Carlos Vinicius dos Santos Benjamim

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE PROTÓTIPOS DE ESTRUTURAS
DE CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO COM GEOTÊXTIL

Tese apresentada à Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para a obtenção
do Título de Doutor em Geotecnia.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno

Universidade de São Paulo

CO-ORIENTADOR: Jorge G. Zornberg

Universidade do Texas em Austin

São Carlos

2006

Dedico esta tese aos meus pais,
pelo apoio em todos os momentos.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter-me concedido a oportunidade de crescer em espírito, através desse “pequeno serviço ao próximo”.

Aos meus pais, Lúcio e Eunice, por terem sempre me incentivado no caminho dos estudos e para tanto não mediram esforços para que esse objetivo fosse atingido.

Aos meus irmãos, Lucinho e Rogério, pelo incentivo e amizade durante todos os momentos. À minha sobrinha Beatriz, por sua doçura e inocência.

Ao meu avô Antônio, com quem aprendi a transformar toda a dor da saudade em esperança.

Ao meu orientador, Professor Benedito Bueno, que, como professor e amigo, incentivou e possibilitou o desenvolvimento deste trabalho.

Ao professor Jorge Zornberg, por receber-me e orientar-me durante o estágio na Universidade do Texas, em Austin.

Ao professor Orencio Monge Vilar, amigo e mestre, sempre presente nos momentos mais importantes deste trabalho.

Ao Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, por oferecer-me a estrutura física e humana necessária à realização deste trabalho.

À Universidade de São Paulo e em especial ao Centro Acadêmico *Armando Sales de Oliveira*, pela contribuição cultural e política.

Aos técnicos, José Luis, Oscar, Benedito, Antônio, Silvio, Clever, China e Paulinho, por toda a prestatividade e amizade, desde a preparação da instrumentação e caracterização dos materiais até as incessantes viagens para Nova Odessa.

À Maristela, Neiva e Alvaro, da secretaria do Departamento de Geotecnia, que sempre me auxiliaram em todos os processos do meu doutorado.

À empresa OBER S/A pelo fornecimento dos geotêxteis não tecidos e auxílio durante toda a construção dos protótipos. Um agradecimento especial aos engenheiros Silvio Palma e Victor Pimentel, pela amizade e ajuda durante todo o tempo da pesquisa.

À empresa PROPEX, pelo fornecimento dos geotêxteis tecidos.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), pela bolsa auxílio que viabilizou a construção dos protótipos.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão da minha bolsa de estudos no Brasil e no Exterior.

A todos os amigos do Departamento de Geotecnia que me ajudaram nas leituras de instrumentação dos protótipos, principalmente durante o período de minha viagem aos EUA.

Aos operários da construção civil que construíram os protótipos, José Roberto, Pedro, Viana, Joel, João, Givaldo, Messias, Jair e Marcos.

Ao grande amigo e engenheiro Elétrico Raphael Pereira Moreno, pelo projeto e construção das Caixas Comutadoras.

A special thanks to my good friends John, Jeff, Chunling, Christine, Chris and Youngcheol, for all the good moments in Austin, and for their important comments during my seminars. Thanks are also to the folks from German House.

Com relação aos meus amigos de São Carlos, não citarei nomes, pois não caberiam neste trabalho. Palavras não conseguiriam explicar a gratidão que tenho por eles. Pessoas importantes que formaram minha família durante meus onze anos em São Carlos. Amigos de república, Caaso, Geotecnia, basquete, cerveja, estudos, amigos por nenhuma razão. Um agradecimento mais do que especial a todos, que de certa forma contribuíram para eu chegar aqui.

“Tudo é importante para a nossa evolução, principalmente, as frustrações, as decepções, pois são elas que nos mostram a verdade. Ainda que sofram, é importante amadurecer o raciocínio, diante da vida, seguir avante, não esmorecer, permanecer trabalhando, servindo”.

ROGÉRIO AMORIM

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	xiii
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	xv
RESUMO	xx
ABSTRACT	xvi

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVAS

1.1 INTRODUÇÃO	1
1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	3
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	3

CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA (parte I)

2.1 INTRODUÇÃO	6
2.2 GEOSSINTÉTICOS	8
2.2.1 Introdução	8
2.2.2 Geotêxteis	13
2.2.3 Geogrelhas	15
2.3 SOLO REFORÇADO	16
2.3.1 Introdução	16
2.3.2 Ação do reforço em uma estrutura de solo reforçado	18
2.3.3 Mecanismos de interação solo-reforço	24
2.4 MÉTODOS DE PROJETO	28

2.4.1	Introdução	28
2.4.2	Procedimentos de projeto	30
2.4.3	Fatores de redução.....	32
2.4.4	Superfícies de ruptura	34
2.4.5	Métodos de Cálculo	35
2.5	FATORES QUE INFLUENCIAM NO COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO	43
2.5.1	Introdução	43
2.5.2	Condições do subsolo.....	45
2.5.3	Efeito da compactação	46
2.5.4	Rigidez do reforço.....	48
2.5.5	Efeito do confinamento	51
2.5.6	Tipo de solo.....	52
2.5.7	Características geométricas da estrutura	58
2.5.8	Rigidez da face.....	61
2.5.9	Pressões de água no solo	64

CAPÍTULO 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA (parte II)

3.1	INTRODUÇÃO	66
3.2	LIMITES DE DEFORMAÇÕES	68
3.3	COMPORTAMENTO DE CAMPO.....	70
3.3.1	Performance of a geosynthetics reinforced steep slope in residual soil	71
3.3.2	Instrumented soil reinforced retaining wall: analysis of measurements	73
3.3.3	Full scale test on a retaining wall with non-uniform reinforcements.....	75
3.3.4	Full scale testing of geosynthetic reinforced walls	77
3.3.5	Long-term variations of force and strain in a steep geogrid- reinforced soil slope	79
3.3.6	Measured behavior of a geosynthetic-reinforced segmental retaining wall in a tiered configuration	81
3.3.7	Instrumentation for a 12.6 m high geotextile-reinforced wall	83

3.3.8	Behavior of geogrid reinforced soil wall using box-type wall.....	85
3.3.9	Field behaviour of a geogrid-reinforced slope	87
3.3.10	Field performance test of a geosynthetic-reinforced soil wall with rigid facing	89
3.3.11	Design and measurements of a reinforced steep slope under motorway Nuernberg – Berlin	91
3.3.12	Geogrid reinforcement for a steep road embankment slope, Kyushu island, Japan	93
3.3.13	Full scale geosynthetic reinforced retaining walls: a numerical parametric study	95
3.3.14	Monitored displacements of unique geosynthetic-reinforced soil bridge abutments	97
3.3.15	Design and construction reinforced soil structures earthworks in Japan.....	99
3.3.16	Geogrid reinforced clay slopes in a test embankment	101
3.3.17	Evaluation of interaction properties of geosynthetics in cohesive soils: LTRC reinforced-soil test wall	103
3.3.18	Design, construction, and monitoring of a 14.9 m high geosynthetic reinforced segmental retaining wall in a seismically active region.....	105
3.3.19	Construction and instrumentation of a highway slope reinforced with high strength geotextiles	107
3.3.20	Performance of instrumented large-scale unreinforced and reinforced embankments loaded by a strip footing to failure	109
3.3.21	An instrumented steep reinforced soil embankment at Andalsnes, Norway.....	111
3.3.22	Comportamento do aterro de solo reforçado da encosta do Belvedere	113
3.3.23	Performance of two geotextile reinforced soil slopes.....	115
3.3.24	Full-scale test on a geotextile reinforced retaining structure	117
3.3.25	Instrumented field performance of a 6 m geogrid soil wall	119
3.3.26	Review of three instrumented geogrid reinforced soil retaining walls	121
3.3.27	Comportamento de um muro de solo reforçado.....	123

3.3.28	Reinforced soil buttress to stabilize a high natural slope.....	125
3.3.29	Instrumentação de um muro de solo reforçado com geotêxtil	127
3.3.30	Muros de contenção de solo reforçado com geogrelhas e paramento de blocos pré-fabricados.....	129
3.4	RESUMO DO COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS REFORÇADAS	131

CAPÍTULO 4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1	INTRODUÇÃO	138
4.2	PREPARAÇÃO DA FUNDAÇÃO	140
4.3	MÉTODO CONSTRUTIVO	144
4.4	ATRITO LATERAL ENTRE O MACIÇO REFORÇADO E A ESTRUTURA LATERAL	149
4.5	CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS.....	150
4.5.1	Ensaio de caracterização.....	150
4.5.2	Ensaio de resistência ao cisalhamento.....	154
4.6	CARACTERÍSTICAS DOS GEOSSINTÉTICOS	159
4.6.1	Ensaio de Gramatura e Espessura.....	160
4.6.2	Ensaio de resistência à tração	160
4.6.3	Dano Mecânico	160
4.6.4	Ensaio de Fluência.....	163
4.7	INSTRUMENTAÇÃO.....	165
4.7.1	Medidores de deslocamento da face	166
4.7.2	Extensômetros magnéticos verticais	167
4.7.3	Medidor de Deslocamento horizontal dos reforços	168

CAPÍTULO 5 ANÁLISE DO PROTÓTIPO 1 SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO

5.1	INTRODUÇÃO	170
5.2	RESULTADOS DE DESLOCAMENTO DOS <i>TELL TAILS</i>	172
5.3	DESLOCAMENTO DA FACE	175

5.4	CÁLCULO DE DEFORMAÇÃO DOS REFORÇOS.....	177
5.5	CÁLCULO DA FORÇA DOS REFORÇOS	187
5.6	MOVIMENTAÇÃO VERTICAL DO MACIÇO REFORÇADO.....	192
5.7	MOVIMENTAÇÃO VERTICAL DA FUNDAÇÃO.....	194
5.8	CONCLUSÕES	196

CAPÍTULO 6 ANÁLISE PARAMÉTRICA ENTRE OS PROTÓTIPOS CONSTRUÍDOS

6.1	INTRODUÇÃO	198
6.2	EFEITO DO TIPO DE REFORÇO.....	199
6.2.1	Protótipos construídos com o solo arenoso.....	199
6.2.2	Protótipos construídos com o solo areno siltoso.....	205
6.2.3	Protótipos construídos com o solo argilo siltoso.....	211
6.3	TIPO DE SOLO	215
6.4	GEOMETRIA INTERNA.....	224
6.5	CONCLUSÕES	227

CAPÍTULO 7 ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA SUB-DIMENSIONADA

7.1	INTRODUÇÃO	229
7.2	RESULTADOS DE DESLOCAMENTO DOS TELL TAILS.....	232
7.3	DESLOCAMENTO DA FACE	232
7.4	CÁLCULO DE DEFORMAÇÃO DOS REFORÇOS.....	236
7.5	CÁLCULO DE $T_{\text{máx}}$ UTILIZANDO O K_o STIFFNESS METHOD.....	241
7.6	COMPARAÇÃO DOS ENSAIOS DE FLUÊNCIA DE LABORATÓRIO COM OS RESULTADOS OBTIDOS NO CAMPO	243
7.7	CONCLUSÕES	245

CAPÍTULO 8 ANÁLISE PÓS-CONSTRUÇÃO DE UM TALUDE EM ESCALA REAL REFORÇADO COM GEOTÊXTIL NÃO TECIDO

8.1	INTRODUÇÃO	247
-----	------------------	-----

8.2	MATERIAIS E MÉTODOS	249
8.2.1	Solos.....	249
8.2.2	Geotêxteis.....	249
8.2.3	Projeto da estrutura	250
8.2.4	Construção	252
8.2.5	Instrumentação	253
8.3	RESULTADOS E ANÁLISES DO COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA	257
8.3.1	Deformação dos reforços	257
8.3.2	Deformações globais da estrutura	263
8.3.3	Comprovação das medidas de deslocamento	266
8.4	CONCLUSÕES	267

CAPÍTULO 9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1	RESUMO	268
9.2	IMPLICAÇÕES EM PROJETO	268
9.2.1	Tipo de solo.....	268
9.2.2	Tipo de geossintético.....	269
9.2.3	Geometria interna das estruturas.....	270
9.2.4	Superfícies potenciais de ruptura	271
9.2.5	Deslocamentos da face.....	272
9.2.6	Deformação dos reforços	273
9.2.7	Movimentação vertical das estruturas reforçadas	273
9.2.8	Fluência dos reforços	274
9.2.9	Recalque da fundação	274
9.2.10	Métodos de Projeto	275
9.3	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	277

CAPÍTULO 10 REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	278
---------------------------------	-----

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Zigurate de Ur	8
Figura 2.2	Grande Muralha da China	9
Figura 2.3	Terra armada	10
Figura 2.4	Campos do Jordão (CARVALHO et al., 1986)	12
Figura 2.5	Arranjo estrutural dos geotêxteis	14
Figura 2.6	Interação da geogrelha como solo envolvente	15
Figura 2.7	Comparação de custos (DER, 1986)	18
Figura 2.8	Deformações em um elemento de solo com e sem reforço	19
Figura 2.9	Reforço de um elemento de solo	20
Figura 2.10	Taludes com reforço e sem reforço	21
Figura 2.11	Elemento de ruptura idealizado (modificado de JEWELL & WROTH, 1987)	21
Figura 2.12	Resistência ao cisalhamento vs. orientação do reforço (JEWELL, 1996)	22
Figura 2.13	Diagrama de compatibilidade de deformação para o equilíbrio em solo reforçado (modificado de JONES, 2000)	23

Figura 2.14	Diagrama de compatibilidade de deformação para o equilíbrio de uma argila plástica reforçada	24
Figura 2.15	Fenômenos de interação solo reforço em um talude reforçado	25
Figura 2.16	Modos de ruptura na análise da estabilidade externa	31
Figura 2.17	Definição da zona ativa e resistente	32
Figura 2.18	Maciço reforçado com geotêxtil e seu diagrama de empuxo	36
Figura 2.19	Ruptura em cunha bi-linear (SILVA, 1991)	39
Figura 2.20	Ábaco para a determinação da constante $K_{Re q}$ (JEWELL, 1991)	39
Figura 2.21	Representação das zonas ativa e resistente juntamente com o comprimento inserido na zona ativa (L_r) e o de ancoragem (L_e)	40
Figura 2.22	Análise da estabilidade externa (JEWELL, 1991)	41
Figura 2.23	Reorientação da força de tração no reforço	42
Figura 2.24	Ábaco para a determinação da força de tração no reforço (LESHCHINSKY & BOEDEKER, 1989)	43
Figura 2.25	Modelo de Broms (SARAMAGO, 2002)	47
Figura 2.26	Superfícies de ruptura linear e bi-linear	50
Figura 2.27	Exigências de graduação limite dentro da zona reforçada de estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos (KOERNER, 1998)	56
Figura 2.28	Posição da superfície de ruptura de acordo com a relação L/H (PORBAHA, 1998)	59

Figura 2.29	Arranjos de reforços ensaiados (LANZ & PALMEIRA, 1994)	60
Figura 2.30	Ruptura progressiva iniciando a partir de uma ruptura local por compressão do solo na estrutura em solo reforçado (TATSUOKA, 1992)	62
Figura 2.31	Leituras de pressão neutra e precipitação (WEI, 2002)	64
Figura 3.1	Diagrama esquemático do talude proposto	71
Figura 3.2	Esquema da instrumentação	72
Figura 3.3	Desenvolvimento de deformação nos reforços	72
Figura 3.4	Superfície de ruptura dentro do muro reforçado com o geotêxtil GG45PE	74
Figura 3.5	Superfície de ruptura dentro do muro reforçado com o geotêxtil GG20PP	74
Figura 3.6	Seção transversal do talude reforçado	75
Figura 3.7	Comportamento do talude com a aplicação da sobrecarga	76
Figura 3.8	Superfície de ruptura observada após a escavação	76
Figura 3.9	Detalhes dos protótipos construídos	77
Figura 3.10	Deslocamentos da face com relação ao fim da construção	78
Figura 3.11	Deformação dos reforços e localização da superfície da ruptura	78
Figura 3.12	Foto do talude e esquema da instrumentação	79
Figura 3.13	Variação das forças nas geogrelhas medidas com o tempo (seção J)	80
Figura 3.14	Variação com o tempo das deformações nas geogrelhas (seção J)	80
Figura 3.15	Geometria e instrumentação da estrutura	81
Figura 3.16	Distribuição de deformação nos reforços	82

Figura 3.17	Deformação dos reforços com o tempo, ilustrando uma forte chuva	82
Figura 3.18	Geometria, instrumentação e deformações dos reforços	84
Figura 3.19	Resultados de deslocamentos da instrumentação	84
Figura 3.20	Geometria, instrumentação e uma foto do muro construído	85
Figura 3.21	Distribuição das deformações de tração dos reforços	86
Figura 3.22	Distribuição do deslocamento horizontal dos blocos	86
Figura 3.23	Talude rompido e instrumentação utilizada na reconstrução	87
Figura 3.24	Geometria do talude	87
Figura 3.25	Forças de tração contra o tempo e altura do aterro para o <i>strain gage</i> #6	88
Figura 3.26	Observações da instrumentação do talude	88
Figura 3.27	Seção transversal com detalhes da geometria e da instrumentação	89
Figura 3.28	Deslocamento da face e deformação dos reforços	90
Figura 3.29	Distribuição do empuxo de solo atrás da face do muro	90
Figura 3.30	Geometria e instrumentação do talude	91
Figura 3.31	Resultado dos extensômetros instalados nas geogrelhas	92
Figura 3.32	Resultados dos deslocamentos globais medidos pelos inclinômetros	92
Figura 3.33	Colocação das geogrelhas	93
Figura 3.34	Vista do talude reforçado	93
Figura 3.35	Distribuição de deformação nas geogrelhas (H é a altura total do aterro)	94
Figura 3.36	Geometria do muro e plano de instrumentação	95
Figura 3.37	Deslocamentos internos e externos do maciço reforçado	96

Figura 3.38	Distribuição das deformações nos reforços medida pelos <i>strain gages</i>	96
Figura 3.39	Geometria da estrutura	97
Figura 3.40	Distribuição da deformação dos reforços em diferentes estágios	98
Figura 3.41	Deformações das geogrelhas durante o tempo de serviço da ponte	98
Figura 3.42	Localização dos reforços e da instrumentação	99
Figura 3.43	Distribuição das cargas de tração nos geotêxteis	100
Figura 3.44	Deslocamentos horizontais da face	100
Figura 3.45	Detalhes construtivos, geometria e instrumentação do aterro	101
Figura 3.46	Deformação nas geogrelhas, deformação do solo e pressões neutras desenvolvidas para o talude reforçado com uma geogrelha uniaxial	102
Figura 3.47	Deslocamento horizontal da face	103
Figura 3.48	Distribuição de deformação nos reforços	104
Figura 3.49	Comportamento das estruturas instrumentadas	104
Figura 3.50	Geometria e da instrumentação da estrutura reforçada (sem escala)	105
Figura 3.51	Resultados dos deslocamentos horizontais da face	106
Figura 3.52	Resultados dos deslocamentos medidos pelos inclinômetros	106
Figura 3.53	Detalhes do talude reforçado	107
Figura 3.54	Deslocamentos horizontais medidos pelos inclinômetros	108
Figura 3.55	Distribuição das deformações para o fim da construção	108
Figura 3.56	Caixa de testes e seção transversal típica do protótipo 2	109
Figura 3.57	Distribuição da instrumentação nas estruturas	110
Figura 3.58	Resultados da instrumentação dos protótipos	110

Figura 3.59	Geometria da estrutura	111
Figura 3.60	Deformações do solo e dos reforços	112
Figura 3.61	Resultados das células de tensão total	112
Figura 3.62	Seção transversal de projeto	113
Figura 3.63	Resultados dos deslocamentos do maciço reforçado	114
Figura 3.64	Detalhes do muro de Campos de Jordão	115
Figura 3.65	Detalhes da construção e da instrumentação	116
Figura 3.66	Resultados da instrumentação – (a) geotêxtil tecido (b) não tecido	116
Figura 3.67	Seção transversal e instrumentação da estrutura ensaiada	117
Figura 3.68	Resultados da instrumentação	118
Figura 3.69	Geometria, distribuição da instrumentação e deformação dos reforços	120
Figura 3.70	Leituras dos inclinômetros	120
Figura 3.71	Resultados dos inclinômetros	121
Figura 3.72	Deformação nos reforços	122
Figura 3.73	Seção de projeto e instrumentação	124
Figura 3.74	Movimentos horizontais no Muro 1	124
Figura 3.75	Movimentos horizontais no Muro 2	124
Figura 3.76	Seção transversal existente do talude	125
Figura 3.77	Seção transversal adotada para uma das seções do talude	125
Figura 3.78	Resultados da instrumentação	126
Figura 3.79	Seção transversal da estrutura reforçada	127
Figura 3.80	Superfície potencial de ruptura para a estrutura reforçada	128
Figura 3.81	Vista frontal de um dos muros construídos	129
Figura 3.82	Vista frontal da estrutura instrumentada	130

Figura 3.83	Deslocamentos da face	130
Figura 4.1	Vistas frontais dos protótipos	139
Figura 4.2	Precipitação e cronograma da construção dos protótipos	140
Figura 4.3	Esquema básico dos módulos	141
Figura 4.4	Disposição dos protótipos, com as fotos das faces frontais e posteriores dos módulos	141
Figura 4.5	Nivelamento da área de construção dos muros	142
Figura 4.6	Ensaio de SPT para o solo de fundação	142
Figura 4.7	Caminhão encalhado próximo aos muros	143
Figura 4.8	Escavação da ficha	143
Figura 4.9	Detalhamento construtivo das fôrmas	144
Figura 4.10	Processo de compactação dos solos utilizados	145
Figura 4.11	Método construtivo de um muro de solo reforçado	145
Figura 4.12	Utilização de carriolas e retro-escavadeira, respectivamente	146
Figura 4.13	Processo do preenchimento do muro por meio de guincho e baldes	146
Figura 4.14	Detalhamento construtivo do escoramento lateral dos muros	147
Figura 4.15	Construção do poço de instrumentação	148
Figura 4.16	Cilindro de controle da massa específica e speedy, respectivamente	148
Figura 4.17	Instalação das lonas plásticas na lateral do muro	149
Figura 4.18	Trinca paralela à face do muro	150
Figura 4.19	Curva Granulométrica dos solos utilizados	151
Figura 4.20	Curvas de compactação dos solos coesivos	153
Figura 4.21	Ensaio de resistência ao cisalhamento com a areia	155
Figura 4.22	Variação da resistência ao cisalhamento	155

