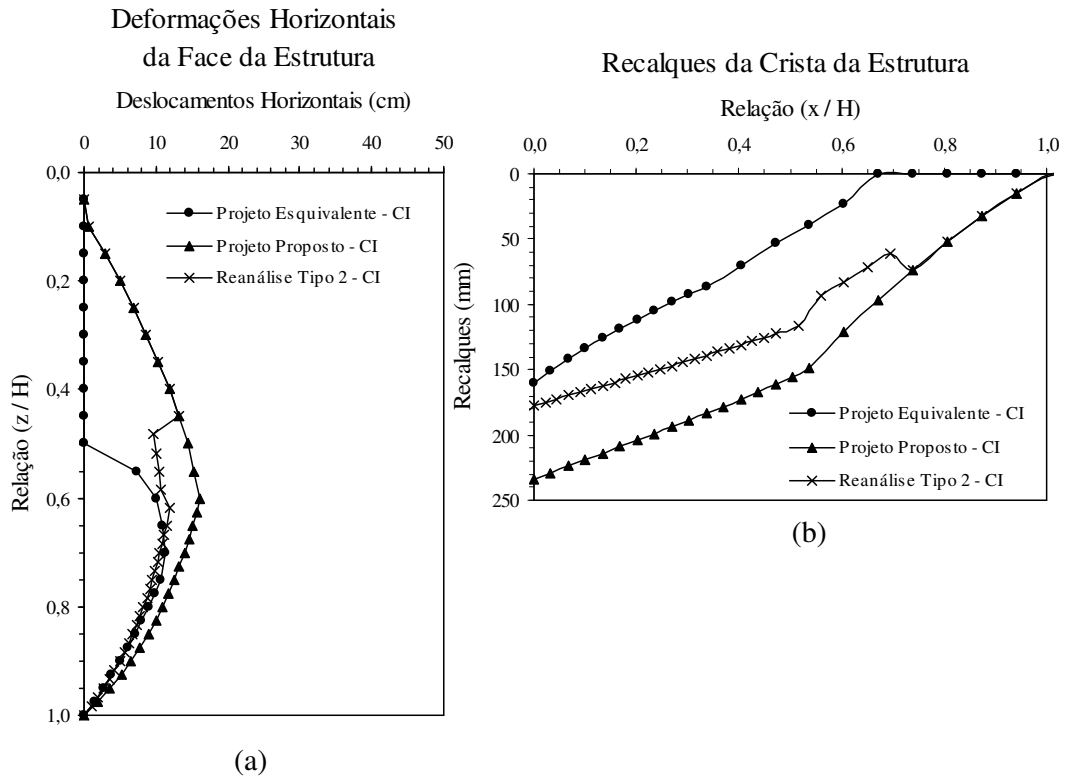


Figura 9.11- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá / BR 381 - (rigidezes dos reforços a 1% deformação e arranjos de comprimento ideal).

(a) deslocamentos horizontais da face; (b) recalques sob a crista

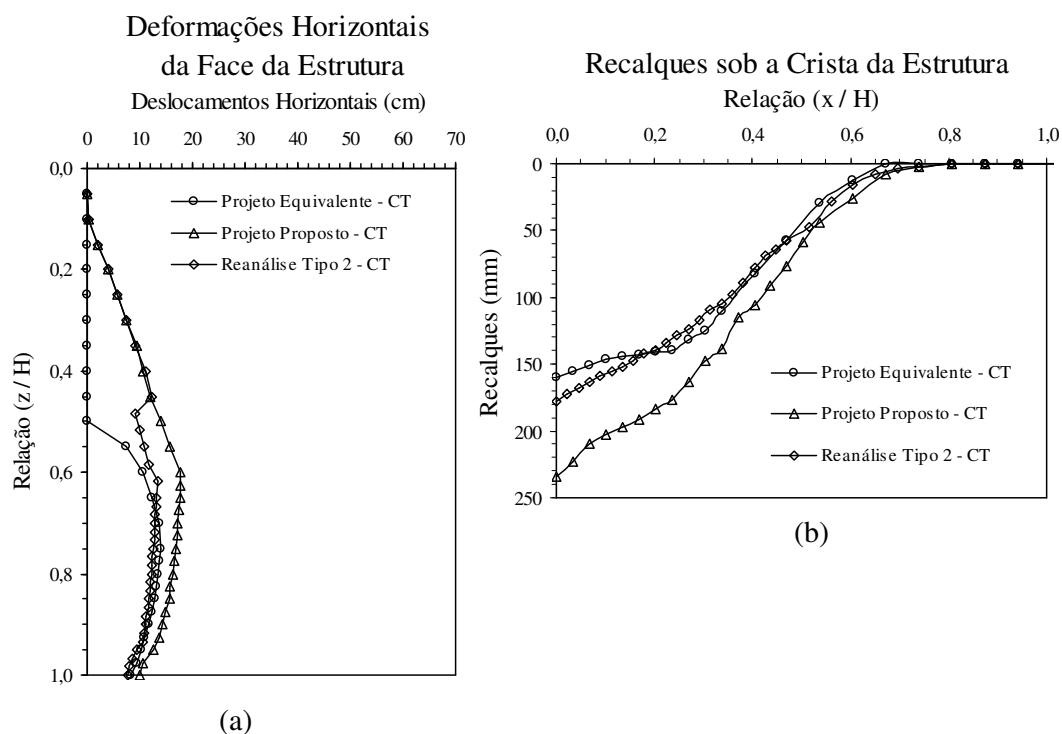


Figura 9.12- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do Trecho II do aterro reforçado da Variante da Ingá / BR 381 - (rigidezes dos reforços a 1% de deformação e arranjos de comprimento truncado)
(a) deslocamentos horizontais da face; (b) recalques sob a crista