Figura 4.23	Ensaio triaxial com a areia siltosa	156
Figura 4.24	Variação da resistência ao cisalhamento para a areia siltosa	157
Figura 4.25	Ensaio triaxial com a argila siltosa	158
Figura 4.26	Variação da resistência ao cisalhamento para a argila siltosa	158
Figura 4.27	Geotêxteis utilizados no projeto	159
Figura 4.28	Ensaio de fluência do geotêxtil G150 (PP)	163
Figura 4.29	Ensaio de fluência do geotêxtil G200 (PET)	163
Figura 4.30	Ensaio de fluência do geotêxtil G250 (PP)	164
Figura 4.31	Instrumentação do protótipo	166
Figura 4.32	Sistema para acompanhar o deslocamento da face	167
Figura 4.33	Medição dos deslocamentos da face utilizando equipamentos de topografia	167
Figura 4.34	Extensômetro magnético utilizado	168
Figura 4.35	Esquema de uma manta instrumentada com tell tails	169
Figura 4.36	Extremidade livre do tell tail	169
Figura 5.1	Vista frontal do protótipo 1	171
Figura 5.2	Geometria adotada na construção do protótipo 1	171
Figura 5.3	Deslocamentos indicados pelos <i>tell tails</i>	173
Figura 5.4	Extensômetros alinhados como inclinômetros	174
Figura 5.5	Leituras de deslocamentos da face utilizando dois métodos distintos	175
Figura 5.6	Resultados dos deslocamentos da face medidos pelos <i>tell tails</i>	177
Figura 5.7	Deformações dos reforços calculadas diretamente	179
Figura 5.8	Superfície potencial de ruptura obtida pelas deformações calculadas diretamente	180
Figura 5.9	Características da função sigmóide	181

Figura 5.10	Ajuste dos deslocamentos com a utilização da função sigmóide	183
Figura 5.11	Curvas de deformação obtidas por meio da função sigmóide	184
Figura 5.12	Superfícies de ruptura obtidas pelos gráficos de deformação	185
Figura 5.13	Variação da deformação com o tempo	186
Figura 5.14	Localização da superfície de ruptura	187
Figura 5.15	Distribuição de D_{max} com a profundidade abaixo do topo da estrutura	189
Figura 5.16	Distribuição das cargas de tração nos reforços	191
Figura 5.17	Deslocamentos verticais do maciço reforçado do protótipo 1	191
Figura 5.18	Deformações verticais do maciço reforçado do protótipo 1	193
Figura 5.19	Deformações verticais do maciço reforçado (%)	194
Figura 5.20	Deslocamentos verticais da fundação	195
Figura 5.21	Deformações verticais da fundação	195
Figura 6.1	Aparência da face após a construção dos protótipos	199
Figura 6.2	Ensaio de tração não confinada para os geotêxteis utilizados nos protótipos 1 (não tecido) e 8 (tecido)	200
Figura 6.3	Deslocamentos da face dos protótipos	202
Figura 6.4	Superfícies potenciais de ruptura para o protótipo 1	203
Figura 6.5	Superfícies potenciais de ruptura para o protótipo 8	204
Figura 6.6	Superfícies de ruptura para os protótipos 1 e 8	204
Figura 6.7	Saco compactador afundando no solo com alta umidade	206
Figura 6.8	Aparência da face após a construção dos protótipos	206
Figura 6.9	Ensaio de tração não confinada para os geotêxteis utilizados nos protótipos 3 (não tecido) e 4 (tecido)	207
Figura 6.10	Ruptura local da última camada do protótipo 3	208

Figura 6.11	Deslocamentos da face dos protótipos	209
Figura 6.12	Superfícies potenciais de ruptura para os protótipos 3 e 4	210
Figura 6.13	Deformações verticais dos protótipos	211
Figura 6.14	Aparência da face após a construção dos protótipos	212
Figura 6.15	Formação de trincas de tração nos protótipos construídos com o solo argiloso	213
Figura 6.16	Superfícies potenciais de ruptura para os protótipos 5 e 6	213
Figura 6.17	Deslocamentos da face dos protótipos	214
Figura 6.18	Deformações verticais dos protótipos 5 e 6	215
Figura 6.19	Curvas de deformação para os protótipos 1 e 5	217
Figura 6.20	Curvas de deformação para os protótipos 6 e 8	218
Figura 6.21	Curvas de deformação para os protótipos 3 e 4	219
Figura 6.22	Variação da umidade para a área não reforçada	220
Figura 6.23	Variação da umidade para os protótipos 3 e 4 durante o período chuvoso	221
Figura 6.24	Deformações verticais dos protótipos construídos com geotêxteis não tecidos	222
Figura 6.25	Deslocamentos da face dos protótipos construídos com geotêxtil não tecido	223
Figura 6.26	Deslocamentos da face dos protótipos construídos com geotêxtil tecido	223
Figura 6.27	Ruptura local do talude com espaçamento variável	225
Figura 6.28	Curvas de deformação obtidas pela função sigmóide (muro 2)	226
Figura 6.29	Superfícies de ruptura obtidas pelas deformações da função sigmóide (protótipos 1 e 2)	227
Figura 7.1	Vista frontal do protótipo 7	229
Figura 7.2	Coeficientes de segurança obtidos com o programa Slope/W	230

Figura 7.3	Ilustração da instrumentação do protótipo	231
Figura 7.4	Deslocamento dos <i>tell tails</i>	233
Figura 7.5	Extensômetros alinhados como inclinômetros	234
Figura 7.6	Resultados dos deslocamentos da face	235
Figura 7.7	Deslocamentos da face tendo como referência o fim da construção	235
Figura 7.8	Aparência da face após a construção	236
Figura 7.9	Variação dos deslocamentos da face com o tempo	237
Figura 7.10	Ajuste dos deslocamentos por meio da função sigmóide	238
Figura 7.11	Curvas de deformação obtidas com a utilização da função sigmóide	239
Figura 7.12	Superfície de ruptura obtida pelos gráficos de deformação	240
Figura 7.13	Localização da cunha de ruptura	241
Figura 7.14	Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços	242
Figura 7.15	Comparação dos ensaios de fluência de laboratório com os resultados obtidos no campo para todas as camadas de reforço	243
Figura 7.16	Comparação dos coeficientes angulares das curvas de fluência	245
Figura 8.1	Vista do talude após o fim da construção	248
Figura 8.2	Seção transversal do talude reforçado com geotêxtil	251
Figura 8.3	Vista do talude reforçado após a colocação da camada 25	252
Figura 8.4	Talude finalizado com a manta de proteção de erosão já instalada	254
Figura 8.5	Seção transversal do talude reforçado apresentando o layout da instrumentação	254
Figura 8.6	Vista dos tubos de inclinômetro	255

Figura 8.7	Camada de geotêxtil instrumentada com extensômetros	256
Figura 8.8	Processo da construção da estrutura	257
Figura 8.9	Curvas de deslocamento (E1) – Pontos medidos e Curvas sigmóides	258
Figura 8.10	Curvas de deslocamento (E2) – Pontos medidos e Curvas sigmóides	259
Figura 8.11	Curvas de deslocamento (E4) – Pontos medidos e Curvas sigmóides	259
Figura 8.12	Curvas de deformação (E1) – Método sigmóide	260
Figura 8.13	Curvas de deformação (E2) – Método sigmóide	261
Figura 8.14	Curvas de deformação (E4) – Método sigmóide	261
Figura 8.15	Deformações de pico para cada camada instrumentada	262
Figura 8.16	Distribuição das deformações em cada camada de geotêxtil instrumentada	263
Figura 8.17	Deflexões horizontais do inclinômetro SI1	264
Figura 8.18	Deflexões horizontais do inclinômetro SI2	265
Figura 8.19	Cruzamento dos resultados dos extensômetros horizontais e dos inclinômetros	266

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Tipos de geossintéticos e principais funções (KOERNER, 1994)	11
Tabela 2.2	Valores de atrito de interface solo-reforço em termos de ($\tan\delta/\tan\phi$), usualmente empregados em muros de solo reforçado (ABRAMENTO, 1998)	27
Tabela 2.3	Fatores de redução para danos de instalação (ELIAS et al., 2001)	33
Tabela 2.4	Valores sugeridos para os fatores de redução por fluência, quando não se dispõe de isócronas para calcular a tensão característica (KOERNER, 1994)	34
Tabela 2.5	Fatores de redução para maciços reforçados (KOERNER, 1994)	37
Tabela 2.6	Fatores que influenciam no comportamento das estruturas	44
Tabela 2.7	Importância dos fatores que influenciam no comportamento das estruturas de solo reforçado (JONES, 1990)	45
Tabela 2.8	Solos recomendados por alguns autores	56
Tabela 3.1	Deformações de Projeto dos Geotêxteis (PETRICK & BASLÍK, 1988)	69
Tabela 3.2	Limites de deformações internas pós-construção (JONES, 1990)	70
Tabela 3.3	Tolerâncias de construção (JONES, 1990)	70

Tabela 3.4	Propriedades mais importantes das estruturas avaliadas	132
Tabela 4.1	Características principais dos geotêxteis e dos solos utilizados	138
Tabela 4.2	Resistência ao cisalhamento de interface	150
Tabela 4.3	Classificação dos solos segundo metodologias diferentes	152
Tabela 4.4	Limites de Atterberg para os solos coesivos	152
Tabela 4.5	Massa específica dos sólidos	153
Tabela 4.6	Resultados dos ensaios de compactação da areia	153
Tabela 4.7	Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos ensaiados	159
Tabela 4.8	Resultados dos ensaios de gramatura e espessura	160
Tabela 4.9	Resultados dos ensaios de resistência à tração longitudinal	161
Tabela 4.10	Resultados dos ensaios de resistência à tração transversal	161
Tabela 4.11	Resultados dos ensaios de resistência à tração no sentido longitudinal	162
Tabela 4.12	Resultados dos ensaios de resistência à tração no sentido transversal	162
Tabela 4.13	Resultados ajustados para a função logarítmica	165
Tabela 7.1	Cálculo de T_{max} utilizando o <i>K₀-Stiffness Method</i>	242

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ζ	Reorientação da força de tração no reforço
t_{mj}	Forças de tração em cada nível de reforço
m	Inclinação da face para o método de Leshchinsky & Boedeker (1989)
λ	Coeficiente de interação entre a coesão do solo e a adesão de interface do solo com o reforço
τ	Tensão cisalhante ou resistência de interface solo-reforço
θ	Orientação do reforço com respeito ao plano potencial de cisalhamento
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo
δ	Ângulo de atrito de interface solo-reforço
σ	Tensão normal atuante sobre o plano do reforço
γ	Peso específico do solo
ε	Deformação do reforço
ϕ'_{cv}	Ângulo de atrito a volume constante
ϕ'_p	Ângulo de atrito de pico
ρ_d	Massa específica seca
$\rho_{d,m\acute{a}x}$	Massa específica seca máxima
ϕ_{ds}	Ângulo de atrito de pico obtido em ensaios de cisalhamento direto
Φ_{fb}	Fator de inclinação da face

Φ_{fs}	Fator de rigidez da face
σ_h	Tensão horizontal
Φ_{local}	Rigidez global dos reforços
ε_{max}	Magnitude do pico de deformação em cada reforço
θ_{OPT}	Orientação ótima para o reforço
ϕ_{ps}	Ângulo de atrito de pico obtido em ensaios de deformação plana
ε_r	Deformação na ruptura do reforço
ϕ_{tx}	Ângulo de atrito de pico obtido em ensaios triaxiais
σ_v	Tensão vertical
a	Adesão entre o solo e o reforço
a	Coeficiente que é função da rigidez para o <i>K₀-Stiffness Method</i>
a.C.	Antes de Cristo
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
b	Largura do reforço
b	Parâmetro de ajuste das curvas sigmóides
BS	British Standard
c	Coesão do solo
c	Parâmetro de ajuste das curvas sigmóides
c	Parâmetro de ajuste das curvas sigmóides
CL	Argila pouco plástica com areia
cos	Co-seno
CS	Coeficiente de segurança
c_v	Coeficiente de variação

d	Deslocamento de cada ponto relativo à face
d	Constante
d.C.	Depois de Cristo
D ₅₀	Diâmetro abaixo do qual se situam 50% em peso das partículas de solo
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
D_{tmax}	Fator de distribuição empregado para estimar T_{max} para cada camada
e	Base natural logarítmica
f	Coeficiente de interação entre o ângulo de atrito interno do solo e o ângulo de atrito de interface do solo com o reforço
FR_{di}	Fator de redução quanto a danos de instalação
FR_{cr}	Fator de redução quanto à fluência
FR_{dq}	Fator de redução quanto à degradação química
FR_{db}	Fator de redução quanto à degradação biológica
FHWA	Federal Highway Administration
GCL	Geosynthetic Clay Liner
H	Altura vertical da face do muro
J_{ave}	Módulo de deformabilidade médio de todas as camadas de reforço em toda a seção do muro
J_i	Módulo de deformabilidade de uma camada de reforço individual
K ₀	Coeficiente de empuxo em repouso
K _a	Coeficiente de empuxo ativo
K_{abh}	Componente horizontal do coeficiente de empuxo ativo, que leva em conta a inclinação da face do muro
K_{avh}	Componente horizontal do coeficiente de empuxo ativo, assumindo que o muro seja vertical

K_{Req}	Constante de empuxo fornecido pelo método de Jewell (1991)
l	Comprimento do reforço
L	Comprimento do reforço
L_e	Comprimento de ancoragem
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
L_r	Comprimento inserido na zona ativa
MEF	Métodos dos Elementos Finitos
n	Número de camadas de reforço em toda a seção da estrutura
n/a	Não se aplica
NBR	Norma Brasileira Registrada
NCMA	National concrete masonry association
p_a	Pressão atmosférica
PEAD	Polietileno de alta densidade
PET	Poliéster
PP	Polipropileno
P_R	Força mobilizada no reforço
$P_{resistente}$	Resistência ao cisalhamento em uma superfície de ruptura
P_s	Carga horizontal atuante em um elemento de solo reforçado
P_v	Carga vertical atuante em um elemento de solo reforçado
PVC	Policloreto de Vinila
r	Raio
S	Sobrecarga de solo média
sen	Seno
S_{global}	Rigidez global dos reforços

S_h	Espaçamento horizontal entre as camadas de reforços
SM	Areia siltosa
SP	Areia média a fina
SPT	Standard Penetration Test
S_v	Espaçamento vertical entre as camadas de reforços
T	Esforço de tração do reforço
T_{adm}	Força de tração admissível dos reforços
tan	Tangente
T_{max}	Carga máxima em cada camada de reforço
T_{mxmx}	Valor máximo de T_{max} para toda a estrutura
T_{ult}	Resistência à tração máxima, obtida do ensaio de tração não confinada
w	Umidade do solo
x	Distância entre cada ponto e a sua respectiva referência
x_{max}	Localização do pico de deformação, medida com relação à face do talude
z	Altura de solo acima do nível de reforço considerado

RESUMO

BENJAMIM, C. V. S. (2006). *Avaliação experimental de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil*. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

Apesar das vantagens relacionadas ao uso de estruturas de contenção em solo reforçado, a maioria das obras em nosso país ainda é executada por soluções convencionais. A ausência de um conhecimento mais profundo sobre o real comportamento das estruturas em solo reforçado, principalmente em termos de deslocamentos, certamente impede uma utilização mais intensa desse tipo de obra no Brasil. Com isso, para contribuir para um melhor entendimento do desempenho de estruturas em solo reforçado, foram construídos oito protótipos de estrutura de contenção em solo reforçado com geotêxtil, com 4,0 m de altura cada. Todas as estruturas foram instrumentadas, principalmente visando os deslocamentos, para avaliar o comportamento de campo. Adicionalmente, foi realizada a análise, em longo prazo, de um talude íngreme com 15,3 m de altura, construído no estado americano de Idaho, em que foram realizadas leituras até cinco anos após o fim da construção. Esse trabalho apresenta os resultados de cada protótipo construído, juntamente com os resultados do talude íngreme em Idaho, tanto em curto, quanto em longo prazo. As análises desenvolvidas compreendem, além da avaliação dos resultados individuais de cada estrutura, uma análise paramétrica entre todos os protótipos, investigando entre outros fatores, o tipo de solo, tipo de geossintético e geometria interna das estruturas. Além disso, foi realizada uma abordagem especial sobre a análise em longo prazo do protótipo 7. Dentre as conclusões mais importantes obtidas nesta pesquisa, podem-se citar as grandes deformações de fluência registradas no protótipo 7, a tendência de formação de uma superfície potencial de ruptura linear para os protótipos construídos com solo granular e de espiral logarítmica para os protótipos construídos com solos coesivos, a importância da coesão no bom comportamento das estruturas e a redução das movimentações verticais das estruturas com o acréscimo do teor de areia na granulometria do solo.

Palavras-chave: geossintéticos; geotêxteis; solo reforçado; estruturas de contenção; taludes íngremes; instrumentação de campo

ABSTRACT

BENJAMIM, C. V. S. (2006). *Field monitoring behavior of geotextile-reinforced soil retaining wall prototypes*. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

Despite the important advantages associated with the use of geotextiles as reinforcement, most retaining walls in Brazil still use more conventional. The lack of field monitoring data regarding the internal and face displacements of these structures has certainly prevented broader use of this reinforced soil technology. This study addresses several aspects related to the behavior of geotextile-reinforced soil structures, such as the deformability of reinforcement materials under the confinement of soil, and quantification of the actual failure mechanisms. To achieve these goals, eight 4.0 m high geotextile-reinforced soil retaining wall prototypes were built and instrumented in order to quantify their behavior under ambient atmospheric conditions. Granular and poorly draining backfills were used in this study. Innovative construction methods and instrumentation were developed specifically for this research program. A significant laboratory testing program was conducted to quantify the stress-strain properties of the soils and geosynthetics involved in the construction of the walls. As a reference, the behaviors of these prototype structures were compared with that of a long term analysis of a steep slope in Idaho, USA. This wall is 15.3 m high, with displacement measurements carried out until five years after the end of the construction. A parametric analysis was conducted for the prototypes, in order to investigate the effects of soil type, reinforcement type and internal geometry of the structures. Among the most important conclusions obtained in this research, it is the large creep strains observed in prototype 7, the tendency of a linear potential slip surface observed for the walls constructed with granular backfills, and a log spiral slip surface for the prototypes constructed with cohesive backfills, the importance of the apparent cohesion in the behavior of the structures, and the reduction of the vertical movements of the structures with the increase of the amount of sand in the grain size distribution of the soil.

Keywords: geosynthetics; geotextiles; reinforced soils; retaining walls; steep slopes field instrumentation

Capítulo 1

INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVAS

1.1 INTRODUÇÃO

A utilização de geossintéticos em um maciço de solo compactado tem como objetivo o aumento da resistência e a diminuição da compressibilidade do material composto assim formado. Além do aspecto técnico, o uso de solo reforçado com geossintéticos se justifica em vista da facilidade de aplicação, rapidez de construção e redução significativa de custos em comparação com as soluções convencionais.

Entretanto, apesar das vantagens relacionadas à utilização de geossintéticos, a maioria das estruturas de contenção em nosso país ainda é executada por meio de soluções convencionais. A ausência de um conhecimento mais profundo sobre o real comportamento de estruturas em solo reforçado, principalmente em termos de deslocamentos, certamente impede uma utilização mais intensa dessas estruturas no Brasil.

No caso de geotêxteis, principalmente os de polipropileno, o problema da possibilidade de fluência tem representado um entrave para uma utilização mais ampla dos mesmos. O desconhecimento sobre o real comportamento desses materiais, quando inseridos no maciço compactado, tem levado à adoção de fatores de redução da resistência à tração que variam geralmente, entre 2 e 5, só para levar em conta os efeitos da fluência. Convém destacar que esses fatores de redução associados à fluência, freqüentemente, inviabilizam o emprego de geotêxteis não tecidos em estruturas de contenção com altura e/ou sobrecarga elevadas.

Além disso, alguns aspectos relevantes para o projeto de tais obras ainda carecem de uma investigação mais aprofundada, tais como a distribuição de tensões no

interior do maciço reforçado, deformabilidade do maciço (em particular os deslocamentos horizontais da face da estrutura) e mecanismos de ruptura.

É importante lembrar que a questão do nível dos deslocamentos admissíveis da face de uma estrutura de contenção em solo reforçado é bastante complexa e não possui critérios de tolerância bem definidos. Estabelecer um limite pode ser até uma tarefa fácil, difícil é prever tais movimentos.

Esse fato pode ser bem visto na dispersão dos resultados dos métodos de previsão de deslocamentos encontrados na literatura. Um exemplo bem conhecido é o experimento coordenado na Universidade do Colorado (EUA) por Jonathan Wu (WU, 1992), em que nenhuma previsão conseguiu atingir um resultado satisfatório sobre os deslocamentos do protótipo construído.

Em nível nacional, Pedroso (2000) comparou valores de simulações numéricas utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) e resultados registrados em protótipos instrumentados e concluiu que os valores previstos são no geral maiores do que os valores observados. Além disso, as observações obtidas pelo autor em um protótipo com 4,0 m de altura, reforçado com geotêxtil não tecido de PP, mostraram que os deslocamentos por fluência pararam de ocorrer depois de três meses, quando se supunham que durassem anos. Como esses, há muitos indícios na literatura internacional e uns poucos na literatura brasileira de que as estruturas reais comportam-se, no geral, melhor do que as previsões.

Quais seriam as causas dessas discrepâncias? Há certamente muitas. No Brasil, em particular, uma delas seria o efeito da coesão, quase sempre desprezada nos cálculos. Há aumento de rigidez das inclusões por efeito do confinamento do solo, especialmente em geotêxteis não tecidos. Há conservadorismo dos métodos de dimensionamento, que não consideram os verdadeiros mecanismos de ruptura e apresentam fatores de redução muito elevados. Há a influência da rigidez da face em muitos casos. Há também efeito do arqueamento, quase sempre esquecido nas análises. A essa lista ainda podem agrupar-se outras fontes de discrepâncias.

A fim de contribuir para um melhor entendimento do desempenho de estruturas em solo reforçado, são necessárias, entre outros, pesquisas e observações do desempenho de obras, além de uma adequada caracterização dos materiais envolvidos. De posse de um bom banco de dados, é possível realizar análises paramétricas, simulações numéricas e desenvolvimentos analíticos que permitam avançar o estado do conhecimento.

Este trabalho consistiu na construção de oito protótipos de estrutura de contenção em solo reforçado com geotêxtil, com 4,0 m de altura cada. Todas as estruturas foram instrumentadas, principalmente visando os deslocamentos, para avaliar os seus comportamentos de campo. Adicionalmente, foi realizada a análise de um talude com 15,3 m de altura no estado americano de Idaho, com uma ênfase para o comportamento em longo prazo dessa estrutura, em que foram realizadas leituras até cinco anos após o fim da construção.