9.2.3- Obra 3: Aterro Reforçado da MG 030

Assim como nos casos anteriores, a estimativa dos deslocamentos horizontais da face e dos recalques da crista da estrutura de solo reforçado da MG 030 foi efetuada, considerando-se a variação da rigidez do reforço obtida nos ensaios de tração confinada, para as deformações de 1% e 5%, respectivamente, conforme apresentado na figura 9.13.

Na análises, os resultados foram obtidos para duas situações distintas: na primeira, a qual confere ao caso do projeto equivalente para um ângulo de dilatância (ψ) igual a 0° e $\phi'_{cv} = \phi' = 30^\circ$; na segunda, correspondente aos demais casos analisados, adotou-se um ângulo de dilatância (ψ) igual a 10° , ângulo de atrito

mobilizado do solo a volume constante ϕ'_{cv} igual a $40,2^\circ$, correspondente um ângulo ϕ' igual a $48,4^\circ$.

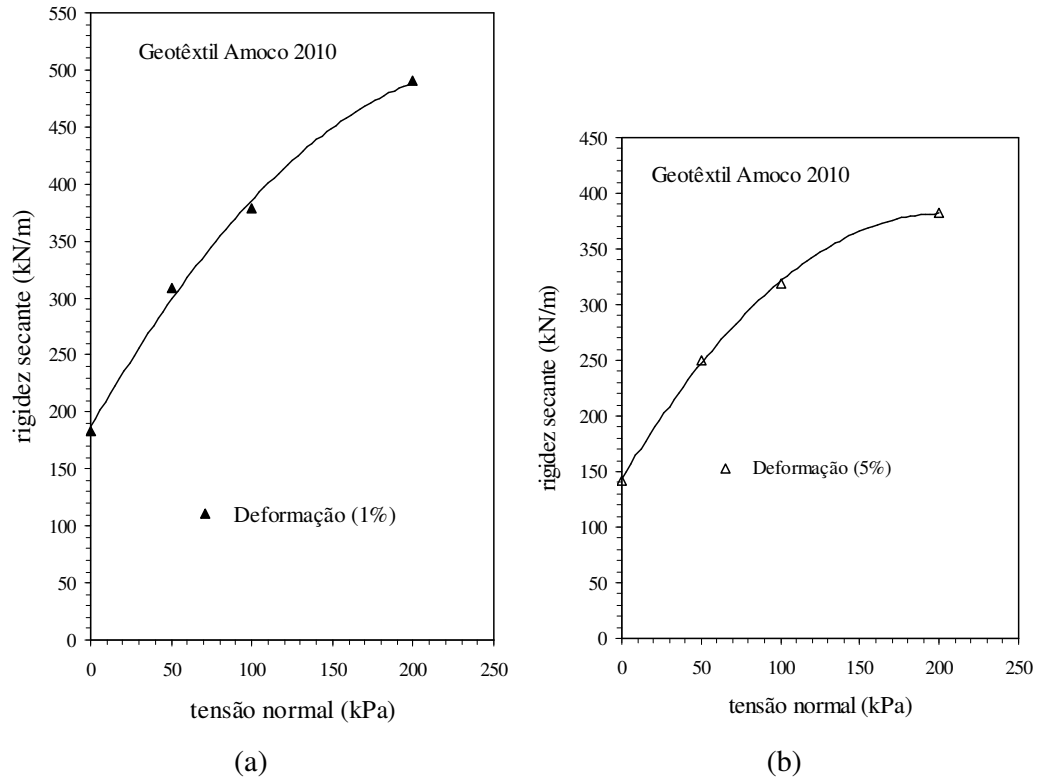


Figura 9.13- Variação da rigidez com as tensões confinantes para o geotêxtil utilizado na obra da MG 030.

(a) Deformação de 1%; (b) Deformação de 5%.

Na figura 9.14, são apresentados os perfis de deslocamentos horizontais da face e dos recalques sob a crista da estrutura para rigidezes correspondentes às deformações de 1% e 5% ($206,5 \text{ kN/m} \leq J_{(1\%)} \leq 478,6 \text{ kN/m}$ e $162,0 \text{ kN/m} \leq J_{(5\%)} \leq 381,2 \text{ kN/m}$) em função das tensões atuantes nos reforços.

Os deslocamentos máximos previstos tendem a ocorrer aproximadamente à meia altura do maciço reforçado, com valores variando entre 12,6 cm e 13,0 cm (respectivamente, 1,37% e 1,41% da altura da estrutura) para rigidezes dos reforços correspondentes a deformações de 1% e entre de 15,3 cm e 15,7 cm (respectivamente,

1,66% e 1,71% da altura do aterro reforço) para rigidezes dos reforços correspondentes a deformações de 5%.

Os recalques máximos estimados são de 134,7 mm e 139,9 mm e de 168,54mm e 171,5 mm , para rigidezes dos reforços a 1% e 5% de deformação, respectivamente.

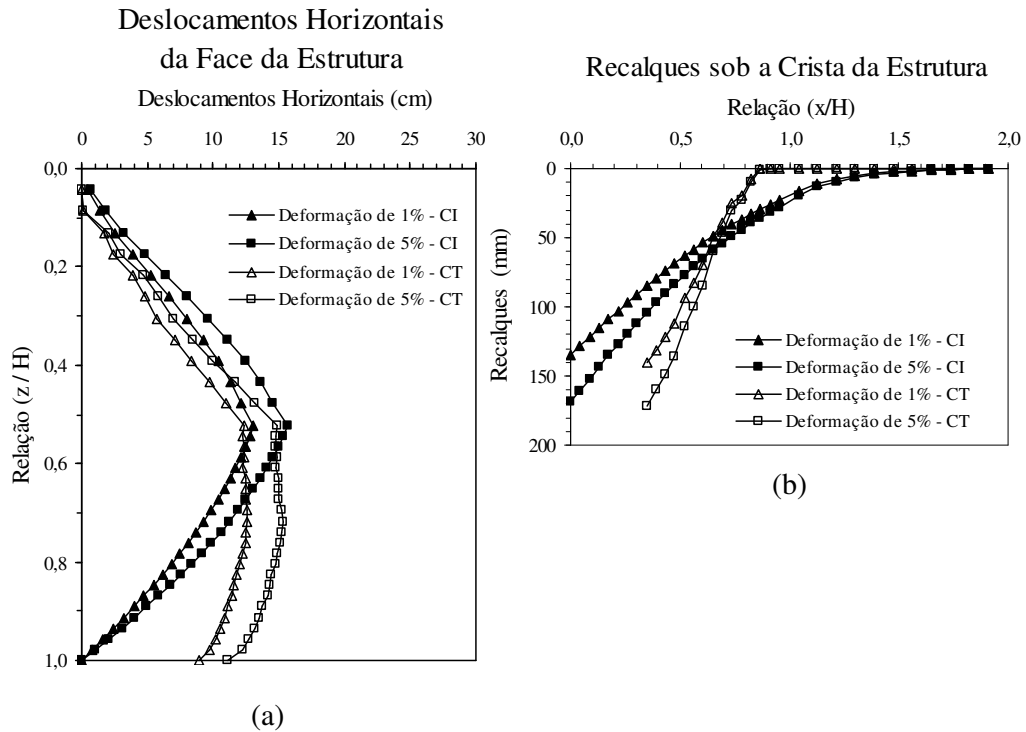


Figura 9.14- Deslocamentos horizontais a face e recalques sob a crista do aterro reforçado da MG 030 - (Projeto Equivalente).

(a) deslocamentos horizontais da face; (b) recalques sob a crista.

Adotando-se os valores dos parâmetros de resistência obtidas nos ensaios realizados e recalculando-se os deslocamentos, obtém-se as distribuições apresentadas na figura 9.15. Os deslocamentos horizontais máximos estimados da face da estrutura variam de 6,8 cm a 7,8 cm (respectivamente, 0,74% e 0,85% da altura da estrutura) e de 8,2cm a 9,4cm (respectivamente, 0,89% e 1,02% da altura do aterro), para rigidezes dos reforços correspondentes a 1% e 5% de deformação, respectivamente, ocorrendo em $z/H \cong 0,70$.

Os recalques máximos previstos para a crista são de 97 mm e 120,1 mm, respectivamente, para as rigidezes consideradas.