1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Um extensivo programa de monitoramento foi projetado para avaliar os seguintes objetivos:

- a) montar um banco de dados com os resultados das observações dos protótipos;
- b) investigar as movimentações e os mecanismos de ruptura das estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxteis;
- c) melhorar o conhecimento a respeito da influência de diversos fatores sobre o comportamento dessas estruturas;
- d) realizar análises paramétricas entre os protótipos construídos;
- e) investigar o desempenho em longo prazo das estruturas reforçadas com geotêxtil;
- f) verificar a viabilidade de utilizar os solos brasileiros em estruturas de solo reforçado com geotêxtil, principalmente os solos coesivos com alto teor de finos.
- g) aplicar as metodologias utilizadas nos protótipos em uma estrutura real;
- h) fornecer uma base de referência para projetos futuros com a possibilidade de melhorar os procedimentos de projeto e/ou redução dos custos.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A tese divide-se em dez capítulos, quatro deles foram escritos no formato de artigos (Capítulos 5, 6, 7 e 8). O Capítulo 2 apresenta a primeira parte da Revisão Bibliográfica, com a discussão dos principais fatores que influenciam o comportamento

das estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos. Adicionalmente, uma descrição sobre geossintéticos, conceitos de solo reforçado e os principais métodos de cálculo também são apresentados.

O Capítulo 3 é uma sequência do Capítulo 2, com a segunda parte da Revisão Bibliográfica, quando são apresentados e comentados os comportamentos de campo de trinta casos históricos de taludes íngremes e muros de contenção em solo reforçado com geossintéticos; além da descrição detalhada, enumeram-se os pontos mais interessantes observados pela instrumentação de cada estrutura. Procurou-se focalizar os pontos de interesse, como por exemplo, os tipos de solo de aterro e de geossintético utilizado, a metodologia de projeto, e conseqüentemente, os resultados obtidos pela instrumentação, como os campos de deslocamento, incluindo deslocamento da face e do interior do maciço, deformação dos reforços, localização da superfície potencial de ruptura e fluência dos reforços.

O Capítulo 4 apresenta os Materiais e Métodos utilizados na construção dos oito protótipos, com o detalhamento dos procedimentos utilizados na construção, metodologia de cálculo utilizada, programa de instrumentação e caracterização dos materiais envolvidos, como os solos e os geotêxteis.

No Capítulo 5 estão apresentados os resultados do protótipo 1, construído com geotêxtil não tecido agulhado de poliéster e com um solo classificado, segundo a ABNT 6502, como uma areia média a grossa. Como existe um volume muito grande de dados para cada protótipo construído, este capítulo, além de mostrar os resultados do protótipo 1, apresenta, em detalhes, a construção dos gráficos e metodologias empregadas, que serão utilizados também nas análises das estruturas restantes.

O Capítulo 6 apresenta uma análise paramétrica envolvendo os protótipos construídos, abordando os resultados mais importantes de cada estrutura, mostrando as vantagens e desvantagens de cada combinação solo-reforço, com uma atenção especial para três propriedades que influenciam no comportamento dessas estruturas: tipo de reforço, tipo de solo e geometria interna da estrutura.

O Capítulo 7 apresenta os resultados da instrumentação do protótipo 7, construído com um geotêxtil não tecido agulhado de polipropileno, e com uma areia média a grossa. Esse protótipo foi sub-dimensionado, com a adoção de um coeficiente de segurança global menor do que um, para forçar um maior comportamento de fluência dos reforços. Por ter sido a estrutura que apresentou as maiores deformações, foi realizada uma

abordagem das análises diferente dos outros protótipos. As leituras foram realizadas periodicamente até dois anos após o fim da construção.

O Capítulo 8 apresenta o trabalho desenvolvido durante o programa de doutorado sanduíche realizado junto ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Texas em Austin/EUA, onde um grande banco de dados sobre o comportamento em longo prazo de um talude íngreme de 15,3 m de altura foi disponibilizado e analisado. Essa estrutura completa informações fornecidas pelos protótipos construídos, tanto no que se refere ao tipo de solo utilizado, como nas dimensões da própria estrutura. As análises e metodologias aplicadas aos protótipos puderam ser aplicadas nessa obra que se constitui uma construção real de grande porte.

As conclusões mais relevantes deste trabalho encontram-se listadas ao final de cada capítulo. O Capítulo 9 faz um resumo destas conclusões realçando as suas implicações em projeto. Além disso, sugestões para projetos futuros são apresentadas no final desse capítulo. O Capítulo 10 apresenta as referências bibliográficas citadas ao longo deste trabalho.

Estudos adicionais, contemplando análises numéricas com o método dos elementos finitos, podem ser encontrados em Benjamim et al. (2003), Benjamim et al. (2004), Bueno et al. (2005) e Benjamim et al. (2005).

Capítulo 2

REVISÃO DA LITERATURA (parte I)

2.1 INTRODUÇÃO

Atualmente, dispõe-se de uma série de alternativas viáveis para estabilizar cortes em terrenos naturais ou taludes de aterros. Dentre as técnicas mais atrativas nessa última área, destacam-se as em solo reforçado, cujo desempenho depende da interação mobilizada entre as inclusões dispostas convenientemente no seio do maciço e o seu solo constituinte.

O elenco de opções para estabilizar taludes em solo compactado engloba a terra armada e suas variantes, que utilizam inclusões lineares, e as em solo reforçado que empregam inclusões planas, sejam elas compostas de materiais geossintéticos (geotêxteis e geogrelhas), sejam de outros tipos de materiais, como as malhas de aço, por exemplo.

Além do aspecto técnico, o uso de solo reforçado com geossintéticos justifica-se em vista da facilidade de aplicação, rapidez de construção e redução significativa de custos em comparação com as soluções convencionais. Dentre as diversas áreas de aplicação desses materiais em Geotecnia, destacam-se as estruturas de contenção, os taludes íngremes e os aterros sobre solo mole.

Entretanto, alguns aspectos relevantes para o projeto de tais obras ainda carecem de uma investigação mais aprofundada. A instrumentação de campo é vital para o avanço da Engenharia Geotécnica, em contraste com a prática em outros ramos da engenharia, em que as pessoas têm maior controle sobre os materiais com que lidam (PECK, 1988). Uma instrumentação adequada, além de não ser cara em comparação com o custo final da construção, fornece informações do desempenho de estruturas, que constituem uma forma eficaz de se avaliar as hipóteses de projeto.

Há vários trabalhos publicados que relatam o comportamento de modelos físicos e numéricos em solo reforçado. Entretanto, são poucas as referências que descrevem o comportamento de protótipos instrumentados com o objetivo de se estudarem fatores que interferem no comportamento dessas estruturas. Dentre elas, pode-se citar a de Christopher (1993), que construiu oito estruturas de contenção, variando o tipo de reforço e o acabamento da face (gabião, terra armada, geossintético, etc.). A de Bathurst et al. (1989), que construíram protótipos de solo reforçado com geogrelhas em laboratório, e as executadas pelo Departamento de Estradas da Louisiana. Nessa pesquisa foi executado um conjunto de estruturas de contenção apoiado em argila mole, utilizando um silte argiloso como material de aterro. Três seções diferentes, com 6,1 m de altura cada, foram instrumentadas. Em cada seção variou-se o tipo de reforço e a geometria interna (FARRAG & MORVANT, 2004).

No Brasil, muitas pesquisas têm sido realizadas com o objetivo de se obter uma visão clara do comportamento de muros reforçados. Dentre esses trabalhos, cita-se Carvalho (1986), Palmeira (1999), Saramago & Ehrlich (2002), Abramento (1994) e Vidal & Guimarães (1994). Porém, ainda não foi construída no Brasil uma série de muros em escala real, com a possibilidade de se analisar o comportamento dessas estruturas com os solos presentes no território brasileiro e, conseqüentemente, acumular um compreensivo e quantitativo banco de dados de referência para as estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos, a partir do qual seja possível quantificar os mecanismos de ruptura durante e após a construção, sob condições de trabalho.

Com a construção dos oito protótipos de estruturas de contenção realizada nessa pesquisa, juntamente com a análise em longo prazo do talude do estado americano de Idaho, pretende-se investigar os diversos fatores que influenciam no comportamento dessas estruturas, como o tipo de reforço e de solo, preenchendo desta forma algumas lacunas que ainda existem na literatura.

Neste capítulo, serão discutidos os aspectos referentes a essas estruturas, incluindo os materiais envolvidos, os métodos de projeto e os fatores que influenciam no comportamento dessas estruturas.

2.2 GEOSSINTÉTICOS

2.2.1 Introdução

Os solos são os materiais de construção mais abundantes e mais empregados pela humanidade desde os tempos mais remotos. Porém, nem sempre os materiais próximos ao local da obra apresentam características que atendam as especificações de projeto. Em vista disso, tem sido prática freqüente melhorar as suas qualidades como, por exemplo, pela adição de cal ou de cimento. Na natureza há inúmeros exemplos práticos de reforço de solos, como os abrigos de animais, os ninhos de pássaros que utilizam misturas de palha e lama, ou até mesmo a estabilização de taludes pelas raízes de árvores.

A idéia de se associarem elementos de reforço, filtração, drenagem, separação e proteção às obras geotécnicas teve início há milhares de anos. Uma das obras mais antigas que se têm notícias é o Zigueate construído pelo rei de Ur em 2100 a.C. na Mesopotâmia. Essa construção compreendia uma série de plataformas sobrepostas, variando entre 10 e 20 m de altura, reforçadas com raízes. A Figura 2.1a apresenta um esquema de como era a construção originalmente, enquanto a Figura 2.1b mostra uma foto de como a mesma se encontra agora, parcialmente restaurada.

Figura 2.1 – Zigueate de Ur.

Os reforços geralmente utilizados nesta época eram materiais vegetais fibrosos. Finas telas de bambu e fibras como as de coco foram freqüentemente utilizadas como elemento de filtração. Por volta de 1000 a.C., hastes de bambu e junco foram empregadas no reforço de tijolos de barro e também de solos granulares para auxiliar na construção de diversas obras de terra. Em meados de 200 a.C., foram construídos alguns taludes reforçados com raízes no extremo oeste da Grande Muralha da China (Figura 2.2), além de estradas persas e romanas também reforçadas com materiais naturais. Por volta de 1500 d.C. no Peru, os Incas construíram as calçadas do Templo do Sol e da Lua, reforçadas com misturas de lã e argila.

Figura 2.2 – Grande Muralha da China.

No Brasil, há relato de uma zona reforçada com folha de piaçava na cidade baixa de Salvador/BA. Escavações recentes revelaram esta camada bastante resistente, que supostamente serviu de apoio para obras habitacionais.

Este procedimento milenar recebeu um primeiro tratamento empírico por Pasley, militar inglês que, no século 19, construiu numerosos muros experimentais. (JONES, 1985). Em 1926, nos EUA, foram utilizadas mantas de algodão para o reforço de camadas asfálticas (KOERNER, 1994).

Entretanto, a engenharia geotécnica não deu importância à utilização dessas técnicas devida, entre outros fatores, à pouca durabilidade dos materiais envolvidos (geralmente não podem sofrer ciclos de saturação e secagem), às dificuldades da execução, praticamente artesanal e, sobretudo, devido à ausência ou à dificuldade de avaliação dos parâmetros de comportamento e de controle de qualidade.

No contexto moderno, as estruturas de contenção em solo reforçado começaram a ser empregadas no início dos anos 70, quando o arquiteto francês Henry Vidal patenteou a técnica denominada “Terra Armada”. O sistema de reforço patenteado por Vidal (1966) consiste no uso de tiras de metal, dispostas em aterros executados com solos de boa qualidade, capazes de gerar a resistência de atrito requerida entre o solo e o reforço. Nesse caso, o reforço do maciço é conseguido pela introdução dessas fitas metálicas conectadas a painéis de concreto, que constituem a face do maciço.

Os painéis permitem um movimento diferencial entre si sem desenvolver concentrações de tensões capazes de provocar trincas no concreto. Um dreno de face, geralmente de areia, é especificado. As características eletro-químicas do aterro são controladas para minimizar as taxas de corrosão do reforço de aço galvanizado. A partir do advento da Terra Armada, outros processos de reforço com elementos metálicos foram desenvolvidos, cada qual com a sua patente específica (Figura 2.3).

Figura 2.3 – Terra armada.

O desenvolvimento de materiais poliméricos ocorrido nas últimas décadas veio a sanar as dificuldades relativas à durabilidade dos materiais e, além disso, adicionar novas vantagens, como a inserção de elementos drenantes nos maciços reforçados como função secundária, permitindo aproveitar ao máximo as vantagens destes produtos às obras geotécnicas. Sua crescente utilização foi acompanhada pela evolução dos métodos de dimensionamento e pela normatização para definir métodos de ensaio que permitissem melhor caracterizá-los e determinar suas propriedades, tendo em vista as funções que devem desempenhar.

Os geossintéticos formam um grupo de materiais sintéticos empregados principalmente em Geotecnia. O termo deriva da combinação de “geo”, referindo-se à terra, e “sintéticos”, relacionando-se com a matéria prima com que são feitos. A American Society for Testing and Materials (ASTM), na norma D 4439, define geossintéticos como “elementos planares produzidos a partir de polímeros e utilizados em combinação com solo, rocha ou outros materiais relacionados com a engenharia geotécnica, como parte integral de um projeto, estrutura ou sistema”.

Entende-se por geossintético o material sintético manufaturado por indústrias petroquímicas, além dos fabricados a partir da borracha natural, fibra de vidro e outros materiais similares. Os geossintéticos podem ser manipulados durante a fabricação para possuírem uma propriedade específica desejada (KOERNER, 1994).

As principais funções normalmente desempenhadas pelos geossintéticos em obras de engenharia civil têm sido: separação, reforço de solos, filtração, drenagem e barreiras impermeáveis. A Tabela 2.1 apresenta um resumo dos tipos de geossintéticos e suas funções.

Tabela 2.1 – Tipos de geossintéticos e principais funções (KOERNER, 1994).

Geossintéticos	Função				
	Separação	Reforço	Filtração	Drenagem	Barreira impermeável
Geotêxtil	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2*
Geogrelha	n.a	1	n/a	n/a	n/a
Georrede	n.a	n/a	n/a	1	n/a
Geomembrana	2	n/a	n/a	n/a	1
Geocomposto	1 ou 2	n.a	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2
* Quando impregnado com asfalto					
Legenda: 1 – função principal; 2 – função secundária; n/a – não se aplica.					

Os geotêxteis foram os primeiros geossintéticos a serem utilizados sistematicamente em Geotecnia. Os geotêxteis foram manufaturados pela primeira vez

na Holanda, em fevereiro de 1953, logo após uma enchente que inundou 150.000 hectares, quando 2000 pessoas perderam a vida. Foram confeccionados sacos de areia, manufaturados com uma malha tecida a mão a partir de tiras nylon, com 100 mm de largura e 1 mm de espessura. Após alguns anos de experimentação, a primeira grande aplicação ocorreu em 1957, quando um dique com 8000 sacos de nylon preenchidos com areia, com 100 kg cada, foi construído (VAN ZANTEN, 1986). Em 1971, na França, reforços de geotêxtil foram utilizados para construir uma barragem, em que as principais funções eram separação e reforço.

A técnica de reforço de solo com geossintéticos passou a ser ainda mais atrativa com o desenvolvimento das geogrelhas, que ocorreu no início de 1980, e pela introdução dos sistemas de blocos modulares, no final da mesma década. Muitos tipos de blocos foram desenvolvidos durante os anos 80, sendo que a maioria desses blocos teve como características principais serem de concreto, pequenos, e leves o suficiente para serem facilmente manuseados. O tamanho, forma, conexão com o reforço, peso, cor e textura variaram de uma marca para outra.

No Brasil, os geossintéticos têm sido empregados desde o início da década de 70, principalmente em sistemas de drenagem. No início da década de 80, foi executada a primeira obra de porte de solo reforçado com geotêxtil no país, no km 35 da SP-123, rodovia que liga Taubaté a Campos de Jordão (Figura 2.4).

Figura 2.4 – Campos do Jordão (CARVALHO et al., 1986).

A obra foi executada em 1984 para recuperar um aterro com aproximadamente 30 m de altura, construído para a travessia de um talvegue que sofreu ruptura, sendo posteriormente afetado por processos erosivos, colocando em risco a plataforma da rodovia (CARVALHO et al., 1986).

Nos anos 80 e 90, diversas obras de contenção foram executadas utilizando geotêxteis como elemento de reforço, técnica que tem se difundido devido ao custo relativamente baixo, face às outras estruturas convencionais de contenção, e também devido à facilidade construtiva, como pôde ser visto em obras construídas por Ehrlich (1997), Gomes & Martins (2002), Bueno & Aramaki (1998) e Ribeiro et al. (1999).

Os geossintéticos utilizados em reforço de estruturas de contenção são os geotêxteis e as geogrelhas. Em vista disso, será apresentada a seguir, uma breve descrição desses dois materiais.

2.2.2 Geotêxteis

Geotêxteis são produtos têxteis, flexíveis e porosos, cuja principal característica relaciona-se com a sua capacidade de drenagem tanto através do plano (permissividade) quando ao longo do mesmo (transmissividade).

Os geotêxteis são fabricados de materiais poliméricos, cuja produção deve ser considerada em duas etapas distintas. A primeira consiste na fabricação de elementos lineares, como filamentos, fibras ou fitas. O segundo processo consiste na combinação desses elementos lineares na confecção de materiais planares.

Existem dois tipos diferentes de geotêxteis, tecidos e não tecidos, classificados em função do arranjo estrutural de suas fibras (Figura 2.5). Os tecidos são compostos de dois conjuntos perpendiculares de elementos lineares paralelos, sistematicamente entrelaçados para formar uma estrutura plana. Os fios, filamentos ou laminetes são entrelaçados segundo direções preferenciais com máquinas têxteis convencionais.

Os geotêxteis não tecidos são formados por filamentos ou fibras distribuídas aleatoriamente e unidos para formar uma estrutura plana. Essa união pode ser realizada por entrelaçamento mecânico com agulhas (agulhado), por fusão parcial (termoligado), com o uso de produtos químicos (resinado) ou por reforço (reforçado).

Figura 2.5 – Arranjo estrutural dos geotêxteis.

Os geotêxteis são os geossintéticos com o maior campo de atuação, possuindo uma gama de aplicação muito grande em toda a engenharia, não somente geotécnica, como também em outras áreas, como estruturas e hidráulica. Como exemplo, os geotêxteis podem ser utilizados como elementos de separação (construção de rodovias com diferentes solos), como elementos de reforço (taludes íngremes e aterros sobre solos moles), como elemento filtrante (substituição de filtros de areia naturais), ou até mesmo como elemento impermeável a líquidos ou vapores, quando impregnados com asfalto.

Dentre as diversas vantagens de se utilizarem os geotêxteis com a função de reforço, podem-se citar, como exemplo, a sua flexibilidade e facilidade de manuseá-lo, boa resistência a danos mecânicos de instalação, em especial os não tecidos, capacidade de dissipação de pressões neutras geradas durante a compactação e, principalmente, o baixo custo da construção quando comparado com as estruturas de arrimo convencionais.

Entretanto, os geotêxteis apresentam algumas desvantagens que, dependendo de sua aplicação ou tamanho da estrutura, poderão inviabilizar a sua aplicação, como por exemplo, os deslocamentos que ocorrem durante a construção que podem comprometer o alinhamento da estrutura, e a baixa resistência à tração da manta, quando comparada com outros elementos de reforço como, por exemplo, as geogrelhas.

2.2.3 Geogrelhas

As geogrelhas são geossintéticos com estruturas planas em forma de grelha, em cujas aberturas se promovem o embricamento do solo, conforme ilustra a Figura 2.6. As geogrelhas são mais rígidas que os geotêxteis e, portanto, seu emprego é quase que exclusivamente para reforço, embora possam ser utilizadas em casos específicos como elemento de separação. (ABRAMENTO, 1998).

Figura 2.6 – Interação da geogrelha como solo envolvente.

As principais vantagens de se utilizarem geogrelhas, como elementos de reforço, são: bom intertravamento com o solo, simples conexão com blocos segmentados, baixas deformações durante a instalação e maior resistência à tração quando comparadas com os geotêxteis.

Poucas desvantagens limitam o uso desse material, como por exemplo, a necessidade de se utilizar algum sistema contra erosão em conjunto com a geogrelha em muros com face envelopada. Em geral, para muros de pequenas alturas (4,0 m), as geogrelhas apresentam um custo um pouco mais elevado do que os muros construídos com geotêxtil.

As principais aplicações das geogrelhas são em estruturas que requerem um elemento de reforço no maciço de solo, como por exemplo, estruturas de arrimo e taludes íngremes, e reforços sobre solos moles. Elas também podem apresentar outras funções, como reforço de pavimento asfáltico e de fundações.

Os polímeros geralmente empregados na produção de geogrelhas são: o polietileno de alta densidade (PEAD) e o poliéster (PET). Mais recentemente,

começaram a ser produzidas geogrelhas de fibra de vidro que, além de apresentarem um módulo de rigidez muito superior às geogrelhas fabricadas com polímeros, praticamente eliminam o fenômeno de deformação sob carregamento constante (fluência).

2.3 SOLO REFORÇADO

2.3.1 Introdução

Os métodos de melhoria de solos com vista à estabilização e à contenção de taludes têm sido objeto de inúmeras pesquisas nas últimas duas décadas. Esses estudos são de suma importância, visto que os deslizamentos de terra acarretam gastos anuais volumosos em obras de prevenção e correção, além das despesas indiretas provenientes dos acidentes que freqüentemente ocorrem, principalmente durante os períodos chuvosos. A construção de um muro de arrimo representa sempre um ônus no orçamento total de uma obra. Há inúmeros casos em que essa etapa apresenta custo superior ao da própria obra.

Há, no país, uma grande demanda por estruturas de arrimo de pequeno a médio porte. Em regiões acidentadas, obras como platôs para implantação de edificações, cortes e aterros de estradas e vias de acesso e, em regiões planas, os desníveis gerados, por exemplo, para construção de trevos e encontros de viadutos, são alguns dos tipos de obras que freqüentemente requerem algum tipo de contenção.

Estruturas de solo reforçado, uma alternativa para soluções de muro de gravidade e de flexão, são utilizadas cada vez em mais larga escala com, basicamente, duas finalidades: taludes em aterro e aterros de base para obras de infra-estrutura.