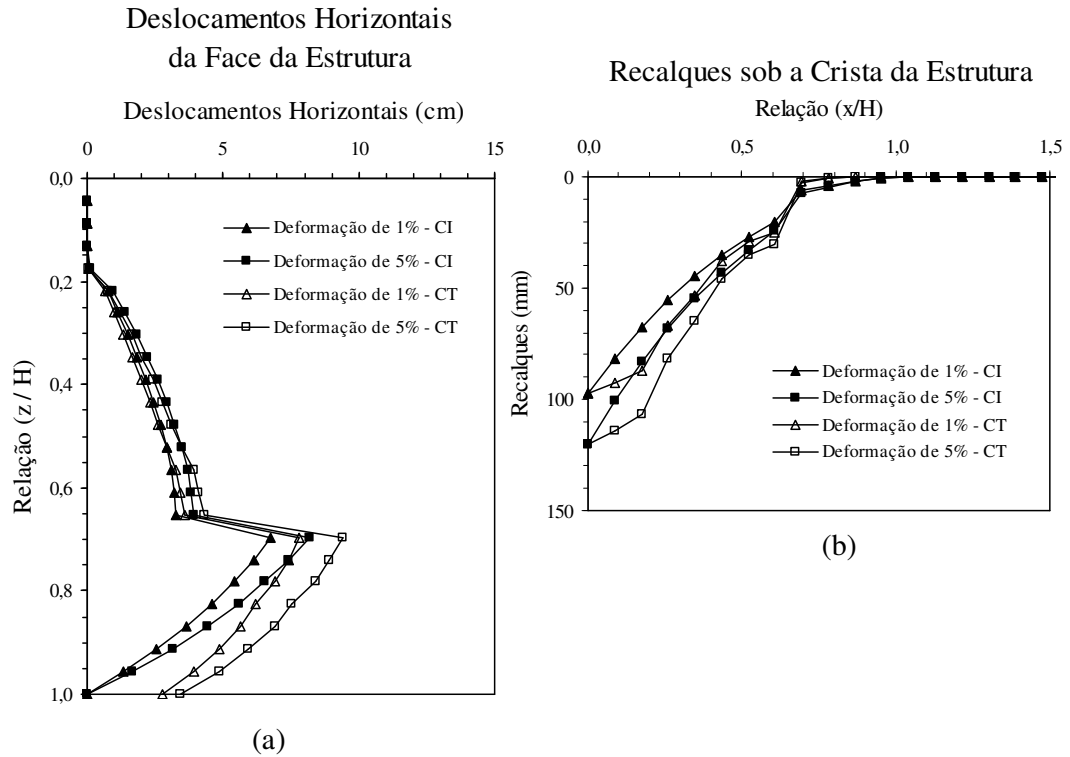


Figura 9.15- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do aterro reforçado da MG 030 - (Reanálise Tipo 2).

(a) deslocamentos horizontais da face; (b) recalques sob a crista.

Para o projeto de reavaliação global, são apresentados na figura 9.16 os perfis de deslocamentos horizontais das faces e dos recalques da crista da estrutura, para rigidezes dos reforços à 1% e 5% ($221,8 \text{ kN/m} \leq J_{(1\%)} \leq 464,9 \text{ kN/m}$ e $176,5 \text{ kN/m} \leq J_{(1\%)} \leq 375,5 \text{ kN/m}$).

Os deslocamentos horizontais máximos da face variam de 5,7 cm a 6,0 cm (respectivamente, 0,62% e 0,65% da altura da estrutura) e de 5,8cm a 6,9cm (respectivamente, 0,63% e 0,75% da altura do maciço reforçado), para as respectivas rigidezes a 1% e 5% de deformação sob as tensões atuantes nos reforços.

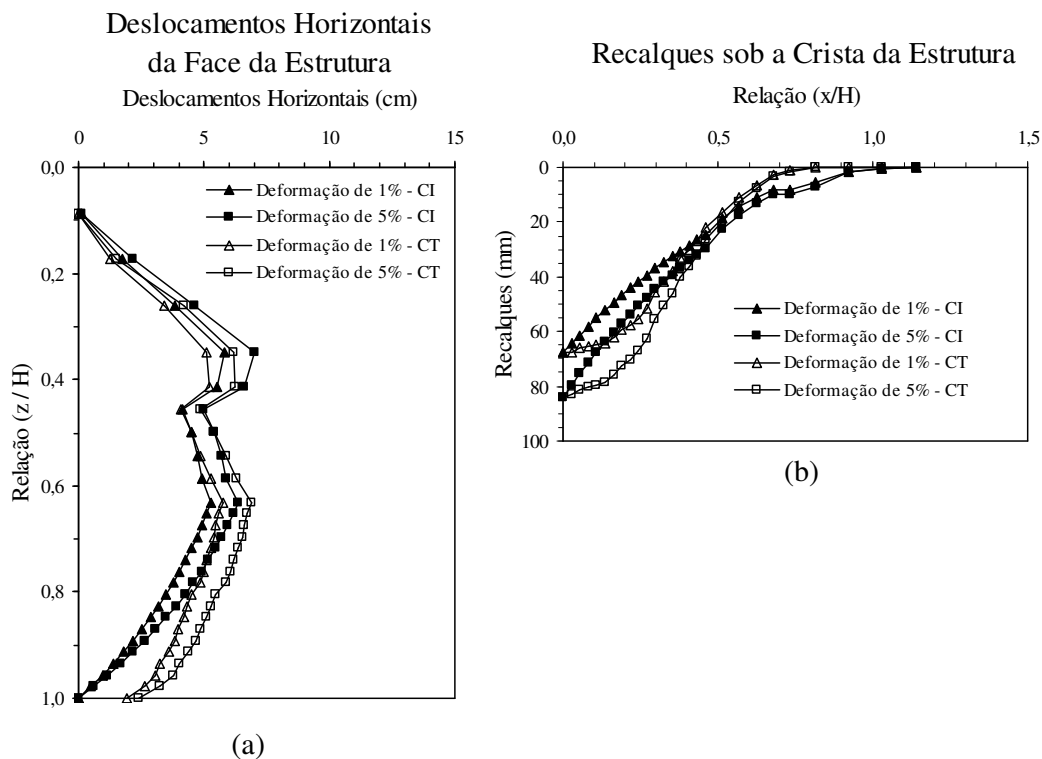


Figura 9.16- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do aterro reforçado da MG 030 – (Projeto Proposto).

(a) deslocamentos horizontais da face; (b) recalques sob a crista.

Os recalques máximos da crista para rigidezes a 1% e 5% de deformação são, respectivamente, de 67,8 mm e 84,0 mm, ocorrendo junto à face da estrutura.

As figuras 9.17 e 9.18, apresentam a comparação entre perfis de deslocamentos obtidos para as diferentes análises implementadas. Neste caso, verifica-se que o projeto equivalente é o mais crítico em termos da deformabilidade global da estrutura mas, similarmente a todas as análises precedentes, os deslocamentos previstos encontram-se nas faixas de valores considerados como admissíveis para este tipo de estrutura.

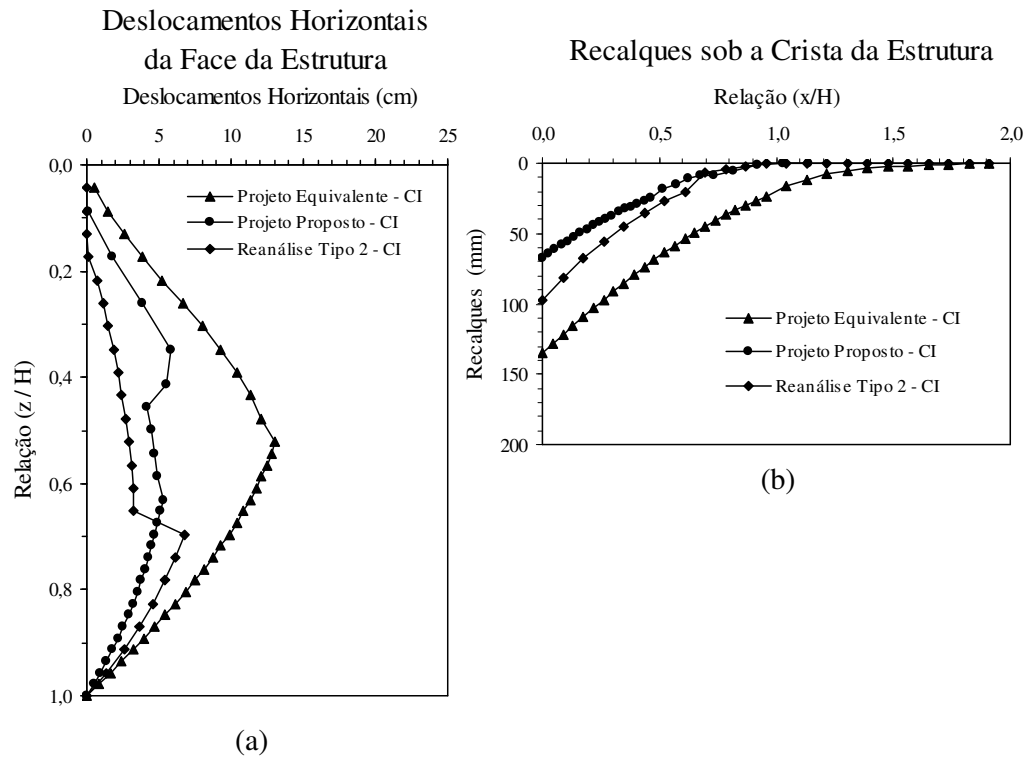


Figura 9.17- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do aterro reforçado da MG 030 - (rigidezes dos reforços a 1% de deformação e arranjos de comprimento ideal).