Os principais componentes de maciços de solo reforçado são o solo de aterro, os elementos de reforço e os elementos da face. Os elementos de face não possuem função estrutural, sendo empregados com objetivo estético e para evitar instabilizações locais ou processos erosivos na face do muro.

O processo de reforço de solo consiste em se introduzir no maciço de solo, elementos que possuam resistência à tração relativamente elevada (fitas metálicas, mantas de geotêxteis, geogrelhas, malhas de aço, etc.). Em termos gerais, a estabilidade

da estrutura em solo reforçado é condicionada pela interação solo-reforço, a qual induz uma redistribuição global dos campos de tensões e deformações no maciço.

A utilização de geossintéticos para reforço de estruturas de contenção e taludes íngremes tem se tornado uma alternativa extensivamente utilizada. Esse sistema constitui-se na aplicação de reforços planares e poliméricos, inseridos no maciço com um espaçamento entre camadas definido em projeto. Esses reforços permitem a construção de taludes estáveis com ângulos bem íngremes.

A técnica de reforço de solos por meio de inclusões de materiais sintéticos constitui, atualmente, um dos campos mais estudados de pesquisa no âmbito da engenharia geotécnica. O rápido desenvolvimento da tecnologia dos polímeros tem originado uma grande variedade de materiais geossintéticos, resultando em diferentes sistemas de reforço.

As vantagens técnicas associadas ao emprego de solos reforçados são muitas, podendo ser citadas, entre outras: os métodos simplificados de cálculo, fácil adaptação a vários tipos de taludes e condições de solo, não exigem mão de obra especializada e equipamentos caros, flexibilidade da estrutura, permitindo construções sobre solos relativamente moles ou deformáveis, diversas possibilidades para o acabamento da face, sendo conveniente tanto para centros urbanos como, por exemplo, os blocos segmentados, como também em áreas de preservação da natureza, em que a vegetação pode crescer na face da estrutura.

As vantagens técnicas são muitas, mas o que tem mais despertado a atenção de projetistas e construtores são as vantagens econômicas associadas a esse tipo de estrutura, quando comparadas com outras formas de contenção. Em geral, muros e taludes executados com solos reforçados custam de 30 a 50% menos do que as soluções convencionais. Em geral, a economia aumenta com a altura da estrutura, conforme ilustra a Figura 2.7 (DER, 1986).

As vantagens econômicas são devidas a diversos fatores, como por exemplo, a possibilidade de utilização de quase todos os tipos de solo, com a conseqüente redução da distância de transporte do material de empréstimo e, tempo de construção, pois não necessita de tempo de espera para a cura de concreto.

Figura 2.7 – Comparação de custos (DER, 1986).

2.3.2 Ação do reforço em uma estrutura de solo reforçado

As estruturas de solo reforçado são fundamentalmente diferentes das estruturas de contenção convencionais que são estabilizadas externamente (gabiões, muros de concreto, etc.). Um sistema de estabilização externa utiliza uma parede estrutural contra a qual são mobilizadas forças de estabilização. Um sistema de estabilização interna envolve os reforços instalados dentro da massa de solo e estendidos além da massa potencial de ruptura.

Quando corretamente compactado, o solo desenvolve uma elevada resistência ao cisalhamento para se tornar estruturalmente útil. Entretanto, o solo possui uma baixa resistência à tração. O princípio do reforço de solo se assemelha ao do concreto armado; em ambos os sistemas são empregados materiais com elevada resistência à tração para restringirem as deformações que se desenvolvem no solo ou no concreto devido ao peso próprio do material, associado ou não à aplicação de carregamentos externos.

Enquanto que no concreto armado, a transferência dos esforços para a armadura é transmitida pela “aderência” existente na interface concreto-armadura, no solo

reforçado o processo de transferência de carga se dá principalmente pelo “atrito” entre o solo e o elemento de reforço.

A técnica de reforço de solos baseia-se na existência de um sólido mecanismo de interação entre o solo e a inclusão. Na maioria dos casos práticos a interação por atrito requer um solo de aterro de boas propriedades mecânicas, em particular em termos de ângulo de atrito interno, o que implica a maior adequabilidade dos solos granulares para as obras de solo reforçado (LANZ, 1992).

Dentro desse sistema de transferência, mobilizando a capacidade de tração de elementos de reforço pouco espaçados, é removida a necessidade de uma parede estrutural. Uma face é recomendada em um sistema de estabilização interna, mas na maioria dos casos isto é somente para prevenir erosão e vandalismo, sem possuir função estrutural.

Os sistemas de estabilização interna possuem predominantemente elementos horizontais de reforço, como tiras metálicas ou geogrelhas. O princípio básico do funcionamento de um elemento de solo reforçado está apresentado na Figura 2.8.

Figura 2.8 – Deformações em um elemento de solo com e sem reforço.

Considere o elemento de solo sem reforço apresentado na Figura 2.8a. Se forem aplicados esforços de compressão nesse elemento, sem atingir a sua ruptura, o elemento sofrerá uma deformação, como ilustrado na Figura 2.8b. Por outro lado, se forem introduzidas camadas de reforço nesse elemento, conforme mostra a Figura 2.8c, o reforço inibirá a deformação do elemento em ambas as direções. Essa restrição das

deformações no elemento de solo é obtida graças ao desenvolvimento de esforços de tração no elemento de reforço (ABRAMENTO, 1998).

Entretanto, se os esforços de compressão sobre o elemento de solo sem reforço, aumentarem progressivamente, ocorrerá a ruptura do elemento por cisalhamento, como apresentado pela Figura 2.9b. Nesse caso, surgirá uma cunha de ruptura no elemento, que poderá ser interceptada pelo reforço. O reforço trabalhará no sentido de evitar que a superfície de ruptura se desenvolva no solo, como ilustrado na Figura 2.9c.

Figura 2.9 – Reforço de um elemento de solo.

Extrapolando esses conceitos a uma estrutura de contenção em escala real, tem-se um esquema como ilustrado pela Figura 2.10, na qual são apresentados dois taludes, o primeiro sem reforço e o segundo reforçado. No caso do talude sem reforço, quando esse atingir uma situação crítica, ocorrerá um grande deslocamento da massa de solo levando o sistema à ruptura. Por outro lado, uma vez que o talude possua reforços dispostos no seio do maciço, o atrito entre o solo e o reforço gerará tensões de tração nos reforços, que garantirá a estabilidade da estrutura pelo comprimento de ancoragem.

Se o elemento de solo não reforçado, ilustrado pela Figura 2.10a, for girado aproximadamente 90° , pode-se idealizar uma caixa de cisalhamento direto, como apresentado na Figura 2.11a. Nessa figura, fica claro que a resistência ao cisalhamento que pode se desenvolver nesta superfície de ruptura pode ser descrita pela Equação 2.1, em que P_v é a carga vertical atuante, ou a carga normal na superfície de ruptura em um talude sem reforço. Entretanto, em um elemento de solo reforçado, como mostrado na

Figura 2.10b, à maneira da caixa de cisalhamento, tem-se um esquema como apresentado pela Figura 2.11b.

Figura 2.10 – Taludes com reforço e sem reforço.

Figura 2.11 – Elemento de ruptura idealizado
(modificado de JEWELL & WROTH, 1987).

$$P_{\text{resistente}} = P_v \tan \phi \quad (2.1)$$

Do equilíbrio de forças no elemento de solo reforçado, podem ser identificados dois efeitos benéficos na resistência ao cisalhamento da massa de solo reforçado. O primeiro consiste na redução da força resultante de cisalhamento, tendo em vista a

componente horizontal da força de tração no reforço ($P_R \sen \theta$). O segundo consiste no aumento da força normal aplicada à superfície de cisalhamento ($P_R \cos \theta$), de tal forma que a resistência ao cisalhamento do elemento de solo reforçado sofra um acréscimo para a apresentada pela Equação 2.2.

$$P_{\text{resistente}} = P_v \tan \phi + P_R (\sen \theta + \cos \theta \tan \phi) \quad (2.2)$$

Estudos fundamentais mostram que o reforço é mais efetivo se estiver alinhado à direção da deformação de tração no solo, de tal forma que a força de tração se desenvolva no reforço (McGOWN et al., 1978). A orientação do reforço com respeito ao plano potencial de cisalhamento (θ na Figura 2.11b) é a única geometria variável na Equação 2.2 e, conseqüentemente, fica claro que a inclinação do reforço é o fator que governa a magnitude da resistência ao cisalhamento adicional que é gerada pelo reforço. A Figura 2.12 mostra a variação do acréscimo de resistência com respeito aos ângulos θ e ϕ (ângulo de atrito interno do solo).

Figura 2.12 – Resistência ao cisalhamento vs. orientação do reforço (JEWELL, 1996).

A Figura 2.12 mostra que a orientação ótima para o reforço é $\theta_{OPT} = 90^\circ - \phi$ (JEWELL, 1996). Essa inclinação é possível de se obter para os casos dos reforços inclusos no solo *in situ*, tal como a técnica de solo pregado executada em taludes em

corte, em que é possível variar sua inclinação buscando uma maior eficiência. Porém, no caso de aterros compactados, o processo construtivo determina que esses sejam instalados na posição horizontal ou quase horizontal.

Na prática, o grau de melhoria é extremamente dependente da magnitude da força mobilizada no reforço (P_R). Essa máxima força que o reforço pode suportar é governada, na verdade, pela interação entre o solo e o reforço. A interação é máxima quando a máxima tensão de compressão no solo atua perpendicular ao plano do reforço, resultando em menores comprimentos de ancoragem (JONES, 2000).

A Figura 2.13 apresenta um diagrama de compatibilidade de deformação para o equilíbrio de um elemento de solo reforçado, com a representação de duas massas de um mesmo solo reforçado por elementos de rigidezes diversas.

Como pode ser visto pela Figura 2.13, as tensões horizontais no solo tendem a diminuir com a deformação, caminhando-se da condição em repouso (K_o) para a condição ativa (K_a). Quanto ao reforço, as tensões inicialmente nulas, aumentam com as deformações, até que o equilíbrio de estabeleça. No solo reforçado com inclusões mais rígidas, o equilíbrio é atingido com menores deformações, e as tensões no solo e no reforço são mais elevadas.

Figura 2.13 – Diagrama de compatibilidade de deformação para o equilíbrio em solo reforçado (modificado de JONES, 2000).

A Figura de Jones (2000) ilustra o caso de um solo rígido como, por exemplo, areias compactas ou argilas normalmente adensadas. Os solos compactados de natureza argilosa podem apresentar curvas de forma plástica. Nesse caso, a curva da força

requerida pode ser assintótica, como ilustrado pela Figura 2.14. Embora as deformações variem para diferentes reforços, a força requerida nos reforços será constante.

Figura 2.14 – Diagrama de compatibilidade de deformação para o equilíbrio de uma argila plástica reforçada.

2.3.3 Mecanismos de interação solo-reforço

O mecanismo de interação desenvolvido em um elemento de solo reforçado por inclusões que trabalham principalmente sob tração é caracterizado pela mobilização de forças de atrito (tensões de cisalhamento) ao longo do comprimento das inclusões, resultando em uma geração de forças de tração nos reforços (SCHLOSSER & BUHAN, 1990).

Analisando-se o equilíbrio de um elemento de reforço, as tensões cisalhantes na interface solo-reforço, relacionam-se com as tensões de tração no reforço, pela Equação 2.3, em que b é a largura do reforço, l o comprimento do reforço, T o esforço de tração e τ a tensão cisalhante na interface (VIDAL, 1966).

$$\tau = \frac{1}{2b} \cdot \frac{dT}{dl} \quad (2.3)$$

A máxima tensão cisalhante τ que pode se desenvolver na interface é função da tensão normal no elemento, do ângulo de atrito solo-reforço δ e do comprimento L . Para que ocorra mobilização da tensão cisalhante τ , é necessário que haja uma tendência de

deslocamento relativo entre o reforço e o solo que o circunda. Entretanto, não é necessário que ocorra deslizamento na interface entre os dois materiais.

O mecanismo que governa a interação solo/geossintético em uma estrutura de solo reforçado é afetado pela mobilização da resistência de atrito do solo/reforço e a resistência passiva do solo. Esse mecanismo de interação pode ser simplificado como:

- ✓ escorregamento do solo sobre o reforço (mecanismo de cisalhamento direto);
- ✓ arrancamento do reforço do solo (mecanismo de arrancamento).

Ensaio de cisalhamento direto e de arrancamento são usados para simular esses dois mecanismos, respectivamente. Os ensaios de cisalhamento direto proporcionam uma relação local entre as tensões de cisalhamento e as deformações causadas pelo cisalhamento, enquanto que os ensaios de arrancamento integram a variação na tensão de cisalhamento e os deslocamentos ao longo do reforço (BERGADO et al., 1992).

As características de atrito têm uma grande importância nos geossintéticos utilizados para reforço de solos. Na verdade, um elevado atrito reduz a possibilidade de movimentos relativos entre reforço e solo, e permite a perfeita transferência de tensões do solo para os elementos de reforço (CANCELLI et al., 1992).

A Figura 2.15 apresenta uma estrutura típica de solo reforçado. Assumindo que a linha tracejada na figura é uma superfície potencial de ruptura, o comportamento do reforço situado atrás desta superfície, posição A, será submetido ao mecanismo de arrancamento e, na posição B, de cisalhamento direto.

Figura 2.15 – Fenômenos de interação solo reforço em um talude reforçado.

A determinação acurada dos parâmetros de interação entre solos e geossintéticos é de fundamental importância no dimensionamento de obras reforçadas com esses materiais. O mecanismo de interação entre o solo e o reforço pode ser bastante complexo, dependendo da natureza e características dos materiais em contato.

Os parâmetros que exprimem a resistência de interface entre o solo e o geossintético são a adesão (a) e o ângulo de atrito de interface (δ). Assim, a resistência de interface pode ser descrita pela Equação 2.4:

$$\tau = a + \sigma \cdot \tan \delta \quad (2.4)$$

em que:

τ - tensão de aderência entre o solo e o reforço;

a - adesão entre o solo e o reforço;

σ - tensão normal atuante sobre o plano do reforço;

δ - ângulo de atrito de interface com o solo.

Os valores de a , δ e σ podem ser expressos e/ou obtidos em termos de tensões totais ou efetivas, dependendo do tipo de análise que se deseja realizar (PALMEIRA, 1999). Os coeficientes de interação entre o solo e o reforço são definidos pelas Equações 2.5 e 2.6.

$$\lambda = \frac{a}{c} \quad (2.5)$$

$$f = \frac{\tan \delta}{\tan \phi} \quad (2.6)$$

em que c e ϕ são os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo que está em contato com o elemento de reforço.

No caso de reforços planares contínuos (geotêxteis tecidos e não tecidos, por exemplo), o valor de f tende à unidade, no caso de solos granulares, ou mesmo solos mais finos sob condições drenadas de cisalhamento (TUPA & PALMEIRA, 1995). Já o

valor de λ está sujeito a uma significativa variabilidade, dependendo das características do solo fino.

No caso de geogrelhas, δ é um ângulo de atrito aparente, pois dependendo de sua geometria, o mecanismo de interação da resistência por ancoragem (passiva) dos seus membros transversais pode ser muito mais importante do que o atrito nas superfícies superior e inferior da geogrelha.

Palmeira (1999) observa que a resistência por ancoragem de uma geogrelha é função do grau de interferência entre os membros de ancoragem. Sendo assim, a carga de arrancamento de uma geogrelha imersa no solo e o valor de δ será função do comprimento a ser arrancado.

Os resultados de δ encontrados na literatura variam geralmente entre 0,6 e 1,0, dependendo do tipo de geossintético e do tipo de solo. Gomes (1992) apresentou resultados dos parâmetros de atrito de interface de geotêxteis tecidos e não tecidos, em contato com areias e argilas. Os resultados apresentam grande variabilidade e são dependentes diretamente da granulometria do solo, tipo de geossintético, grau de saturação do solo, massa específica seca do solo e plasticidade da argila.

Uma tentativa de sistematização desses valores de atrito foi apresentada por Abramento (1998), em função do tipo de solo e do geossintético (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 – Valores de atrito de interface solo-reforço em termos de $(\tan\delta/\tan\phi)$, usualmente empregados em muros de solo reforçado (ABRAMENTO, 1998).

Tipo de Reforço	Tipo de solo		
	Solos finos	Solos arenosos	grosseiros
Geotêxtil tecido	0,70-0,75	0,65-0,70	0,60-0,70
Geotêxtil não tecido	0,80	0,75	0,70
Geogrelhas tecidas	0,90	0,85	0,80
Geogrelhas rígidas	1,00	0,90	0,80
Geocélulas	1,00	1,00	1,00
Geobarras (lisas)	0,50-0,60	0,50-0,60	0,50

2.4 MÉTODOS DE PROJETO

2.4.1 Introdução

Muitos dos métodos de projeto utilizados atualmente, para o cálculo de estruturas em solo reforçado, mostraram ser aceitáveis e econômicos, o que permitiu uma rápida aceitação dos geossintéticos. Entretanto, alguns dos parâmetros utilizados nesses métodos de cálculo ainda têm se mostrado muito conservadores, resultando em estruturas superdimensionadas.

A força de tração nos reforços e os deslocamentos internos e externos de muros de solo reforçado, medidos durante e após a construção, são usualmente menores do que os impostos pelos métodos de projeto. Em muitos casos, essas menores forças medidas em campo devem-se ao processo de fluência e/ou relaxação dos reforços. Além disso, o arqueamento do solo na zona ativa acarreta um decréscimo na tensão vertical, reduzindo-a a valores menores que o γH usualmente calculado pelos métodos de cálculo.

Pesquisas nessa área são de suma importância, uma vez que sem dados do desempenho de estruturas reais, torna-se imprudente modificar ou sugerir mudanças nos métodos atuais de cálculo. De forma geral, o desempenho de um maciço reforçado depende principalmente da interação entre o solo e o reforço. Segundo Abramento (1994), existem três metodologias básicas que são corriqueiramente utilizadas em estudos dessa interação:

- ✓ métodos de homogeneização;
- ✓ cálculos com base em equilíbrio limite;
- ✓ modelagem explícita do maciço reforçado (como exemplo, o MEF).

Os métodos de homogeneização supõem que o solo seja reforçado com inclusões pouco espaçadas, comportando-se, macroscopicamente, como um material composto homogêneo e anisotrópico. Esses métodos simplificam enormemente a representação da interação solo-reforço, e não consideram os efeitos do espaçamento entre reforços.

A maioria dos métodos para projeto de solos reforçados empregados baseia-se em análises de equilíbrio limite. Os métodos de equilíbrio limite têm sido

convencionalmente usados na análise de taludes de solo reforçado para determinar o espaçamento das camadas de geotêxtil e a tensão nos reforços. Esses métodos são técnicas para análises de estabilidade de taludes convencionais, adaptadas para levar em conta os momentos estabilizantes gerados pelos reforços. A localização da superfície potencial de ruptura para a verificação da estabilidade interna tem sido geralmente identificada como o local da máxima força (ou deformação) nos reforços.

Esse tipo de análise permite avaliar a estabilidade global da estrutura, em que a estabilidade interna e externa são consideradas. A análise da estabilidade interna considera superfícies de ruptura passando por dentro do bloco de solo reforçado, enquanto que a estabilidade externa considera um corpo rígido e procura por mecanismos de ruptura passando, parcialmente ou totalmente, por fora do bloco reforçado.

Cálculos que se baseiam em métodos de equilíbrio limite não são confiáveis para se determinar a magnitude e a distribuição das tensões ao longo do reforço sob condições de trabalho, já que, em geral, não consideram a compatibilidade de deformações entre o reforço e o solo, bem como não consegue avaliar o efeito da dilatação. Para suprir as deficiências desses métodos, foram desenvolvidas outras formas de abordagem para o dimensionamento desse tipo de estrutura que consideram o equilíbrio da estrutura sob condições de trabalho. Uma proposta nesse sentido foi proposta por Juran et al. (1990), em que os autores propõem uma análise de compatibilidade de deformações para estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos.

Análises sob condições de trabalho consideram tanto as tensões como as deformações que são antecipadas na estrutura de solo reforçado. Duas diferentes análises podem ser feitas. A análise de deformação permite determinar as forças de tração em diferentes camadas de reforço e as tensões no solo. A análise tensão/deformação avalia recalques e deslocamentos horizontais. Tanto o MEF como modelos matemáticos, como por exemplo, Jewell & Milligan (1989), são utilizados para ambas as análises.

O método dos elementos finitos permite analisar tanto a distribuição de tensões quanto deformações em muros de solos reforçados. Essas análises oferecem grande flexibilidade para simular geometrias complexas e métodos construtivos, além de também ser possível modelar explicitamente as propriedades constitutivas do solo, do reforço e da interface. A conveniência do MEF para se modelar o comportamento de

muros reforçados tem sido demonstrada pela comparação entre o comportamento da estrutura calculada e observada, tanto para modelos de centrífuga, quanto para estruturas em escala real (WU, 1992 e ROWE & HO, 1998).

Uma das principais vantagens das técnicas dos elementos finitos é que é possível executar estudos paramétricos, para explorar a relação entre o comportamento do muro e as características dos componentes do muro (face, reforço e solo), podendo ser identificadas, por exemplo, as deformações na zona reforçada, deformações na zona não reforçada, deformações devido à compactação, deformações devido aos movimentos da fundação e deformações pós-construção.

2.4.2 Procedimentos de projeto

Quando o aterro não apresenta estabilidade, contando apenas com a resistência ao cisalhamento do solo, é necessário reforçá-lo. O estudo da estabilidade de maciços reforçados envolve a determinação da máxima solicitação no reforço, o seu comprimento e o espaçamento vertical entre eles, de forma a garantir o equilíbrio externo e interno da estrutura.

A estabilidade externa, assim como a das estruturas convencionais de contenção, pressupõe que o aterro reforçado age como um corpo rígido. Uma vez dimensionada a estrutura, deve-se verificar se não há risco de ruptura global ou outro mecanismo de colapso devido às solicitações externas e às condições do solo de fundação, analisando os fatores de segurança ao tombamento em torno do pé do muro, ao deslizamento da base da estrutura reforçada, capacidade de carga do solo de fundação e ruptura global por uma superfície envolvendo todo o maciço reforçado (Figura 2.16).

Em geral, os coeficientes de segurança mínimos recomendados para essas estruturas são:

- a) deslizamento: 1,5;
- b) tombamento: 2,0;
- c) capacidade de carga do solo de fundação: 2,0;
- d) estabilidade global do talude: 1,5.

Figura 2.16 – Modos de ruptura na análise da estabilidade externa.