(a) deslocamentos horizontais da face; (b) recalques sob a crista

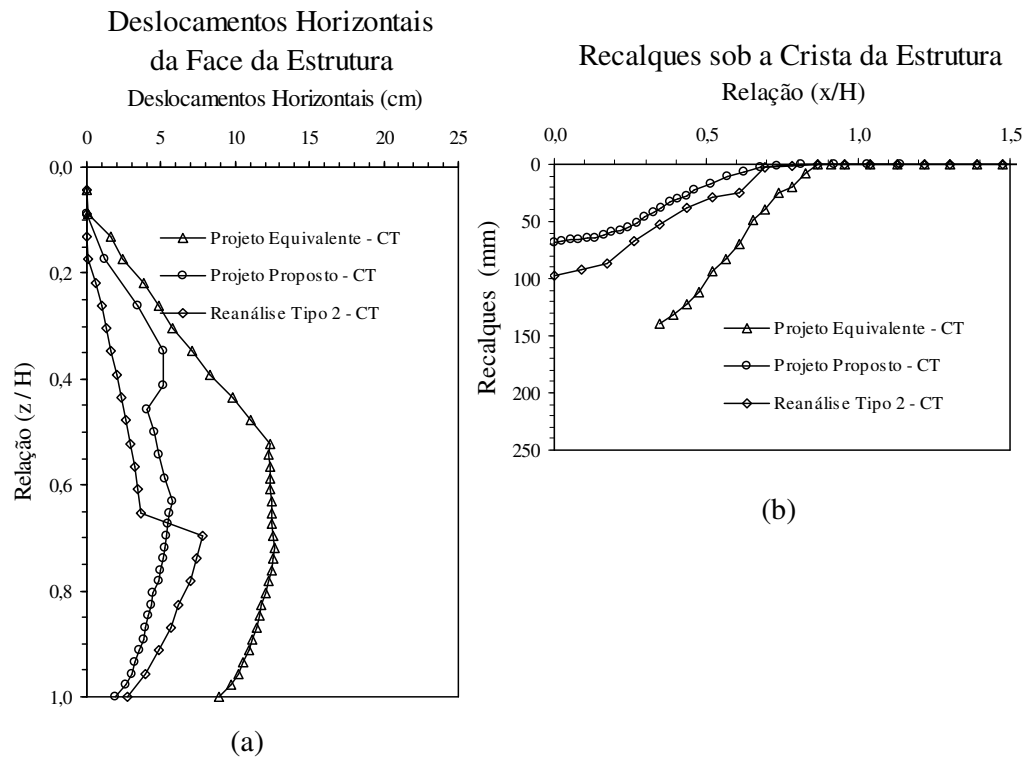


Figura 9.18- Deslocamentos horizontais da face e recalques sob a crista do aterro reforçado da MG 030 - (rigidezes dos reforços a 1% de deformação e arranjos de comprimento truncado).
(a) deslocamentos horizontais da face; (b) recalques sob a crista

Num contexto geral, os valores obtidos ratificam uma elevada deformabilidade das estruturas projetadas com base no programa ReSlope e, assim, seria importante reanalisar com maior espírito crítico a adoção das geometrias recomendadas, especificamente em termos dos comprimentos excessivamente reduzidos dos reforços.

Referências Bibliográficas

Abramento, M. (1995). Um Novo Equipamento para Estudo da Transferência de Carga Solo-Reforço. 2^o Simpósio Brasileiro Sobre Aplicações de Geossintéticos, p. 159 - 168, São Paulo.

Abramento, M. (1995a). Analysis of Pullout Test for Planar Reinforcements in Soil. Journal of Geotechnical Engineering, v. 121, n. 6, p. 476 - 485.

Abramento, M. (1999). Geossintéticos em Estruturas de Contenção e Taludes Íngremes. Curso Sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia Ambiental. 3^o Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Geossintéticos'99, 30p., Rio de Janeiro.

Azevedo, R. F.; Zornberg, J. G. e Nogueira, C. L. (1992). Utilização do Método dos Elementos Finitos no Cálculo de Estruturas de Solos Reforçados. Seminário Sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia, p. 263 - 275, Brasília.

ASTM-D-3080 (1985). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soil Under Consolidated Drained Condition , 18p.

ASTM-D-4595 (1986). Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method, 11p.

Barker, R. e Garber, M. (1978). Theoretical Analysis of the Stability of Slopes. Géotechnique, v. 28, n. 4, p. 395 - 341.

Bathurst, R. J. e Simac, M. R. (1995). Recent Developments in Reinforced Segmental Retaining Wall Technology in North America. 2^o Simpósio Brasileiro Sobre Aplicações de Geossintéticos, Palestras Especiais, p. 17 - 30, São Paulo.

Bemben, S. M. e Schulze, D. A. (1995). The Influence on Testing Procedures on Clay/Geomembrane Shear Strength Measurements. Geosynthetics'95 Conference Proceedings, v. 3, p. 1041 - 1056, Nashville.

Bergardo, D. T.; Werner, G.; Tien, M. H. e Zou, X. H. (1995). Interaction Between Geotextiles and Silty Sand by Large Direct Shear and Triaxial Tests. Geosynthetics'95 Conference Proceedings, v. 3, p. 1097 - 1109, Nashville.

Broms, B.B. (1978). Design of Fabric Reinforced Retaining Structures. ASCE Proceeding Symposium of Earth Reinforcement, p.282.

Christopher, B. R.; Holtz, R. D. e Bell, W. D. (1986). New Tests for Determining the in- Soil Stress-Strain Properties os Geotextiles. 3rd International Conference on Geotextiles, p. 683 - 688, Viena.

Dantas, B. T. e Ehrlich, M. (1999). Ábacos para Dimensionamento de Taludes Reforçados Sob Condições de Trabalho. 1^o Simpósio Sul-Americano de Geossintéticos, 3^o Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Geossintéticos'99, p. 115 - 122, Rio de Janeiro.

DER/MG (1995). Seções Transversais – Projeto Geométrico, Estacas 31+4,04; 31+6,40; 34+10,00, Trecho Rio Piracicaba-Alvinópolis, folha 01/01.

DER/MG (1995a). Relatório 124/95 – DMP/SLB-Solos. Jazida da Samitri, Trecho Rio Piracicaba-Alvinópolis, 13p.