A estabilidade interna considera dois modos de ruptura para os reforços: arrancamento devido a um comprimento de ancoragem insuficiente, e ruptura por tração no plano da força de tração máxima. Essa análise considera, como o próprio termo sugere, a integridade interna da estrutura e os riscos de colapso. A verificação da estabilidade interna consiste no dimensionamento propriamente dito, uma vez que é nesta fase de projeto que se determinam as necessidades de reforço, no que se refere às forças resistentes de estabilização.

Essa etapa de projeto consiste na divisão do maciço reforçado em duas zonas: uma zona “ativa” e uma zona “passiva” (Figura 2.17). O solo da zona ativa encontra-se na iminência do colapso, cuja integridade física é mantida pela presença dos reforços, que transferem os esforços para a zona “passiva”. Os elementos de reforço na zona passiva funcionam como elementos de “ancoragem” da zona ativa.

A linha que divide as zonas ativa e passiva corresponde à superfície potencial de ruptura do maciço reforçado. Essa linha divisória pode corresponder também aos pontos de máximos esforços de tração nos elementos de reforço. A posição dessa linha depende

de diversos fatores, tais como geometria do sistema, cargas aplicadas e deformabilidade dos elementos de reforço.

Figura 2.17 – Definição da zona ativa e resistente.

Via de regra, o espaçamento e o tipo de reforço são escolhidos pela comparação entre a resistência admissível e a tensão requerida pelo sistema, resguardando-se de um fator de segurança cuja magnitude é função do tipo de estrutura, de sua funcionalidade e da consequência do colapso (AZAMBUJA, 1999).

A resistência admissível é determinada pela aplicação de um fator de redução sobre a resistência característica dos reforços, geralmente desdobrados em uma série de fatores secundários (INGOLD, 1993). A resistência característica é definida como a resistência última para um determinado tempo (vida útil) e temperatura de projeto. Isso porque os polímeros, como materiais visco-plásticos que são, desenvolvem mecanismos de fadiga estática, ou seja, ruptura por fluência. Os fatores secundários contemplam os efeitos que alteram as características químicas ou estruturais dos reforços.

2.4.3 Fatores de redução

Os geossintéticos podem sofrer alterações mecânicas durante o período construtivo, seja devido a danos mecânicos ou a ataques químicos e biológicos, tanto do solo como da água subterrânea. Podem ocorrer também, em longo prazo, devido à

fluência do material. Uma apropriada combinação desses fatores deve ser considerada quando é realizada a seleção das propriedades do geossintético para o projeto.

Dano mecânico é toda transformação da estrutura do geossintético resultante de esforços ocorridos durante o seu manuseio, instalação e compactação do solo sobrejacente. O dano mecânico é maior para solos de granulometria grosseira, camadas de solo pouco espessas, mecanização intensa de terraplenagem e energias de compactação mais elevadas (AZAMBUJA, 1994).

Essas alterações nas propriedades mecânicas dos geossintéticos não são avaliadas usualmente e, como consequência disso, os fatores de redução ainda permanecem conservadores. Elias et al. (2001) publicaram fatores de redução para o dano mecânico, para serem utilizados quando não houver ensaios disponíveis. A Tabela 2.3 apresenta esses resultados.

Tabela 2.3 – Fatores de redução para danos de instalação (ELIAS et al., 2001).

Nº	Geossintético	tamanho máx. 102 mm	tamanho máx. 20 mm
		D ₅₀ aprox. 30 mm	D ₅₀ aprox. 0,7 mm
1	geogrelha uniaxial <i>PEAD</i>	1,20 - 1,45	1,10 - 1,20
2	geogrelha biaxial <i>polipropileno</i>	1,20 - 1,45	1,10 - 1,20
3	Geogrelha <i>PET coberta com PVC</i>	1,30 - 1,85	1,10 - 1,30
4	Geogrelha <i>PET coberta com acrílico</i>	1,30 - 2,05	1,20 - 1,40
5	geotêxtil tecido <i>(PP e PET)⁽¹⁾</i>	1,40 - 2,20	1,10 - 1,40
6	geotêxtil não tecido <i>(PP e PET)⁽¹⁾</i>	1,40 - 2,50	1,10 - 1,40
7	Geotêxtil tecido de laminete <i>polipropileno⁽¹⁾</i>	1,60 - 3,00	1,10 - 2,00

⁽¹⁾ Gramatura mínima igual a 270 g/m²

A resistência de materiais poliméricos e suas propriedades tensão-deformação (módulo de rigidez) variam com o tempo, apresentando uma deformação contínua e

irrecuperável sob carregamento constante. A deformação por fluência é influenciada por diversos fatores, como por exemplo, tipo de polímero, nível de carregamento e temperatura.

A Tabela 2.4 apresenta alguns valores de fator de redução para fluência, sugeridos por Koerner (1994), quando não se dispõe de isócronas para calcular a tensão característica.

Tabela 2.4 – Valores sugeridos para os fatores de redução por fluência, quando não se dispõe de isócronas para calcular a tensão característica (KOERNER, 1994).

Polímero	Fator de Redução para Fluência
Poliaramida	1,1
Poliéster	2,0
Polipropileno	4,0
Polietileno orientado de alta densidade	5,0
Polietileno de alta densidade	10,0
Polietileno de baixa densidade	não admitido em obras permanentes

2.4.4 Superfícies de ruptura

A localização da superfície hipotética de ruptura é um dos principais fatores de projeto para otimizar o volume de reforço empregado na zona reforçada. O mecanismo mais simples e, muito utilizado pelos métodos de cálculo, corresponde ao de uma superfície plana passando pelo pé do muro, orientada segundo um ângulo de $45^\circ + \phi/2$ com a horizontal. Ou seja, as deformações horizontais do maciço reforçado permitem que o solo atinja um estado de plastificação de Rankine. A adequabilidade deste mecanismo é razoável para taludes verticais com utilização de reforços poliméricos, com baixo módulo de rigidez axial, permitindo que o solo caminhe para o estado ativo.

O mecanismo em cunha bi-linear pode ser empregado na determinação do mecanismo crítico em taludes não verticais e na análise de superfícies potenciais de ruptura que sejam mais críticas para a estabilidade externa. O equilíbrio estático dessa

superfície de ruptura requer a sua divisão em duas lamelas com diferentes considerações sobre as forças atuando na superfície interlamelar (SILVA & ABRAMENTO, 1995).

Alguns métodos de cálculo utilizam uma superfície potencial de ruptura igual a uma espiral logarítmica. Este tipo de superfície geralmente resulta em resultados mais precisos, quando comparado com o resultado de instrumentação de estruturas reais observadas.

2.4.5 Métodos de Cálculo

As metodologias convencionais de dimensionamento de estruturas de solo reforçado são baseadas em métodos de fundamentação empírica ou em métodos que admitem a condição de ruptura da estrutura.

Um dos primeiros métodos foi o de Mitchell & Villet (1987), originalmente desenvolvido para o cálculo da estabilidade interna de maciços reforçados com fitas metálicas, mas posteriormente adaptado para maciços reforçados com geossintéticos. O grande atrativo deste método são as suposições bem simples que ele admite.

O método contém quatro hipóteses básicas para a estabilidade interna das estruturas de solo reforçado: a massa de solo reforçado é dividida em duas zonas, uma zona ativa e outra resistente; o estado de tensões na massa reforçada é determinado por γH para as tensões verticais e $\gamma H K_a$ para as tensões horizontais (solos granulares), em que γ é o peso específico do solo, H é a altura de solo e K_a é o coeficiente de empuxo ativo; e um coeficiente de aderência entre o solo e os elementos de reforço é assumido.

Nesse método, admite-se que o solo atinja o estado de plastificação de Rankine, ou seja, a superfície hipotética de ruptura é plana e orientada segundo um ângulo de $45^\circ + \phi/2$ com a horizontal. Disso resulta que a distribuição de empuxo no maciço reforçado seja admitida linear e crescente com a profundidade (Figura 2.18).

Na estabilidade interna, cada camada de reforço é analisada de forma independente. Nessa fase, duas condições devem ser verificadas: ruptura do reforço e arrancamento do reforço. Como resultado, a análise da estabilidade interna fornece o espaçamento vertical e o comprimento das camadas de reforço.

Em cada nível de reforço, espera-se que as tensões de tração cresçam progressivamente da face da estrutura para um valor máximo e depois diminuam até zero na extremidade enterrada do reforço.

Figura 2.18 – Maciço reforçado com geotêxtil e seu diagrama de empuxo.

O fator de segurança (FS) quanto à ruptura do reforço, em cada camada, é a relação entre a resistência admissível do geotêxtil e a força de tração gerada no geotêxtil pelo maciço. Essa relação é mostrada pela Equação 2.7, sendo que a resistência admissível é dada pela Equação 2.8.

$$FS = \frac{T_{adm}}{k_a \cdot \gamma \cdot z \cdot S_v \cdot S_h} \quad (2.7)$$

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FR_{dt} \cdot FR_{cr} \cdot FR_{dq} \cdot FR_{db}} \quad (2.8)$$

em que:

K_a - coeficiente de empuxo ativo;

γ - peso específico do aterro reforçado;

z - altura de solo acima do nível de reforço considerado;

S_v - espaçamento vertical entre as camadas de reforços;

S_h - espaçamento horizontal entre as camadas de reforços ($S_h=1$ para inclusões planares);

T_{ult} - resistência à tração máxima, obtida do ensaio de tração não confinada.

Os fatores de redução utilizados para determinar a força de tração admissível do reforço estão apresentados na Tabela 2.5, em casos que a fluência não puder ser caracterizada por ensaios de laboratório (KOERNER, 1994).

Tabela 2.5 – Fatores de redução para maciços reforçados (KOERNER, 1994).

Tipo de fator de redução da resistência à tração	Símbolos	Valores
Fator de redução quanto a danos de instalação	FR_{di}	1,1 a 2,0
Fator de redução quanto à fluência	FR_{cr}	2,0 a 4,0
Fator de redução quanto à degradação química	FR_{dq}	1,0 a 1,5
Fator de redução quanto à degradação biológica	FR_{db}	1,0 a 1,3

Mitchell & Villet (1987) propõem um coeficiente de segurança quanto à ruptura do reforço variando entre 1,3 a 1,5, e um coeficiente de segurança quanto ao arrancamento no intervalo de 1,50 a 1,75. Com isso, obtém-se o espaçamento vertical da estrutura de contenção pela Equação 2.9.

$$S_v = \frac{T_{adm}}{FS.k_a.\gamma.z} \quad (2.9)$$

A análise do arrancamento do reforço tem como objetivo fornecer o comprimento total da inclusão, que pode ser dividido em duas parcelas: o comprimento inserido na zona ativa e o comprimento de ancoragem. A definição dessas parcelas irá depender do mecanismo de ruptura adotado. Para esse método, o comprimento do reforço, L_r , inserido na zona ativa, pode ser obtido pela Equação 2.10, em que H é a altura do maciço reforçado e z é a altura de solo acima do nível de reforço considerado (Figura 2.18).

$$L_r = (H - z).tg\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.10)$$

De acordo com o método de Mitchell & Villet (1987), para realizar o cálculo do comprimento de ancoragem, inicialmente se avalia a força horizontal em cada inclusão, conforme a Equação 2.11. Em seguida, majora-se a tensão horizontal por um fator de segurança, FS , entre 1,50 a 1,75, igualando em seguida essa força horizontal, devida ao empuxo, com a força de atrito disponível ao longo da interface solo geotêxtil, na profundidade do reforço. O ângulo de atrito de interface, δ , na ausência de um valor definido experimentalmente, é considerado de forma que $\tan \delta = \frac{2}{3} \tan \phi$.

Igualando as Equações 2.11 e 2.12, tem-se o comprimento de ancoragem necessário para que não ocorra ruptura ao arrancamento, conforme a Equação 2.13. O valor do comprimento de ancoragem (L_e) deverá ser no mínimo igual a 1,0 m. O comprimento total do reforço será igual à soma de L_r e L_e , conforme a Figura 2.18.

$$F_h = K_a \cdot \gamma \cdot z \cdot S_v \cdot CS \quad (2.11)$$

$$\tau = 2 \cdot \gamma \cdot z \cdot L_e \cdot \tan \left(\frac{2 \cdot \phi}{3} \right) \quad (2.12)$$

$$L_e = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot z \cdot S_v \cdot CS}{2 \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan \left(\frac{2 \cdot \phi}{3} \right)} \geq 1,0 \text{ m} \quad (2.13)$$

Outro método bastante conhecido é o elaborado por Jewell (1991), que permite a determinação do comprimento dos reforços e dos espaçamentos verticais, a partir dos parâmetros geométricos do maciço, das características geotécnicas do solo e das características mecânicas dos reforços, apresentando como desvantagem a não utilização da coesão no dimensionamento, limitando-se a solos granulares.

Neste método os cálculos são simplificados com o auxílio de ábacos. O autor descreve com detalhes os possíveis modos de interação solo/reforço e a metodologia empregada para a obtenção dos ábacos. Os mecanismos de interação não interferem diretamente na obtenção dos parâmetros fornecidos pelos ábacos, mas condicionam o dimensionamento final do aterro reforçado.

O método permite a consideração de eventuais pressões neutras existentes no aterro com o uso do parâmetro de pressão neutra r_u , admitido como um valor constante ao longo de toda a altura do maciço. Esse método também permite a consideração de

uma sobrecarga uniformemente distribuída sobre o terrapleno com o uso de uma altura equivalente.

Nesse método, a superfície potencial de ruptura se desenvolve segundo uma cunha bi-linear, conforme a Figura 2.19. Ela é encontrada por meio de uma pesquisa iterativa, em que se variam os ângulos θ_1 e θ_2 e o ponto (X_n, Y_n) , até se obter o fator de segurança mínimo.

A verificação da ruptura do reforço consiste em determinar o espaçamento vertical entre os reforços pela Equação 2.14, em que a constante K_{Req} é determinada pelo ábaco da Figura 2.20. A força de tração admissível, T_{adm} , juntamente com os fatores de redução são os mesmos apresentados por Mitchell & Villet (1987).

Figura 2.19 – Ruptura em cunha bi-linear (JEWELL, 1991).

Figura 2.20 – Ábaco para a determinação da constante K_{Req} (JEWELL, 1991).

$$S_v = \frac{T_{adm}}{\gamma \cdot H \cdot K_{Req}} \quad (2.14)$$

O reforço deve possuir um comprimento tal que esteja suficientemente ancorado no solo de forma a resistir aos esforços de tração provenientes da zona ativa (Figura 2.21). Para verificar a estabilidade contra o arrancamento do reforço, é preciso determinar a resistência total ao arrancamento e a força solicitante.

Figura 2.21 – Representação das zonas ativa e resistente juntamente com o comprimento inserido na zona ativa (L_r) e o de ancoragem (L_e).

Além da análise da estabilidade externa, que é verificada considerando-se os mecanismos clássicos, verifica-se também a possibilidade de deslizamento de um bloco de solo sobre cada camada de reforço, como mostra a Figura 2.22. Com isso, determina-se o comprimento de reforço de tal forma que a força de deslizamento seja menor ou igual à T_{adm} . O comprimento final do reforço será o maior valor obtido das análises da estabilidade interna e externa.

Como desvantagem, esse método não permite variações do tipo de reforço e espaçamento entre as camadas, resultando em estruturas com um custo superior aos outros métodos de cálculo. Dessa forma, Leshchinsky & Volk (1986) desenvolveram um método em que é possível calcular as forças individuais dos reforços.

Esse método de projeto também utiliza equilíbrio limite e apresenta algumas similaridades com o método de Jewell (1991). O reforço total requerido é de novo

calculado com base na força horizontal requerida para manter a estabilidade de um talude íngreme, porém nesse modelo é adotada uma superfície de ruptura espiral logarítmica.

Figura 2.22 – Análise da estabilidade externa (JEWELL, 1991).

Outro método que também admite que as superfícies potenciais de ruptura tenham a forma de uma espiral logarítmica é o de Leshchinsky & Boedeker (1989). Os autores calcularam valores das forças de tração em cada nível de reforço (t_{mj}) para vários aterros reforçados com diversos valores de (ϕ) e de inclinação do talude (m). Os valores das forças de tração foram obtidos por instrumentações de protótipos em escala real e por dados de simulações numéricas. Dessa forma, os autores desenvolveram um ábaco para calcular a força de tração (T_m), em que $\phi_m = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi}{FS}\right)$, como apresentado pela Figura 2.23.

Esse método utiliza técnicas de minimização analítica para a determinação da superfície crítica, em lugar do processo iterativo de determinação da superfície crítica que é utilizado por outros métodos. Essa técnica consiste em desenvolver equações que fornecem diretamente a geometria da superfície crítica e o correspondente valor máximo do empuxo. Para realizar a determinação da geometria da superfície e o empuxo máximo, é preciso conhecer a geometria do maciço reforçado, a resistência ao cisalhamento do solo, o número de camadas de reforço e a correspondente força de tração em cada nível de reforço.

Figura 2.23 – Ábaco para a determinação da força de tração no reforço
(LESHCHINSKY & BOEDEKER, 1989).

Leshchinsky & Perry (1989) desenvolveram um método de dimensionamento que leva em conta a reorientação do reforço na superfície de ruptura, quando a sua resistência à tração é mobilizada pelo deslocamento do maciço. Os autores observaram que o reforço não permanece na direção horizontal ao longo do processo de interação, devido à pouca rigidez do geossintético, mas sofre uma reorientação com inclinação (ζ), como mostrada na Figura 2.24.

Segundo os autores, em análises convencionais, que se considera a posição horizontal do reforço ($\zeta = 0$), a força de tração a ser resistida pelo reforço pode ser superestimada e o comprimento de reforço necessário subestimado. Com a aplicação deste método, pode-se melhorar a estimativa dos valores das forças de tração e dos comprimentos dos reforços.

Figura 2.24 – Reorientação da força de tração no reforço.

Ehrlich & Mitchell (1994) desenvolveram um método de cálculo que considera o equilíbrio da estrutura sob condições de trabalho, em que os principais fatores que influenciam as forças nos reforços são os parâmetros de resistência do solo, a profundidade da camada em referência, a rigidez relativa solo-reforço e a compactação.

Este método foi desenvolvido a partir de dados de instrumentação obtidos de cinco estruturas de contenção em escala real. Resultados de instrumentação mostraram que as forças de tração, atuantes nos reforços, sofreram acréscimos com o aumento da rigidez do reforço e também devido ao processo de compactação.

2.5 FATORES QUE INFLUENCIAM NO COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO

2.5.1 Introdução

A estabilidade das estruturas de contenção em solo reforçado é afetada por vários fatores que, se levados em conta na fase de projeto, garantem a economia e segurança da obra.

Dentre eles, podem-se citar a altura da estrutura, o comprimento e espaçamento das inclusões, a forma de ligação do reforço na face (engastada ou envelopada), a disposição das mantas ao longo da altura do muro, a espessura da camada de compactação, a energia e forma de compactação, a existência ou não de face, que pode ser construída antes, durante ou após a execução do maciço, o escoramento do muro e o tipo de solo. A Tabela 2.6 ilustra os principais fatores que estão diretamente ou indiretamente envolvidos no comportamento das estruturas de contenção em solo reforçado.

Tabela 2.6 – Fatores que influenciam no comportamento das estruturas.

Propriedades dos Reforços	Distribuição dos Reforços	Construção
composição polimérica processo de fabricação rigidez durabilidade	densidade comprimento dos reforços posição orientação	método construtivo método de compactação conexão do reforço na face tipo de face
Tipo de solo	Estado do solo	Propriedades da estrutura
granulometria forma das partículas durabilidade disponibilidade	peso específico estado de tensões grau de saturação permeabilidade	geometria estética vida útil

O fim que a estrutura se destina provavelmente é o fator de maior influência na escolha do seu tipo e o método construtivo adotado. Alguns materiais, por exemplo, podem ser utilizados tanto para permitir a construção de uma estrutura com face vertical quanto para o reforço (face envelopada), embora a aparência da estrutura resultante possa não ser adequada para alguns casos. Jones (1990) elaborou uma tabela para mostrar a importância dos fatores que interferem no comportamento das estruturas de solo reforçado (Tabela 2.7).

Tabela 2.7 - Importância dos fatores que influenciam no comportamento das estruturas de solo reforçado (JONES, 1990).

Fatores Aplicação	Estruturas Temporárias	Vida Curta	Estruturas Permanentes	Estruturas Industriais	Estruturas Costeiras	Estruturas Militares
Drenagem	***	***	***	***	***	***
Distorção	*	*	***	*	*	*
Condições do subsolo	**	**	**	**	***	***
Propriedades do aterro	*	**	***	**	***	**
Propriedades do reforço	*	**	***	**	***	**
Face	*	*	***	*	**	**
Estética	*	*	***	*	**	*
Durabilidade	*	*	***	*	***	***
Velocidade de construção	***	**	**	**	**	***
* Importância secundária ** Importante *** Muito Importante						

Com isso, a seguir serão apresentados os fatores mais importantes que influenciam no comportamento das estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos, como a influência que cada fator exerce no desempenho das estruturas.

2.5.2 Condições do subsolo

Os parâmetros de resistência e as propriedades de compressibilidade do subsolo são parâmetros de projeto importantes em estruturas de solo reforçado. Dentre as inúmeras características que as estruturas de contenção em solo reforçado com

geossintéticos têm demonstrado está a capacidade em resistir aos recalques da fundação devido à sua alta flexibilidade.

Essas estruturas são inerentemente flexíveis. Por essa razão, elas são capazes de suportar a grandes recalques da fundação, totais ou diferenciais. Entretanto, o efeito dos recalques das fundações no desempenho dessas estruturas de contenção não está ainda esclarecido. Na realidade, nenhum dos métodos de projeto existentes levam em conta o efeito dos recalques da fundação.

A função do geossintético em uma estrutura de solo reforçado é garantir a estabilidade do aterro compactado e não necessariamente de combater os seus recalques. Nesse sentido, mesmo os geossintéticos teoricamente mais rígidos, como as geogrelhas, têm-se mostrado pouco eficientes para cumprir essa finalidade, embora possam minimizar os recalques diferenciais do aterro (BUENO & ARAMAKI, 1998).

A rigidez da fundação também afeta o mecanismo de deformação. Um muro construído sobre uma fundação rígida gira sobre o seu pé, enquanto um muro construído sobre argila mole gira pelo seu topo, devido a um significativo movimento da fundação.

Um muro com uma fundação rígida exibe menores deformações de tração nos reforços. Para um muro construído sobre uma fundação de baixa resistência, o processo de construção em estágios pode ser bem efetivo para aumentar a estabilidade e reduzir as deformações laterais dos muros.