Ehrlich, M. e Mitchell, J. K. (1994). Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 120, n. 4, p. 625 - 645.

El-Fermaoui, A e Nowatzki, E. (1982). Effect of Confining Pressure on Performance of Geotextiles in Soil. 2nd International Conference on Geotextiles, v. III, p. 799 - 804, Las Vegas.

Eneplan Projetos e Consultoria Ltda. (1998). Aterro Estruturado com Manta Têxtil e Paramento Protetor com Elemento Pré-Moldado – Est. 208 a Est. 220+5,00, folha. PE-01/01, Belo Horizonte.

Eneplan Projetos e Consultoria Ltda. (1999). Relatório de Ensaios de Laboratório, n. 476, 6 p., Belo Horizonte.

Farrag, K. (1995). Evaluation of the Effect on Moisture Content on the Interface Properties of Geosynthetics. Geosynthetics'95 Conference Proceedings, v.3, p. 1031 - 1041, Nashville.

FHWA (1989). Retaining Wall Users Guide, p. 6.10 - 6.24, Denver.

FHWA (1994). PC-Stabl Users Guide, 131 p., Denver.

Gomes, R. C.. (1991). Ensaios de Tração em Geotêxteis. Revista da Escola de Minas de Ouro Preto, UFOP, v. 44, n. 2 e 3, p. 267 - 278, Ouro Preto.

Gomes, R. C. (1993). Interação Solo Reforço e Mecanismos de Ruptura em Solos Reforçados com Geotêxteis. Tese de Doutorado, 270p., Escola de Engenharia de São Carlos, USP-São Carlos.

Gomes, R. C. (1993a). Parâmetros de Projetos em Estruturas de Solos Reforçados com Geotêxteis. Revista Solos e Rochas, 16, v. 4, p. 267 - 278, São Paulo.

Greenwood, J. H. (1998). The Assurance of Durability. 6th International Conference on Geotextiles, p. 657 - 662, Atlanta.

- Jewell, R. A.; Paine N. e Woods, R. I. (1984). Design Methods for Steep Reinforced Embankments. Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, paper n. 31, 12p., London.
- Jewell, R. A. e Wroth, C. P. (1987). Direct Shear Tests on Reinforced Sand. *Géotechnique*, 37, n.1, p. 53 - 68.
- Jewell, R. A. e Milligan, G. W. E. (1989). Deformation Calculation for Reinforced Soil Walls. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. 2, p. 1257 - 1262, Rio de Janeiro.
- Juran, I. e Schlosser, F. (1978). Theoretical Analysis of Failure in Reinforced Earth Structures. Symposium on Earth Reinforcement, ASCE, p. 528 – 555, Pittsburg.
- Koerner, R. M. (1998). Designing With Geosynthetics. 4th Edition, Prentice Hall, 761p., New Jersey.
- Kokkalis, A. e Papacharisis, N. (1989). A Simple Laboratory Method to Estimate the in-Soil Behaviour of Geotextiles. *Geotextiles and Geomebranes*, 8, p. 147 - 157.
- Leshchinsky, D. e Reinschmidt, A. J. (1985). Stability of Membranes Reinforced Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 111, n. 11, p. 1285 - 1300.
- Leshchinsky, D. e Boedeker, R. H. (1989). Geosynthetic Reinforced Soil Structures. *Journal of Geotechnical Engineering*, 10, v. 115, p. 1459 - 1479.
- Leshchinsky, D. e Field, D. A. (1987). In-Soil Load Elogation, Tensile Strength and Interface Friction of Nonwoven Geotextiles. *Geosynthetics'87*, p. 238 - 249, New Orleans.
- Leshchinsky, D. (1998). *ReSlope: Supplemental Notes*, University of Delaware, Newark, USA.
- Ling, H. I.; Wu, J. T. H. e Tatsuoka, F. (1992). Short-Term Strength Deformations Characteristics of Geotextiles Under Typical Operational Conditions. *Geotextiles and Geomebranes*, 11, p. 185 - 219.
- Long, P.V.; Bergardo, D. T.; Balasubramaniam, A. S. e Delmas, P. (1997). Interaction Between Soil and Geotextile Reinforcement. ASCE, Special Publication, n.69, p. 560 - 578, New York.
- Martins, C. C. (2000). Um Novo Equipamento para Ensaio de Tração Confinada. Relatório de Pesquisa, Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da UFOP, 37 p., Ouro Preto.

McGown, A.; Andrawes, K. Z. e Kabir, M. H. (1982). Load-Extension Testing of Geotextile Confined in Soil. 2nd International Conference on Geotextiles, v. III, p. 793 - 798, Las Vegas.

Mendes, J. B. C. (1973). Determinação Expedida de c e ϕ pelos Ensaio CBR e Compressão Simples. Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais, 49p., Belo Horizonte.

Mitchell, J. K. e Villet, W. C. B. (1987). Reinforcement of Earth Slopes and Embankments. NCHRP Report, n. 280, 323p., Transportation Research Board, Washington.

Murray, R. (1982). Fabric Reinforcement os Embankments and Cuttings. 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas.

NBR 6457 (1986). Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e de Caracterização. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 9p.

NBR 6459 (1984). Determinação do Limite de Liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 9p.

NBR 6502 (1995). Solos e Rochas. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 8p.

NBR 6508 (1984). Grãos que Passam na Peneira 4,8mm - Determinação da Massa Específica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 8p.

NBR 7180 (1984). Determinação do Limite de Plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 4p.

NBR 7181 (1984). Solo- Análise Granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 13p.

NBR 7182 (1986). Ensaio de Compactação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 10p.

NBR 12824 (1993). Determinação da Resistência à Tração Não Confinada em Ensaio de Faixa Larga. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 5p.

Oliveira, J. C. D. (1995). Comportamento de Estruturas de Solos Reforçados. Projeto de Pesquisa Apresentado à FAPEMIG, 129p., Belo Horizonte.

Oliveira, J. C. D. (1995a). Encabeçamento do Viaduto da Estrada de Ferro Vitória-Minas. Estacas 30 à 36 (dois encontros). Projeto n. 003 / Rio Piracicaba, 8p., Belo Horizonte.

Palmeira, E. M. (1987). The Study of Soil-Reinforcement Interaction by Means of Large Scale Laboratory Tests. D. Phil. Thesis, Universidade de Oxford.

Palmeira, E. M. (1995). Evolução dos Geossintéticos no Brasil. 2^o Simpósio Brasileiro, Sobre Aplicações de Geossintéticos, Geossintéticos'95, Palestras Especiais, p. 5 - 15, São Paulo.

Palmeira, E. M. (1998). Estruturas de Contenção e Taludes Íngremes Reforçados com Geossintéticos, Departamento de Engenharia Civil, FT, Área de Geotecnia, UnB, 72 p., Brasília.

Palmeira, E. M. e Milligan, G. W. E. (1989). Scale and Other Factor Affeting the Results of Pull-Out Tests of Grids Buried in Sand. Géotechnique, n. 3, v. 39, p. 511-524.

Schneider H. R. e Holtz, R.D. (1986). Design of Slopes Reinforced with Geotextiles and Geogrids. Geotextiles and Geomembranes, 13, p. 29 - 51.

Siel, B. D.; Tzong, W. H. e Chou, N. N. S. (1987). In- Soil Stress-Strain Behaviour of Geotextiles. Geosynthetics'87, p. 260 - 265, New Orleans.

Silva, L. C. R e Abramento, M. (1995). Métodos de Análise da Estabilidade de Taludes Reforçados por Equilíbrio Limite. 2^o Simpósio Brasileiro Sobre Aplicações de Geossintéticos, Geossintéticos'95, p. 11 - 18, São Paulo.

Silva, A. E. F. e Vidal, D. (1999). Estruturas em Solo Reforçado e os Métodos de Dimensionamento por Equilíbrio Limite. 1^o Simpósio Sul-Americano de Geossintéticos, 3^o Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Geossintéticos'99, p. 139 - 147, Rio de Janeiro.

Simac, M. R.; Bathurst, R. J.; Berg, R. R. e Lothspeich, S. E. (1993). Design Manual for Segmental Retaining Walls (Modular Concrete Block Retaining Wall Systems) First Edition, National Concrete Mansory Association (NCMA), 250p., Herdorn.

Swan Jr, R.H. (1987). The Inffence of Fabric Geometry on Soil/Geotextile Shear Strength. Geotextile and Geomembrane, v.6, p. 81 - 87.

Teixeira, M. L. (1993). Considerações Sobre o Uso de Materiais Geossintéticos para Reforço de Aterros Sobre Solos Moles. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC, 188p., Rio de Janeiro.

Tupa, N. (1994). Estudo da Aderência e Interação Solo-Geossintético. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Área Geotecnia, UnB, 188p., Brasília

Tupa, N. e Palmeira, E. M. (1995). Estudo de Aderência entre Geossintético e Solos Finos e entre Diferentes Tipos de Geossintéticos. Revista Solos e Rochas, 18, v.1, p. 31 - 41, São Paulo.

Vidal, D. M.; Fabrin, T. W e Montez, F. T, (1999). O Conceito de Fatores de Redução Aplicados às Propriedades dos Geossintéticos. 1^o Simpósio Sul-Americano de Geossintéticos, 3^o Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Geossintéticos'99, p. 189 - 198, Rio de Janeiro.

Wu, J. T. H. e Arabian, V. (1990). Cubical and Cylindrical Test for Measuring in-Soil Load-Extension Properties of Geotextiles. 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, v. 2, p. 785.

Zornberg, J.G; Christopher, B. e Mitchell, J. K. (1995). Performance of a Geotextile - Reinforced Slope Using Decomposed Granite as Backfill Material. 2^o Simpósio Brasileiro Sobre Aplicações de Geossintéticos, Geossintéticos'95, p. 19 - 29, São Paulo.

Zornberg, J. G. (1998). Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia Ambiental. Notas de Aulas do Curso Ministrado na Escola de Minas da UFOP, Ouro Preto.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)