Fahel et al. (1999) mostraram o potencial do uso de geossintéticos como um material de reforço em estruturas de contenção em problemas de aterros em que recalques diferenciais possam ocorrer. A flexibilidade das estruturas minimizou os danos provocados por recalques diferenciais, em comparação a outras estruturas mais rígidas.

Apesar da ocorrência de recalques elevados, os muros reforçados se comportam bem, observando-se, no geral, apenas pequenos danos nos elementos de face. Os reforços não sofrem muitos danos com as movimentações, assimilando de forma satisfatória as novas condições de trabalho.

2.5.3 Efeito da compactação

A compactação de um solo é um processo manual ou mecânico que visa a redução do volume de vazios do solo, acarretando em uma melhora de suas

características, como resistência ao cisalhamento, permeabilidade, compressibilidade e absorção de água.

A compactação pode influenciar no comportamento de um muro reforçado de várias formas. Além do dano mecânico, que já foi citado anteriormente, a compactação do maciço também acarreta um aumento das tensões horizontais próximas à face e, portanto, maiores deslocamentos horizontais da estrutura de solo reforçado.

Alguns autores propuseram métodos para quantificar o acréscimo das tensões horizontais sobre estruturas de contenção devido à compactação, como por exemplo, Broms (1971), Duncan & Seed (1986), Ehrlich & Mitchell (1994) e Ingold (1979). Karpurapu & Bathurst (1992) realizaram simulações numéricas e elaboraram ábacos que permitem prever as tensões e os deslocamentos da face de estruturas reforçadas para diversos tipos de solo, largura da faixa compactada e grau de compactação dessa faixa.

Broms (1971) elaborou um modelo para muros indeslocáveis com um conceito histerético de carregamento e descarregamento para a obtenção das tensões horizontais induzidas pela compactação. Saramago (2002) apresentou uma simplificação gráfica deste modelo, como ilustrado pela Figura 2.25.

Figura 2.25 – Modelo de Broms (SARAMAGO, 2002).

Na figura, o ponto A representa um elemento de solo em seu estado inicial de tensões. Ao se aplicar um carregamento, ocorrerá um acréscimo da tensão vertical σ'_v até alcançar a linha correspondente a K_o no gráfico, sem ocorrer nenhum acréscimo da tensão horizontal (ponto B). Com a continuidade do carregamento, haverá um acréscimo da tensão horizontal σ'_h , pela equação $\sigma'_h = K_o \sigma'_v$ (ponto C). Um

descarregamento, a partir do ponto “C”, resultará em uma redução da tensão vertical sem modificação da tensão horizontal até uma condição limite (ponto D), a partir da qual ocorrerá redução também da tensão horizontal pela equação $\sigma'_h = K_I \sigma'_v$.

Andrade et al. (1999) realizaram um estudo numérico e verificaram que a compactação provoca um aumento significativo das forças de tração nos reforços, comparando o método de Mitchell & Villet (1987), sem levar em conta o efeito da compactação, e o método de Ehrlich & Mitchell (1994), levando em conta esse efeito. Eles constataram que o primeiro método apresentou resultados de tração nos reforços bastante inferiores aos valores numéricos obtidos pelo método de Ehrlich & Mitchell (1994).

Para reduzir o efeito da compactação, alguns autores sugerem reduzir o grau de compactação do solo em uma faixa próxima à face. Com isso, haveria uma redução do empuxo lateral e, conseqüentemente, dos deslocamentos da estrutura. Andrawes et al. (1990), Karpurapu & Bathurst (1992) e Marques et al. (1994) demonstraram a viabilidade do uso dessa camada compressível, localizada entre o aterro e o muro, para controlar as deformações laterais e, com isso, atrair o mínimo de tensões atuando no muro.

Marques et al. (1994) concluíram que a largura de 50 cm foi a mais eficaz dentre as larguras testadas. A Tensar indica que, em um espaço de 1,5 m atrás do muro, a compactação deve ser feita apenas com equipamentos manuais (placa vibratória ou sapo mecânico). Além dessa distância, podem ser utilizados equipamentos de compactação mais pesados sem problema algum, desde que sempre haja uma camada de ao menos 15 cm de solo cobrindo os geossintéticos, particularmente se o equipamento em questão for do tipo pé de carneiro (RECCIUS, 1999).

2.5.4 Rigidez do reforço

Os geossintéticos utilizados como elementos de reforço possuem características geométricas e propriedades variadas, que dependem do tipo de polímero utilizado e do seu processo de fabricação. Assim, uma ampla gama de valores de rigidez à tração pode ser encontrada de forma a atender os requisitos da obra. Em geral, quanto mais rígido o reforço, menores serão as deformações.

O tipo de inclusão influencia na magnitude dos deslocamentos horizontais, na mobilização das forças nas inclusões e na localização da superfície de ruptura. O comportamento de sistemas de solo reforçado com reforços extensíveis é significativamente diferente do comportamento de sistemas de solo reforçado com reforços de metal relativamente inextensíveis (FUKUDA et al., 1992).

Zornberg et al. (1998) elaboraram um critério para caracterizar se os reforços são extensíveis ou inextensíveis, estabelecido pela relação da deformação horizontal em um elemento de solo reforçado submetido a uma certa carga, com a deformação requerida para desenvolver um estado plástico ativo em um elemento do mesmo solo sem reforço.

Portanto, um reforço é classificado como extensível, se a deformação de tração no reforço, no momento da ruptura, exceder a deformação horizontal requerida para desenvolver um estado plástico ativo no solo e, inextensível, se a deformação de tração na ruptura no reforço for significativamente menor do que a deformação horizontal requerida para desenvolver um estado plástico ativo no solo.

As deformações do solo adjacente às inclusões são uma função da extensibilidade da inclusão. Entretanto, uma das vantagens de se utilizar um reforço planar extensível é que, quando comparado com tiras de metal inextensíveis, o comprimento de ancoragem requerido para resistir aos empuxos de terra pode ser bem menor por causa da ampla área de contato com o solo (TATSUOKA et al., 1989).

McGown et al. (1978) realizaram uma série de ensaios com células unitárias de deformação plana com amostras de areia seca reforçadas com folhas de alumínio, malhas de alumínio e um geotêxtil não-tecido. O reforço de geotêxtil resultou em algum enrijecimento, porém foi mais significante a ductilidade adquirida e a pequena perda de resistência pós-pico quando comparado com o solo isolado ou quando comparado com areias reforçadas com metais de alta rigidez. Em geral, a inclusão de geotêxtil aumenta a resistência de pico, a deformação axial na ruptura e a ductilidade. Além disso, reduz a dilatação e a perda de resistência pós-pico.

Patias (2005) realizou ensaios parecidos, porém em células triaxiais, utilizando como elementos de reforço folhas de alumínio e geotêxteis não tecidos. Os solos utilizados foram duas argilas silto-arenosas, uma de comportamento laterítico e outra não laterítico, e uma areia fina com 40% de finos, com comportamento não laterítico. Verificou-se que a combinação de solos finos com reforços permeáveis resultou em um ganho de resistência, ora em termos de ângulo de atrito interno, ora em relação à coesão, sendo que apenas a areia fina obteve ganho de resistência ao ser reforçada com o papel

alumínio. Observou-se que a argila silto-arenosa, com comportamento laterítico, e a areia fina apresentaram uma interação mais eficiente com os reforços de geotêxtil. Constatou-se ainda que os reforços permeáveis promoveram a drenagem da água dos corpos de prova.

Quanto à mobilização das forças de tração ao longo da altura da estrutura, pesquisas sobre o comportamento de muros de solo reforçado têm mostrado que as tensões desenvolvidas nos reforços são altamente dependentes da rigidez axial dos reforços, ou seja, quanto mais rígido o reforço, maiores serão as tensões de tração desenvolvidas. Além disso, as forças de tração aumentam com o acréscimo das tensões geostáticas provocadas pelo aumento da altura da estrutura (HO & ROWE, 1996).

Um aumento da rigidez da inclusão produz reduções dos deslocamentos horizontais das estruturas de contenção em solo reforçado, pois os reforços mais rígidos precisam sofrer menores deslocamentos para que mobilizem maiores forças de tração (ADIB et al., 1990 e ROWE & HO, 1998). Além disso, no que se refere à definição do mecanismo de ruptura, Mitchell & Villet (1987) mostraram que um dos fatores que afeta a forma da superfície de ruptura é a rigidez da inclusão.

No caso de reforços inextensíveis, ou seja, inclusões metálicas, a superfície de ruptura hipotética é bi-linear. Para reforços extensíveis, ou seja, geogrelhas e geotêxteis, ela assume a forma linear. A Figura 2.26 apresenta esquematicamente a forma desses dois tipos de superfícies de ruptura.

Figura 2.26 – Superfícies de ruptura linear e bi-linear.

Adib et al. (1990) mostraram que, com o aumento da rigidez do reforço, a superfície de ruptura fica mais próxima da face. Zornberg et al. (1998), no entanto, realizaram ensaios em modelos reduzidos em centrífuga variando a rigidez do solo e das inclusões e observaram que a localização das superfícies de ruptura é aproximadamente a mesma, independente dos valores de rigidez utilizados.

2.5.5 Efeito do confinamento

Nos geotêxteis tecidos e geogrelhas, as propriedades das fibras constituintes podem governar o comportamento global da estrutura reforçada. No entanto, para os geotêxteis não tecidos, o fator dominante pode ser a sua estrutura interna (arranjo dos fios), o que provoca alterações substanciais na resposta do geossintético quando ensaiado sob condições de confinamento.

Basicamente, a ação do confinamento consiste em dificultar o processo de reorientação das fibras têxteis na direção do esforço aplicado. Esse mecanismo está intimamente associado à estrutura interna dos geotêxteis, tendendo a ser majorado no caso de geotêxteis não tecidos, para os quais as propriedades resistentes das fibras constituintes condicionam o comportamento global à tração (GOMES, 1992).

McGown et al. (1982) observaram um aumento significativo na rigidez de geotêxteis não tecidos ensaiados sob confinamento e praticamente nenhuma alteração no comportamento de geotêxteis tecidos.

Tupa (1994) realizou ensaios de tração confinada com um solo siltoso e um geotêxtil não tecido com gramatura igual a 300g/m^2 , em que foi possível observar que, à medida que a deformação aumentava, os fios do geotêxtil estendiam-se, o que provocava uma redução na rigidez secante dos ensaios com confinamento, tendendo ao valor obtido no ensaio sem confinamento. O autor observou que, para baixos níveis de deformação, o aumento da rigidez secante em relação ao valor sem confinamento foi da ordem de 10 vezes, para tensões de até 150 kPa. Ele também observou que o solo siltoso, mesmo sendo um material mais fino e plástico, apresentou maior confinamento do que o solo arenoso, principalmente para deformações maiores que 5%.

2.5.6 Tipo de solo

O uso de geossintéticos de elevada resistência à tração e com capacidade de drenagem planar tem permitido empregá-los para reforçar solos de baixa qualidade geotécnica. Pode-se afirmar que hoje é possível construir muros reforçados com geossintéticos com todos os tipos de solo, até mesmo com materiais provenientes de rejeitos (KUTARA et al., 1990).

O solo ideal, para estruturas em solo reforçado com geossintéticos, deve ser granular, com baixo teor de finos e bem graduado. Além disso, a preferência por solos com ângulos de atrito interno elevados deve-se ao fato de que, quanto menor o ângulo de atrito interno do solo reforçado, maior será o esforço horizontal a ser resistido pelos reforços e menor será o atrito de interface com o reforço.

O uso de solos finos em estruturas de solo reforçado tem sido desaconselhado por diversos autores desde o estágio inicial do desenvolvimento dessa técnica. Esses solos são reputados por terem drenagem deficiente; além disso, argilas plásticas podem apresentar movimentos significativos ao longo da vida útil da obra, em comparação com os solos granulares.

Segundo Ehrlich (1998), geralmente não há necessidade de limitar o emprego da técnica de solo reforçado com geossintéticos a solos arenosos. Esta orientação tem origem em condições particulares de países de clima temperado, principalmente em obras públicas dos EUA e da Europa, onde se tem muito cuidado com o desempenho desse tipo de obra, financiada pelo contribuinte.

Nessas regiões, os solos finos, geralmente de origem sedimentar, apresentam em geral um elevado grau de saturação e plasticidade, o que dificulta o emprego em aterros compactados, em vista da elevada deformabilidade e baixa resistência. No caso de reforços metálicos, tem-se também que estes solos apresentam-se na corrosão como potencializadores do processo.

Em regiões tropicais, no entanto, existem extensos depósitos de solos de origem coluvionar ou residual. Estes solos, apesar de apresentarem com frequência elevada porcentagem de finos, têm baixa saturação e plasticidade, e comportamento mecânico adequado para uso em aterros compactados. Estudos demonstram que, em vista do processo de laterização típico em regiões tropicais, esses solos também apresentam baixa corrosividade.

Do ponto de vista técnico, não restam dúvidas sobre as vantagens que os solos granulares possuem sobre os solos coesivos. Porém, do ponto de vista prático, dependendo da localidade, poderá ser necessário importá-lo de longe, com o conseqüente ônus econômico e logístico. Com isso, a utilização de solos coesivos em estruturas de solo reforçado, abundantes no Brasil e em diversos países de clima tropical, tem grande repercussão no custo final dessas obras, em virtude da diminuição das distâncias de transporte. Além disso, a falta de materiais granulares convencionais em alguns países, como o Japão, tem conduzido ao uso de materiais coesivos em grande parte das estruturas de solo reforçado, como foi mostrado por Tatsuoka et al. (1990) e por Tatsuoka (1992).

Pela grande experiência acumulada na construção de barragens e aterros rodoviários no território brasileiro, tem-se que os solos tropicais, de maneira geral, desde que devidamente compactados, apresentam resistência suficiente para serem utilizados em aterros reforçados com geossintéticos. Em geral, sob aspecto mecânico, um solo adequado para construção de aterros não reforçados, também será satisfatório para aterros reforçados.

A prática da engenharia brasileira mostra que, se forem tomados os devidos cuidados com a drenagem e a compactação, as estruturas de solo reforçado com solos coesivos podem apresentar um comportamento igual ou até mesmo superior comparado com os muros com solos puramente granulares.

Quando se utiliza um solo com alto teor de finos, medidas apropriadas devem ser levadas em conta garantir a estabilidade do talude, como por exemplo, realizar a compactação do solo no ramo seco da curva de compactação de Proctor. A geração de pressões neutras no solo, tanto durante a fase construtiva como também por infiltração pós-construção, pode ser evitada com a adoção de técnicas adequadas de drenagem e, particularmente, com o uso de reforços permeáveis atuando no sentido de dissipação do excesso de pressões neutras. Com isso, a função de drenagem do geotêxtil se torna essencial.

Os reforços como os geotêxteis não tecidos agulhados podem consideravelmente aumentar a estabilidade de muros construídos com solos argilosos. Quando são utilizados geotêxteis não tecidos, dependendo do grau de saturação de compactação, suas características drenantes permitem que um solo fino envolvido pelos mesmos permaneça sob elevada sucção, o que aumenta sua resistência ao cisalhamento e, portanto, sua estabilidade (ZORNBERG & MITCHELL, 1994).

Jewell & Jones (1981) mostraram que a resistência ao cisalhamento, tanto a curto prazo, quanto a longo prazo, de solos coesivos pode ser melhorada pelo reforço. Segundo Tatsuoka et al. (1990), para um solo coesivo, um composto de geotêxteis tecidos e não tecidos podem ser utilizados para facilitar a drenagem e garantir a rigidez e a resistência à tração.

A preocupação com os solos com baixa permeabilidade na zona reforçada é um dos assuntos que vem sendo mais estudados, já que diversos problemas de ruptura ou de serviço têm acontecido devido à falta de atenção a essa propriedade. (KOERNER & SOONG, 2001). Segundo Christopher (2005), se for realizado um bom sistema de drenagem e um bom controle da compactação, a porcentagem de solo, com partículas menores que 0,075 mm, pode alcançar 100%.

Para a utilização em obras públicas, Leshchinsky e Perry (1987) propõem que o solo a ser utilizado em estruturas de solo reforçado com geotêxteis deve ser drenante e não plástico, indicando uma escala decrescente de solos a serem escolhidos para esse propósito, identificados por suas siglas no Sistema Unificado de Classificação de Solos: SW, SP, GW, GP e por último, qualquer dos anteriores que se situe na fronteira entre duas classes, tais como GM ou SM. Indicam ainda que o teor de finos, passante na peneira nº 200, não deve exceder 12%, temendo com isso que a percolação de água provoque seu carreamento e acumulação na malha do reforço (geossintético) ou nos horizontes inferiores do aterro, criando eventualmente zonas de baixa permeabilidade.

Muitos códigos internacionais, incluindo a BS8006 (BSI 1995), não permitem o uso de solos puramente coesivos na construção de estruturas de solo reforçado em obras públicas, como razões para esta exclusão: baixa resistência, alto teor de umidade, alta fluência e baixa resistência de ligação entre o solo e o reforço. Porém, o uso de materiais atritivos-coesivos é permitido. A BS8006 (1995) exige um aterro com um ângulo de atrito efetivo maior do que 25° e com menos que 15% de solo passando na peneira com abertura igual a 63µ.

A norma brasileira para Terra Armada, NBR 9286 (1986), apresenta recomendações para o tipo de solo dependentes da geometria da estrutura e também do tipo de fita metálica utilizada, nervurada ou lisa. A norma divide os solos em 5 grupos, dependendo do diâmetro correspondente à porcentagem passante na curva granulométrica e do ângulo de atrito interno do solo. Os critérios mecânicos apresentados pela norma limitam-se a uma porcentagem de finos de 40% para

armaduras nervuradas e 20% para armaduras lisas, sendo que acima desta porcentagem a utilização depende de estudos adicionais.

A AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) exige que não mais que 50% do solo passe na peneira nº 200 e que o índice de plasticidade não ultrapasse 20. Essa preocupação com o índice de plasticidade é porque quanto maior a plasticidade do solo reforçado, maior a possibilidade de fluência do mesmo, principalmente associado a elevações de umidade.

As recomendações da NCMA (1997) são extremamente abrangentes, permitindo mais de 35% de solo passando na peneira nº 200. Elias et al. (2001) já são bem mais conservadores, permitindo somente 15% passando na peneira nº 200. Enquanto a NCMA não coloca nenhuma restrição às características desse material que passa na peneira nº 200, Elias et al. (2001) estabelecem que o material passando na peneira nº 200 deve ter um índice de plasticidade menor do que 6, deve ser livre de matéria orgânica, e o tamanho das partículas não deve exceder 19 mm para minimizar os danos de instalação.

Koerner (1994) recomenda que a quantidade de solo passando na peneira nº 200 seja igual a zero, sendo que uma areia limpa é o material mais fino permitido. Ele ainda afirma que se os finos (argila e/ou silte) forem permitidos no solo de aterro da zona reforçada, qualquer fluxo de água na frente, atrás ou embaixo da zona reforçada deve ser cuidadosamente coletado e descarregado em outro local. Além disso, o topo dessa zona reforçada deve ser impermeabilizado, com uma geomembrana ou um GCL, para prevenir a água de entrar da superfície na zona reforçada. A Tabela 2.8 apresenta um resumo com as recomendações feitas por alguns autores, enquanto a Figura 2.27 apresenta a graduação limite dentro da zona reforçada para estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos.

Com relação aos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos utilizados em estruturas reforçadas com geossintéticos, um resumo, realizado por Pang (1990), indica que os valores de projeto são geralmente menores do que os obtidos de ensaios de realizados em laboratório.

Os valores adotados em projeto são definitivamente menores do que os valores reais de pico para os solos compactados em estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos. Entretanto, esses valores são similares aos valores residuais de atrito para solos granulares. O uso de ângulos de atrito conservadores tem se mostrado

razoáveis para estruturas reforçadas, impedindo possíveis efeitos de ruptura progressiva do aterro e certas incertezas da compactação no projeto (TATSUOKA, 1998).

Tabela 2.8 – Solos recomendados por alguns autores.

Tamanho da peneira	Tamanho dos grãos (mm)	Exigências da porcentagem que passa		
		Koerner (1994)	Elias et al. (2001)	NCMA (1997)
—	100	—	—	75 – 100
nº 40	4,8	100	100	20 – 100
nº 10	2,0	90 – 100	—	—
nº 40	0,42	0 – 60	0 – 60	0 – 60
nº 100	0,15	0 – 5	—	—
nº 200	0,075	0	0 – 15	0 – 35

Figura 2.27 – Graduação limite dentro da zona reforçada para estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos (KOERNER, 1994).

Outro ponto de conservadorismo vem da resistência adicional proveniente da coesão aparente originada a partir dos capilares dentro do solo. Os solos não saturados usualmente exibem uma parcela de resistência independente da tensão normal. Tal resistência deve-se à capilaridade que, como se sabe, origina pressões neutras negativas. Essa “coesão” é circunstancial e desaparece quando o solo é totalmente saturado, visto que isso elimina os meniscos. (MACHADO et al., 2001).

A propriedade mais importante dos materiais granulares, quando aplicados em estruturas de solo reforçado, é a relação entre o ângulo de atrito mobilizado e a deformação de tração no solo, sob condições de deformação plana. Um equipamento de deformação plana deveria ser utilizado para determinar essa relação, mas isso acontece raramente. Mais comumente, são utilizados os ensaios triaxiais ou uma caixa de cisalhamento direto para se determinar o ângulo de atrito de pico, (ϕ'_p) , e o ângulo de atrito a volume constante, (ϕ'_{cv}) .

Os ângulos de atrito obtidos pelos ensaios submetidos à deformação plana são maiores do que os resultados obtidos com os ensaios de cisalhamento direto e triaxiais e, com isso, são menos conservadores para o projeto, pois representam de uma forma mais realista o comportamento de uma estrutura de solo reforçado.

Estudos atuais comprovam que, para estruturas reforçadas com geossintéticos, a utilização nos cálculos dos resultados obtidos com ensaios de deformação plana fornece uma melhor estimativa das cargas nos reforços (Allen & Bathurst, 2003). O ângulo de pico para deformação plana pode ser estimado por meio de resultados de ensaios triaxiais (Lade & Lee, 1976) e de cisalhamento direto (Bolton, 1986; Jewell & Wroth, 1987), conforme ilustrado pelas Equações 3.14 e 3.15.

$$\phi_{ps} = 1,5\phi_x - 17 \quad (2.14)$$

$$\phi_{ps} = \tan^{-1}(1,2 \tan \phi_{ds}) \quad (2.15)$$

$$\phi_{ps} = 1,1\phi_{\text{triaxial}} \quad (2.16)$$

McGown et al. (1998) concluíram que o ângulo de atrito de pico (ϕ'_p) de solos granulares ocorre com deformações laterais de tração entre 3 a 6%, e o ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv}) ocorre com deformações laterais de tração variando entre 6 a

12%. Na prática, a máxima deformação medida em elementos de reforço é geralmente menor do que 2%.

A decisão sobre qual ângulo de atrito utilizar, o de pico ou o residual, é motivo de grande discussão entre pesquisadores da área. Muitos autores têm sugerido que, no projeto do estado limite de muros de solo reforçado com geotêxteis, utilize-se o ângulo de atrito no estado crítico (ϕ_{cv}) em lugar do pico do ângulo de atrito interno do solo (ϕ).

Zornberg et al. (1998), entretanto, apresentam uma opinião diferente. Com seus resultados de ensaio de laboratório, os autores concluíram que a estabilidade de estruturas reforçadas é governada pela resistência ao cisalhamento de pico e não pela resistência no estado crítico. Yoshida & Tatsuoka (1997), baseados em 12 ensaios de compressão de deformação plana com areia média a fina sem reforço, com pressões de confinamento menores que 100 kPa, demonstraram que a superfície de ruptura média é ligeiramente menor do que o consagrado $45 + \phi_{pico}/2$, ou seja, a resistência a ser utilizada é a de pico.

Porém, os dois procedimentos apresentam resultados quanto à margem de segurança com relação à ruptura do solo, pois quando se utiliza o ângulo de atrito de pico, um fator de segurança é utilizado e, no caso do ângulo de atrito residual, esse fator de segurança não é aplicado ($\phi_d = \arctan\left(\frac{\phi_p}{FS}\right) = \phi_{cv}$). Jewell (1991) sugere que a utilização do ângulo de atrito no estado crítico (ϕ_{cv}) conduz a um resultado semelhante quando se utiliza o ângulo de atrito de pico (ϕ_p) com coeficiente de segurança entre 1,3 e 1,5.

A discussão sobre o coeficiente de atrito interno a ser utilizado não é somente técnica, mas também de custo. O uso da resistência residual tem claramente implicações no custo final da estrutura. A resistência requerida do reforço aumenta; além disso, o comprimento requerido aumenta significativamente desde que uma superfície de ruptura mais longe da face será formada.

2.5.7 Características geométricas da estrutura

Quando uma estrutura possui inclinação superior a 80° com a horizontal, ela é classificada como muro e, se inferior, é denominada talude íngreme. Koerner et al.

(2001) classificam as estruturas de contenção com relação à altura, definindo como altas se a altura é maior 9,0 m, médias se a altura varia entre 4,5 e 9,0 m, e baixas se a altura é inferior 5,0 m.

As características geométricas das estruturas (comprimento do reforço, distribuição dos reforços, altura do muro, etc.) têm grande influência no comportamento das estruturas reforçadas com geossintéticos, como pôde ser comprovado por modelos de muros monitorados em laboratório (ANDRAWES et al., 1990) e em protótipos de campo (FANNIN & HERMANN, 1991).

Ho & Rowe (1996) estudaram o efeito do comprimento do reforço (L) e a altura do muro (H) sobre o comportamento de um muro em solo reforçado. As forças desenvolvidas nas inclusões foram em grande parte independentes do comprimento dos reforços para a relação L/H maior ou igual a 0,7. Neste caso, ocorreu somente uma pequena variação da força no reforço. Para esquemas de reforços truncados com L/H inferior a 0,7, as forças nos reforços aumentaram com a redução do comprimento dos reforços. Além disso, o efeito da tensão lateral atrás do bloco de solo reforçado se tornou significativo.

Quanto aos deslocamentos horizontais, Rowe & Ho (1998) mostraram, por simulações numéricas, que a relação L/H exerce grande influência nos deslocamentos horizontais das estruturas. Eles observaram que os deslocamentos diminuíram, quando se aumentou a relação L/H . Por outro lado, os deslocamentos aumentaram significativamente para valores de L/H menores do que 0,45.

Porbaha (1998) mostrou por meio de modelos ensaiados em centrífuga que a relação entre o comprimento do reforço e a altura do muro (L/H) influencia na posição da superfície de ruptura (Figura 2.28). À medida que essa relação cresce entre os limites de 0,50 e 0,75, a superfície de ruptura se move em direção à face.

Figura 2.28 – Posição da superfície de ruptura (PORBAHA, 1998).

As inclusões dão contribuição máxima para a estabilidade interna da estrutura, quando a superfície de ruptura está inteiramente situada dentro da zona reforçada e simultaneamente apresentam comprimento de ancoragem suficiente ao longo de toda a altura do muro. Essa condição aconteceu quando a relação (L/H) foi igual a 0,75.

Murata et al. (1990) concluíram que o comprimento planar do geotêxtil pode ser relativamente pequeno (30% da altura da estrutura) sem perder a estabilidade, quando é utilizado com uma face contínua e rígida. Segundo os autores, esse método pode ser mais econômico que os métodos de reforço convencionais.

O arranjo dos geossintéticos no interior do maciço também é um fator importante que merece destaque no projeto e na construção de estruturas de contenção em solo reforçado. Lanz & Palmeira (1994) apresentaram um estudo em modelos reduzidos sobre o comportamento de estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos. Vários arranjos dos reforços foram utilizados e medidas de deslocamentos da face, no seu interior e distribuição de pressões na base do maciço reforçado foram efetuadas. Comparações entre resultados obtidos e previsões teóricas foram feitas. Os arranjos estudados estão apresentados na Figura 2.29.

Figura 2.29 – Arranjos de reforços ensaiados (LANZ & PALMEIRA, 1994).

Os autores chegaram às seguintes conclusões:

- ✓ quanto maior a densidade dos reforços, menores serão os deslocamentos;
- ✓ nas regiões com menores comprimentos dos reforços, maiores serão os deslocamentos;
- ✓ nas regiões que ocorreu uma redução de 50% no comprimento de reforço, os deslocamentos aumentaram em 100%;
- ✓ quanto maior o espaçamento entre os reforços, maiores serão os deslocamentos.

Segundo Ho & Rowe (1996), o número de camadas de reforço não afeta significativamente a força total requerida para o equilíbrio, contanto que a densidade dos reforços seja a mesma. O esquema com espaçamento constante dos reforços resultou em menores deformações do que o esquema com espaçamento variável, pois neste caso promove uma distribuição mais uniforme das forças nas camadas de reforço.

Pinto et al. (1998) realizaram um estudo com estruturas de contenção reforçadas com geotêxteis e face segmentada. Eles concluíram que o espaçamento dos reforços é mais importante do que o comprimento das inclusões, tanto para o movimento do muro quanto para o desenvolvimento das tensões de tração nos reforços.

2.5.8 Rigidez da face

A face de uma estrutura de contenção em solo reforçado pode ser construída com a finalidade de aumentar a durabilidade, melhorar a estética, facilitar a construção da estrutura e melhorar o desempenho estrutural do sistema. Uma face rígida contínua pode ser utilizada para estabilizar e/ou reduzir as deformações de um muro, particularmente os deslocamentos no topo do aterro, aumentando a zona reforçada e trabalhando como uma estrutura monolítica.

Existem vários tipos de face e cada uma possui uma rigidez distinta. Dentre os principais tipos, podem ser citados: lâminas metálicas, sacos de areia, painéis de concreto como os de Terra Armada, blocos de concreto, laje contínua, entre outras.

Os empuxos atuantes nas estruturas envelopadas com geotêxtil podem não ser suportados adequadamente pelas mesmas. Isso se deve ao confinamento insuficiente do

solo nessa região e à conseqüente pequena resistência ao cisalhamento do solo, nas partes mais próximas da face provocadas pela ausência de uma face externa (TATSUOKA, 1992).

A introdução de uma face aumenta o confinamento do solo, e parte das tensões horizontais geradas no maciço reforçado é transferida para ela. Isso diminui a possibilidade de uma ruptura localizada. O autor mostrou que pode haver uma ruptura por compressão local, do solo, imediatamente atrás da face, induzindo uma ruptura progressiva em direção ao interior do maciço e causando o aparecimento de fissuras com posterior ruptura global do muro (Figura 2.30).

Figura 2.30 – Ruptura progressiva iniciando a partir de uma ruptura local por compressão do solo na estrutura em solo reforçado (TATSUOKA, 1992).

O efeito da rigidez da face foi observado por Tatsuoka et al. (1989) com a construção de dois muros de arrimo em solo reforçado com geotêxteis. Um dos muros possuía menor rigidez que o outro. Foram observadas maiores deformações na face do muro com uma face menos rígida. Além disso, foi observado que as forças de tração próximas à face do muro mais rígido foram maiores do que as do menos rígido. Isso mostra que existe uma transferência de tensões para a face, reduzindo os deslocamentos horizontais do maciço reforçado.

Tatsuoka (1992) mostrou por modelos reduzidos e modelos em tamanho natural que a face aumenta o confinamento do solo adjacente e absorve esforços em sua superfície. Por isso, a face exerce grande influência na estabilidade das estruturas em solo reforçado. No entanto, a contribuição da rigidez da face ainda não é considerada pelos métodos convencionais de dimensionamento de estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos.

Bolton & Pang (1982) observaram, por meio de ensaios realizados em centrífuga, uma redução das tensões verticais na fundação do maciço reforçado, quando foram utilizadas faces rígidas. O atrito entre a face e o solo permitiu o desenvolvimento de tensões cisalhantes na superfície da face, com a conseqüente redução das tensões verticais nas fundações do maciço reforçado. Esses autores também concluíram que essa redução dependia do atrito face-solo, ou seja, quanto maior o atrito de interface, maior a redução de tensões verticais na fundação.

Jaber (1989) realizou ensaios em centrífuga e mostrou que faces de painéis rígidos contínuos são mais rígidas do que faces de blocos de concreto. Entretanto, essas faces de painéis rígidos contínuos têm, como desvantagem, um processo executivo mais difícil do que as faces de blocos de concreto. Por isso, as faces de blocos de concreto são atualmente mais utilizadas do que faces rígidas contínuas.

Bathurst et al. (1988) construíram dois muros de arrimo de 3 m de altura que foram reforçados com geogrelhas. O primeiro possuía uma face em laje contínua e o segundo uma face de painéis de concreto. As faces foram escoradas durante o período de execução dos muros e, em seguida, os muros foram levados à ruptura por uma sobrecarga aplicada no topo do aterro reforçado. A face em laje contínua funcionou melhor que a face de painéis de concreto, apresentando menores deslocamentos horizontais e maior transmissão de tensões horizontais para a face. Observou-se também que antes e após a aplicação das sobrecargas, nas proximidades da base do muro, grande parte das tensões verticais foi transferida para a face.

Murata et al. (1990) realizaram ensaios de laboratório para analisar o comportamento de um talude reforçado com geotêxtil com uma face rígida e contínua. Para confirmar os resultados, eles construíram dois muros em tamanho natural e analisaram o seu comportamento em longo prazo; em seguida carregaram os muros até a ruptura. Eles concluíram que o uso de uma face rígida e contínua é bem efetivo para aumentar a estabilidade de taludes e reduzir as suas deformações.

Os dados apresentados indicam que as faces que possuem maior rigidez fornecem um comportamento mais estável do que as menos rígidas. Além disso, pode-se dizer que as estruturas em solo reforçado, que possuem reforços conectados a uma face rígida, comportam-se numa posição intermediária entre as estruturas em solo envelopado e as estruturas de contenção convencionais de concreto.

2.5.9 Pressões de água no solo

A habilidade de um sistema dissipar o excesso de pressão neutra rapidamente tem sempre sido uma preocupação na construção de estruturas em solo reforçado. A inclusão de um geossintético com alta transmissividade é muito importante para uma rápida dissipação das pressões neutras.

Esse fato pode ser comprovado por Wei et al. (2002), que construíam uma estrutura com 12,0 m de altura, e mesmo após um período de chuvas muito intenso, os piezômetros ainda apresentaram valores elevados de sucção, como apresentado pela Figura 2.31.

Figura 2.31 – Leituras de pressão neutra e precipitação (WEI et al., 2002).

Zornberg (1994) mostrou que as pressões neutras no solo foram desprezíveis durante o período monitorado em um talude instrumentado, com 15,0 m de altura, no estado americano de Idaho. Esses resultados indicaram que nenhuma configuração de fluxo desestabilizante, originado do maciço de rocha fraturada atrás do talude reforçado, ocorreu dentro da massa de solo reforçada. As pressões neutras, monitoradas até a primeira primavera depois da construção, confirmaram que um sistema de drenagem adicional não foi necessário atrás do talude, já que geotêxteis com alta capacidade de drenagem através de seu plano foram utilizados para essa finalidade.

Ali (1993) instalou piezômetros no interior de um maciço reforçado e mostrou que em nenhum deles foi detectada água, o que indicou que o sistema de drenagem funcionou adequadamente.

Ehrlich et al. (1994) construíram um muro de solo reforçado com geotêxtil em Petrópolis, na região serrana do estado do Rio de Janeiro. A estrutura foi construída utilizando um solo com mais de 60% das partículas com diâmetros inferiores à abertura da peneira nº 200. O piezômetro instalado não mediu pressões neutras positivas durante todo o período de leituras, nem mesmo durante as chuvas de verão. Reccius (1999) também instrumentou diversas estruturas de solo reforçado com piezômetros e em nenhum deles foi registrada alguma pressão neutra positiva durante o período de monitoramento.

Um balanço permanente entre a infiltração de água e a drenagem lateral fornecida pelo geotêxtil pode ser mantido em uma condição de fortes chuvas. Evidências adicionais que o bom desempenho da estrutura é dependente da manutenção de uma baixa umidade nos aterros de baixa permeabilidade também foram mostradas por Tatsuoka et al. (1990), Burwash & Frost (1991), Huang (1992) e Ehrlich et al. (1997).

Capítulo 3

REVISÃO DA LITERATURA (parte II)

3.1 INTRODUÇÃO

Uma adequada previsão das forças e deformações nos reforços resulta em uma melhor estimativa da resistência requerida nos mesmos, espaçamento entre eles, e o comprimento necessário para evitar que ocorra arrancamento.

Geralmente, em uma análise de estabilidade de uma estrutura de solo reforçado, as forças requeridas para o equilíbrio no solo são calculadas para que a distribuição dos reforços seja encontrada, para fornecer forças disponíveis que excedam os valores requeridos (JEWELL, 1996). Porém, análises para estimar os deslocamentos esperados em estruturas de solo reforçado ao fim da construção, e durante o restante da vida útil da estrutura, são fortemente recomendadas para o projeto. A forma mais simples de se realizar a análise do estado limite de utilização é adotar um limite para a deformação máxima permitida, para que a resistência do reforço em serviço possa ser encontrada, correspondente ao tempo de projeto e à temperatura média a que a estrutura estará submetida.

Alguns métodos já utilizam o conceito de Estado Limite, como a AASHTO e o Eurocode, porém eles ainda não estão bem estabelecidos para estruturas de contenção em solo reforçado.

Um dos primeiros métodos para calcular os deslocamentos de estruturas de solo reforçado com geossintéticos foi desenvolvido por Murray (1980). Esse método é composto por equações que levam em conta considerações convencionais do equilíbrio de forças. A magnitude das deformações que ocorrem em uma camada do reforço é governada pela tensão no material. Com isso, é necessário fazer uma suposição relativa à forma de distribuição das tensões. Para simplificar, Murray (1980) assumiu que o pico

de tensões ocorre adjacente à face do muro e as tensões reduzem linearmente até zero na extremidade do reforço.

Jewell & Milligan (1989) desenvolveram um modelo numérico para realizar o cálculo das movimentações horizontais e verticais de estruturas de solo reforçado, sendo possível levar em consideração a fluência dos reforços e os carregamentos externos. Como resultado das análises, os autores elaboraram ábacos para facilitar os cálculos. Segundo os autores, os ábacos apresentam uma grande concordância com os resultados registrados no campo. Entretanto, esse método avalia somente a parcela das deformações devido à distensão dos reforços e considera na análise somente a influência das tensões geostáticas.

Ehrlich (1995) desenvolveu uma nova sistemática para análise de deformações em muros de solo reforçados. A metodologia proposta foi desenvolvida com base na teoria da elasticidade e utiliza o método apresentado por Ehrlich & Mitchell (1994) para determinação de tensões de trabalho em muros de solo reforçado.

Allen & Bathurst (2003) desenvolveram um método de cálculo empírico, denominado pelos autores como *K_o-Stiffness Method*, que pode ser utilizado para limitar as deformações para que não ocorra a ruptura do maciço reforçado. Além disso, a carga nos reforços pode ser prevista com a utilização desse método, sendo possível, dessa forma, estimar a resistência requerida do reforço para evitar a ruptura e também respeitar os estados limites de serviço. Porém, os autores afirmam que ainda é necessária a realização de mais pesquisas de campo para aferir esse método, principalmente com relação ao comportamento, em longo prazo, da estrutura reforçada.

Com isso, diversos fatores ainda precisam ser melhor compreendidos, justificando desta forma a realização de estudos para se entender de uma melhor forma o desempenho e os limites dessas estruturas. Assim, verifica-se a necessidade de se observar o comportamento das estruturas de solo reforçado, já que são poucas as informações disponíveis no meio técnico.

A instrumentação de obras em escala real tem uma grande importância para a engenharia geotécnica, pois além de fornecer informações importantes sobre o comportamento as estruturas reforçadas, também servem para calibrar os métodos de projeto. Entretanto, tais obras são caras, construídas nem sempre com o controle desejado e as informações obtidas abrangem aspectos limitados dos objetos de interesse.

Sob esse aspecto, os modelos físicos apresentam algumas vantagens, tais como, versatilidade, controle de execução, grande número de aspectos investigados em curto

prazo e possibilidade de ocorrência de ruptura. Os modelos reduzidos são particularmente úteis para a calibração de métodos teóricos e programas computacionais.

Realizar a medição das deformações em reforços extensíveis é mais difícil do que reforços inextensíveis. Diversos métodos têm sido reportados para se medirem as deformações nos geossintéticos, como exemplo, *strain gages* e, constantemente ligados a *tell tails*, extensômetros mecânicos e LVDTs. O *strain gage* pode medir a deformação em um ponto localizado enquanto os extensômetros podem obter a média de deformações entre os pontos de extensômetros vizinhos. Entretanto, a confiabilidade das deformações medidas depende das propriedades dos instrumentos e do procedimento de instalação (BERGADO et al., 1992).

3.2 LIMITES DE DEFORMAÇÕES

As estruturas de solo reforçado podem sofrer pequenos movimentos durante a construção e com isso é necessário fornecer uma folga para permitir que a estrutura atinja a sua configuração de estabilidade e também garantir que os movimentos pós-construção estejam dentro dos limites aceitáveis. Essas deformações são normalmente devidas à fluência dos materiais de reforço ou às sobrecargas na superfície. Submetidos a altas forças de serviço, os reforços devem possuir baixa deformabilidade, pois altas deformações resultarão em grandes movimentos no solo e provocarão a ruptura do aterro.

No passado, a ruptura era definida como a ruptura do reforço, assumindo que todos os componentes do muro alcançassem o estado de ruptura ao mesmo tempo (equilíbrio limite). Para estruturas reforçadas com geossintéticos, o solo irá romper primeiro e, eventualmente depois disso, se as forças desestabilizantes forem grandes o suficiente, o reforço também irá romper.

Com isso, o estado limite que deve ser considerado para muros de solo reforçado é a ruptura do solo do aterro. A ruptura do reforço é um estado limite secundário que também deve ser considerado. Na maioria dos casos, pelo menos para solos granulares, se as deformações dos reforços puderem ser mantidas abaixo de 3 a 5%, a ruptura do solo será evitada (ALLEN & BATHURST, 2003).

Medidas de estruturas de campo instrumentadas têm, consistentemente, sido registradas com valores muito baixos de deformação nos reforços (menores que 1%), quando comparadas com os resultados dos métodos analíticos de cálculo. Além disso, até que haja um consenso para um determinado método de cálculo, é recomendado que as exigências de limite de deformação não sejam impostas nos reforços.

Jones (1992) sugere o limite de 1% de deformação para movimentos pós-construção, com relação à altura da estrutura. Códigos de obra como o da Inglaterra, por exemplo, limitam os deslocamentos da face de muros em solos reforçados em 1% como um critério de serviço, enquanto que as deformações pós-construção podem chegar a 5% para aterros. Segundo Van Zanten (1986), geralmente 5 a 6% podem ser aceitas como deformações máximas sob condições de trabalho.

Vanicek & Skopek (1989) indicam que uma estrutura de solo reforçado não deve ser projetada com mais de 25% da carga última, ou a deformação não deve ultrapassar 2-8%, dependendo da importância da obra. Petrick & Baslík (1988) indicaram valores limites de deformação para estruturas reforçadas com geotêxtil (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 – Deformações de Projeto dos Geotêxteis (PETRICK & BASLÍK, 1988).

classe	importância social da estrutura	tipo de estrutura	deformação de projeto dos geotêxteis (%)
i	extraordinário	estruturas principais de engenharia de tráfego e água (rodovias, estradas de ferro, barragens, unidades industriais)	3-5
ii	grande	rodovias de 1ª classe, unidades de água públicas e industriais	5-8
iii	pequeno	rodovias de 2ª e 3ª classe, rodovias locais, vida útil maior que cinco anos	8-11
iv	pequeno	rodovias de 2ª e 3ª classe, rodovias locais, vida útil menor que cinco anos	11-15

Jones (1990) também propõe tolerâncias e limites de serviço, que se encontram nas Tabelas 3.2 e 3.3.

Tabela 3.3 – Tolerâncias de construção (JONES, 1990).

Localização da estrutura plana	± 50 mm
Verticalidade	± 20 mm por metro de altura
Deslocamento vertical e Inclinação da face (horizontal)	± 20 mm em 4,5 m de gabarito
Degaus nas juntas	± 10 mm
Alinhamento ao longo do topo	± 15 mm do alinhamento de referência

Tabela 3.2 – Limites de deformações internas pós-construção (JONES, 1990).

Estrutura	Deformação (%)
Encontro de Pontes	0,5
Muros	1,0

3.3 COMPORTAMENTO DE CAMPO

Para que o leitor possa ter uma visão ampla do comportamento de estruturas em solo reforçado, a seguir são apresentados os resultados de 30 casos, com a descrição detalhada de cada um, incluindo os pontos mais interessantes realçados pelos resultados da instrumentação de cada estrutura.

Nos casos analisados, procurou-se focalizar nos pontos de maior interesse, como por exemplo, o tipo de solo, geossintético utilizado, metodologia de projeto, e conseqüentemente, os resultados obtidos pela instrumentação, como os campos de deslocamento, incluindo deslocamento da face e do interior do maciço, deformação dos reforços, localização da superfície potencial de ruptura e deformação com o tempo.

3.3.1 Performance of a geosynthetics reinforced steep slope in residual soil

J. Wei, K.C. Chua, S.K. Lim, S.H. Chew, G.P. Karunaratne, S.A. Tan, Y.T. Seah (2002)

Um corte com 12,0 m de altura, 60,0 m de comprimento e com 60° de inclinação com a horizontal, necessitou ser executado para a construção de uma nova estrada no distrito de Bukit Panjang, em Singapura. A solução mais econômica e com menor impacto ambiental foi a construção de um talude reforçado com geotêxtil não tecido de polipropileno. Além de fornecer alta capacidade de drenagem no plano, o reforço com geotêxtil permitiu utilizar o próprio solo residual originado da escavação. Esse solo variou ao longo do seu perfil entre um silte arenoso e uma areia siltosa, com os parâmetros de resistência médios, obtidos em ensaios triaxiais CD, iguais a 33° para o ângulo de atrito, e 19 kPa para a coesão.

A construção do talude durou 25 semanas. Uma intensiva instrumentação de campo, incluindo *strain gages* colados nos geotêxteis, células de tensão total, piezômetros pneumáticos, tensiômetros e placas de recalque, foi instalada no talude para medir o seu comportamento em curto e em longo prazo. A Figura 3.1a apresenta a geometria do talude, enquanto a Figura 3.1b mostra a instrumentação utilizada.

Figura 3.1 – Diagrama esquemático do talude proposto.

As placas de recalque registraram recalques médios da ordem de 50 mm durante o período de construção do talude (Figura 3.2a). Os recalques próximos da face foram maiores do que aqueles registrados na zona mais distante no interior da massa reforçada. Isso foi devido principalmente ao movimento lateral de solo próximo da face, onde

ocorreu um menor confinamento do solo. Os deslocamentos medidos em ambos inclinômetros apresentaram deslocamentos máximos no topo da estrutura, atingindo 11 mm (Figura 3.2b), que segundo os autores se encontram dentro de uma faixa permitida.

Analisando a Figura 3.3, observa-se que ocorreu a formação de superfícies potenciais de ruptura localizadas para cada berma de equilíbrio, muito próximas da face. Uma outra superfície potencial de ruptura também pôde ser observada, mais afastada da face, porém não muito definida devido às baixas deformações dos reforços (menores que 4%).

Figura 3.2 – Esquema da instrumentação.

Figura 3.3 – Desenvolvimento de deformação nos reforços.

3.3.2 Instrumented soil reinforced retaining wall: analysis of measurements

P. Carrubba, N. Moraci, F. Montanelli (1999)

Uma estrutura de contenção vertical reforçada com geogrelhas, com 4 m de altura e 10 m de comprimento, foi construída com um propósito experimental perto da cidade de Veneza, na Itália. O objetivo da obra foi obter um melhor entendimento sobre o comportamento dessas estruturas, em particular sobre o desenvolvimento das superfícies de ruptura e forças de tração atuando nos reforços. Para garantir a estabilidade da face e manter a geometria de projeto, foram utilizadas telas soldadas de aço como fôrma construtiva, permanecendo no local após a construção.

As camadas de reforço foram instrumentadas com *strain gages*, transdutores de carga e sensores de deslocamentos horizontais. Além disso, células de tensão total foram instaladas no solo para monitorar o estado de tensão do muro reforçado. Os dados da instrumentação, juntamente com os dados meteorológicos, foram coletados por um período superior a 10.000 horas (417 dias) até o momento da ruptura, atingida por meio de uma sobrecarga de 3,5 m de solo aplicada no topo da estrutura.

A estrutura foi construída com um solo classificado como pedregulho argiloso (GC). Foram utilizadas duas geogrelhas diferentes, uma em cada metade do muro. Uma das seções, com 5,0 m de largura, foi construída com uma geogrelha de polietileno de alta densidade (PEAD), enquanto a outra seção com uma geogrelha de polipropileno (PP).

Os muros foram projetados utilizando um método baseado em equilíbrio limite (LESHCHINSKY, 1995), com a utilização do software RESLOPE. O dimensionamento da estrutura foi realizado sem considerar a sobrecarga, para conseqüentemente atingir a ruptura no momento de sobrecarga. Todos os fatores de redução adotados no projeto foram iguais a 1,0.

A altura do muro foi mantida constante em ambas as seções, porém a geometria interna do muro apresentou um espaçamento diferente para cada tipo de geogrelha. A seção com a geogrelha de polietileno de alta densidade, por apresentar uma resistência superior (45 kN/m), foi composta por três inclusões de 2,0 m de comprimento, instaladas nas cotas de 0,0 m, 0,8 m e 2,4 m. A seção com a geogrelha de polipropileno (20 kN/m) apresentou o mesmo comprimento, porém os reforços foram instalados nas cotas de 0,0 m, 1,3 m e 2,9 m.

As Figuras 3.4 e 3.5 apresentam a distribuição das deformações internas dos muros reforçados. Nas mesmas figuras estão apresentadas as superfícies potenciais de ruptura utilizadas nas análises. O primeiro muro, reforçado com uma geogrelha de polietileno, mostrou um mecanismo de ruptura por arrancamento, enquanto o segundo, reforçado com uma geogrelha de polipropileno, indicou um mecanismo de ruptura por quebra dos reforços, como indicado pela alta deformação de tração nas inclusões (4%). Além disso, os resultados mostraram que o efeito de fluência foi mais significativo para a geogrelha de polipropileno do que para a geogrelha de polietileno de alta densidade.

Figura 3.4 – Superfície de ruptura dentro do muro reforçado com o geotêxtil GG45PE.

Figura 3.5 – Superfície de ruptura dentro do muro reforçado com o geotêxtil GG20PP.

3.3.3 Full scale test on a retaining wall with non-uniform reinforcements

V.N. Ghionna, V. Fioravante, M. Vicari (2002)

Uma estrutura em solo reforçado com 3,6 m de altura e 70° de inclinação com a horizontal foi construída e instrumentada no laboratório de Engenharia Civil da ENEL-HYDRO, na cidade de Sierate, Itália. O muro foi construído utilizando uma areia e dois elementos diferentes de reforço, no caso uma geogrelha (30 kN/m) e uma tela metálica (50 kN/m). Após o fim da fase construtiva, o muro foi deixado em repouso por 840 horas e, depois desse tempo, foi levado à ruptura com a aplicação da carga de uma sapata instalada no topo da estrutura (L:1,90 m; B:1,10 m). Segundo os autores, esta técnica construtiva, intercalando materiais de reforço mais rígidos e mais fracos, quando dimensionada adequadamente, reduz o custo final da construção. Porém, esse tipo de geometria interna deve ser muito bem estudado para evitar concentrações de tensão nos reforços mais rígidos. A Figura 3.6 ilustra a geometria do muro e a instrumentação.

Figura 3.6 – Seção transversal do talude reforçado.

A sobrecarga sobre o muro foi sofrendo acréscimos em estágios de 107kN, até atingir 1638kN (784kPa), quando o recalque da sapata aumentou de 40 para 68 mm em um curto espaço de tempo, indicando o colapso da estrutura de solo reforçado. A Figura 3.7a ilustra o deslocamento horizontal da face para cada etapa de carregamento, enquanto a Figura 3.7b mostra a distribuição de deformação nos reforços após a ruptura.

Figura 3.7 – Comportamento do talude com a aplicação da sobrecarga.

Os deslocamentos medidos na face foram maiores do que os medidos no interior da estrutura, alcançando valores próximos a 100 mm para o fim do carregamento. Esses deslocamentos diminuíram quase linearmente até o pé da estrutura, onde esses valores ficaram próximos de 10 mm no momento do colapso. Com uma retro-análise, utilizando a superfície de ruptura verificada no protótipo e selecionando o ângulo de atrito de pico fornecido por ensaio triaxial, subestimou-se a carga de ruptura em aproximadamente 14% com relação ao calculado em projeto. A análise dos resultados da instrumentação, juntamente com as observações da integridade dos reforços e dos tubos inclinométricos, permitiu a determinação da superfície de ruptura. Como ilustrado pela Figura 3.8, a superfície de ruptura possui a forma espiral logarítmica, começando atrás da sapata de sobrecarga e atingindo, em sua extremidade inferior, a terceira camada.

Figura 3.8 – Superfície de ruptura observada após a escavação.

3.3.4 Full scale testing of geosynthetic reinforced walls

R.J. Bathurst, D. Walters, N. Vlachopoulos, P. Burgess, T.M. Allen (2000)

Esse trabalho apresenta o resultado de quatro protótipos de solo reforçado com geossintéticos, construídos como parte de uma pesquisa ampla que foi desenvolvida no Royal Military College do Canadá. Três desses muros foram construídos utilizando blocos segmentados de concreto, e o outro, com face envelopada, todos com 3,6 m de altura, 3,4 m de largura e 6,0 m de comprimento (Figura 3.9a). Todas as estruturas foram carregadas a níveis excedentes aos das condições de trabalho. O material de aterro utilizado foi uma areia de praia com grãos arredondados de tamanho uniformes, com $\phi_{cv} = 35^\circ$ e $\phi_{ps} = 44^\circ$. Cerca de 300 instrumentos de medição foram utilizados em cada teste, como ilustrado pela Figura 3.9b, mostrando uma seção típica para as estruturas.

Os resultados apresentados darão uma ênfase maior para as análises da estrutura nº 2, que foi construída utilizando uma geogrelha de polipropileno com baixa resistência à tração e baixo módulo de rigidez, com o objetivo de permitir maiores deslocamentos e deformações da estrutura.

Figura 3.9 – Detalhes dos protótipos construídos.

A Figura 3.10 mostra o perfil de deslocamento da face considerando como nulos os deslocamentos ao fim da construção. O movimento máximo registrado foi de 70 mm, que corresponde aproximadamente a 2% da altura do muro. O perfil de deflexão para o muro mostra uma saliência a aproximadamente $\frac{3}{4}$ da altura do muro.

Os triângulos pretos na Figura 3.11 mostram a localização da superfície de ruptura encontrada após a exumação do muro. Essas medidas confirmam a localização dos picos de deformação registrados pelos *strain gages* e extensômetros. O plano de ruptura observado apresentou a forma de uma superfície espiral logarítmica, para um ângulo de atrito de pico para deformação plana igual a $\phi_{ps} = 44^\circ$. Entretanto, de uma maneira simplista, a superfície de Coulomb, utilizando o mesmo ângulo, é razoavelmente precisa.

Os autores afirmam que a utilização nas análises do ângulo de atrito no estado crítico é uma importante fonte de conservadorismo para essas estruturas. Eles recomendam utilizar o ângulo de atrito de pico para deformação plana, que apesar de ainda conservador, fornece resultados mais razoáveis para o projeto de estruturas de solo reforçado com geossintéticos.

Figura 3.10 – Deslocamentos da face com relação ao fim da construção.

Figura 3.11 – Deformação dos reforços e localização da superfície da ruptura.

3.3.5 Long-term variations of force and strain in a steep geogrid-reinforced soil slope

R.J. Fannin (2001)

Um talude íngreme reforçado com geogrelhas (2V:1H), com 20 m de comprimento e 4,8 m de altura, foi monitorado durante 10 anos (Figura 3.12). Foram feitas medidas da temperatura do solo, força e deformação. O solo utilizado foi uma areia bem graduada, média a fina, com uma quantidade baixa de silte ($D_{50} = 0,2$ mm). A construção do talude foi finalizada em julho de 1987. Uma berma com 3,0 m de altura (2V:1H) aplicou uma sobrecarga permanente na estrutura igual a 49 kN/m^2 .

Figura 3.12 – Foto do talude e esquema da instrumentação.

Um crescimento não linear das forças, nos reforços, ocorreu durante certo tempo até se atingir um equilíbrio com $2,5 \times 10^4$ horas (aproximadamente três anos), como pode ser visto pela Figura 3.13. Segundo os autores, a sobrecarga aplicada causou uma força aproximada nas geogrelhas cuja magnitude variou entre 2 e 3 kN/m. As observações em longo prazo mostraram que essas forças continuaram aumentando, porém essa taxa de crescimento reduziu-se com o tempo.

As deformações nas geogrelhas exibiram uma complexa variação com o tempo (Figura 3.14). Os autores acreditam que três fatores podem ter contribuído para este fenômeno. O primeiro é que o crescimento não linear das forças causou um crescimento não linear nas deformações. Outra possível causa foi que a fluência da geogrelha provocou uma deformação adicional e, por último, as flutuações sazonais da temperatura teriam induzido deformações adicionais.

Figura 3.13 – Variação das forças nas geogrelhas medidas com o tempo (seção J).

Figura 3.14 – Variação com o tempo das deformações nas geogrelhas (seção J).

3.3.6 Measured behavior of a geosynthetic-reinforced segmental retaining wall in a tiered configuration

C. Yoo, H.S. Jung (2004)

Uma estrutura de contenção reforçada com geogrelhas e com face segmentada, com 5,6 m de altura, foi construída e instrumentada na Coreia, com o objetivo de se examinar o comportamento da estrutura e coletar informações relevantes, a fim de se melhorarem os métodos de projeto atuais. O muro possuía duas seções diferentes, uma inferior com 3,4 m de altura e uma superior com 2,2 m. Onze camadas de reforço com espaçamento constante de 60 cm foram utilizadas. As geogrelhas, manufaturadas com poliéster e revestidas com PVC, possuíam uma resistência à tração igual a 55 kN/m para uma deformação máxima igual a 12,5%. Um solo residual de granito, classificado segundo a USCS (Unified Soil Classification System) como sendo SW-SM (areia bem graduada com argila), foi utilizado como material de aterro. A Figura 3.15 ilustra a geometria do muro juntamente com a disposição da instrumentação.

Figura 3.15 – Geometria e instrumentação da estrutura.

Apesar de não tão aparente, uma superfície potencial de ruptura composta pôde ser observada ao fim da construção (Figura 3.16). O muro apresentou uma significativa movimentação pós-construção, da mesma ordem de grandeza das deformações desenvolvidas durante a construção. Essas podem ter sido causadas pelos recalques da

fundação do muro. As deformações do muro continuaram a crescer, principalmente durante um intenso período chuvoso, sugerindo que existe uma forte correlação entre as deformações do muro com as fortes chuvas (Figura 3.17).

Os resultados mostrados na Figura 3.17 permitem verificar o crescimento da taxa de deformação após o intensivo período chuvoso, mostrando que o aumento da umidade do solo teve um efeito muito importante na magnitude das cargas atuantes nos geossintéticos.

Figura 3.16 – Distribuição de deformação nos reforços.

Figura 3.17 – Deformação dos reforços com o tempo, ilustrando uma forte chuva.

3.3.7 Instrumentation for a 12.6 m high geotextile-reinforced wall

B.R. Christopher, R.D. Holtz, T.M. Allen (1990)

O Departamento de Transportes do Estado de Washington (EUA) coordenou a construção de um muro com uma altura igual a 12,6 m em que foi aplicada uma sobrecarga de 5,3 m de aterro sobre o seu topo. Como o muro era mais alto do que qualquer outra estrutura construída antes com este tipo de reforço, um extensivo programa de monitoramento foi desenvolvido para avaliar o seu desempenho.

Ensaio triaxiais no solo revelaram um ângulo de atrito variando entre 43° e 47°. Esses parâmetros resultaram em um projeto com espaçamento constante igual a 0,38 m, utilizando o método das cunhas. O geotêxtil apresentou resistências variáveis com a altura, resultando em quatro zonas distintas com 3 m de altura cada, possuindo da zona superior para a inferior, respectivamente, as seguintes resistências: 31, 62, 92 e 186 kN/m. A Figura 3.18a ilustra a geometria do talude e o esquema da instrumentação.

A Figura 3.18b mostra a distribuição das deformações de cada camada instrumentada, medida com o uso de *strain gages* e extensômetros. As deformações máximas medidas com a utilização de *strain gages* foram próximas de 0,5%, e as medidas pelos extensômetros entre 0,7% e 1,0%. Essa variação se deve provavelmente ao comprimento dos extensômetros que incorporam o efeito da macroestrutura do geotêxtil e defeitos locais, como dobras e pregas. A sobrecarga causou relativamente baixas deformações adicionais nas camadas inferiores (menos que 0,05%), porém um acréscimo maior nas camadas superiores (0,1 a 0,2%).

A Figura 3.19a mostra os deslocamentos medidos pelo inclinômetro situado próximo da face. O pico da curva, na cota 26 m, corresponde, com bastante exatidão, à localização da superfície de ruptura teórica ilustrada na Figura 3.18b. As leituras com o inclinômetro afastado da face não ultrapassaram 4 mm. Os deslocamentos medidos com uma referência externa apresentaram um comportamento diferente, como ilustrado pela Figura 3.19b, apresentando os maiores deslocamentos próximos da altura média do muro. Isso ocorre porque os inclinômetros medem os deslocamentos totais, enquanto as leituras externas medem deslocamentos incrementais. Os deslocamentos totais podem ser comparados com os deslocamentos globais da estrutura, enquanto as medidas externas podem ser comparadas com as deformações dos geotêxteis. A Figura 3.19b também mostra os recalques verticais medidos na base do muro. Os recalques próximos da face foram duas vezes maiores que os recalques no meio da seção reforçada.

Figura 3.18 – Geometria, instrumentação e deformações dos reforços.

Figura 3.19 – Resultados de deslocamentos da instrumentação.

3.3.8 Behavior of geogrid reinforced soil wall using box-type wall

T. Hirai, J. Otani (2000)

Para analisar um novo tipo de face para estruturas de solo reforçado com geossintéticos, foi instrumentada uma estrutura, em Kyushu, no Japão, em 1997 (Figura 3.20a). Essa obra arrima um corte para a construção de uma estrada. O plano de instrumentação contemplou células de tensão total, inclinômetros, para medirem os deslocamentos do maciço, *strain gages*, para registrarem as deformações das geogrelhas, e piezômetros, para fornecerem as pressões neutras que ocorrem durante a construção. O talude possui 8,0 m, de altura na área reforçada, e mais 5,0 m de altura de maciço sem reforço, como ilustrado na Figura 3.20b. O solo utilizado como material de aterro possuía um ângulo de atrito interno igual a 35° e uma coesão igual a 4,9 kPa.

Figura 3.20 – Geometria, instrumentação e uma foto do muro construído.

A Figura 3.21 mostra a distribuição das deformações em cada reforço instrumentado após o fim da construção. As duas camadas inferiores foram as que apresentam as maiores deformações, com pico bem definido. Juntamente com a camada nº 5, essas duas camadas apresentam valor máximo de deslocamento registrado muito próximo de uma superfície de ruptura hipotética idealizada em projeto, igual a $43,7^\circ$. As

outras camadas apresentaram deformações menores, com pontos de máxima deformação não muito bem definidos e mais próximos da face da estrutura.

Figura 3.21 – Distribuição das deformações de tração dos reforços.

A Figura 3.22 ilustra a distribuição dos deslocamentos horizontais dos blocos da face no final da construção e também para um mês após o término, mostrando que não houve mudanças significativas de um período para o outro. A partir dessas medições, os autores concluíram que a direção dos deslocamentos do muro é para fora para os blocos nº 1 a nº 4, e para dentro para os blocos nº 5 a nº 7.

Figura 3.22 – Distribuição do deslocamento horizontal dos blocos.

3.3.9 Field behaviour of a geogrid-reinforced slope

F.H. Ali (1993)

Um talude reforçado com geogrelhas, com 70° de inclinação, foi projetado, instrumentado e construído na Malásia para recompor um talude rompido de 16 m de altura. A instrumentação teve como objetivo a medição das forças nos reforços com *strain gages*, movimentos horizontais com inclinômetros e verticais com placas de recalque, células de tensão total e piezômetros. A Figura 3.23 apresenta uma vista geral do talude rompido juntamente com a instrumentação adotada, enquanto a Figura 3.24 mostra a seção transversal do talude recomposto.

Figura 3.23 – Talude rompido e instrumentação utilizada na reconstrução.

Figura 3.24 – Geometria do talude.

As forças de tração nos reforços foram medidas desde o início da construção até alguns meses após o seu término. As cargas nas geogrelhas aumentaram linearmente de acordo com a elevação do talude até o fim da construção, quando atingiram os valores máximos e, logo após, permaneceram constantes com o tempo (Figura 3.25). A distribuição das forças de tração está apresentada na Figura 3.26a. O nível inferior de reforço não apresentou um resultado esperado das forças de tração, provavelmente devido a algum recalque diferencial da fundação. Já as outras duas camadas superiores apresentaram resultados coerentes com os utilizados em projeto, com a indicação de uma superfície potencial de ruptura próxima de uma espiral logarítmica. Os resultados dos deslocamentos horizontais estão apresentados na Figura 3.26b. O inclinômetro fora da área reforçada foi o que apresentou maiores deslocamentos, atingindo 30 mm ao fim da construção, enquanto os maiores deslocamentos foram registrados na zona reforçada e não ultrapassaram 6 mm. Os maiores deslocamentos aconteceram na cunha de ruptura hipotética e, após alguns meses, esses deslocamentos tornaram-se desprezíveis.

Figura 3.25 – Forças de tração contra o tempo e altura do aterro para o *strain gage* #6.

Figura 3.26 – Observações da instrumentação do talude.

3.3.10 Field performance test of a geosynthetic-reinforced soil wall with rigid facing

Y. Tsukada, Y. Ochiai, H. Miyatake, N. Tajiri (1998)

Um protótipo experimental com 8 m de altura foi construído com o objetivo de se melhorar o conhecimento a respeito de estruturas de solo reforçado com geossintéticos e de face segmentada com blocos de concreto. O protótipo sofreu uma sobrecarga de $9,8 \text{ kN/m}^2$, e o seu comportamento foi observado durante dois anos após o fim da construção. Durante esse período, o muro foi exposto a chuvas muito fortes e a terremotos de baixa intensidade. Foi utilizado, como material de aterro, um solo arenoso com ângulo de atrito interno ($\phi_s' = 29^\circ$) e peso específico ($\gamma = 18,6 \text{ kN/m}^3$). A estrutura foi dimensionada utilizando o método de Leshchinsky (1993) e a geometria adotada está apresentada na Figura 3.27, juntamente com o detalhamento da instrumentação.

A Figura 3.28a apresenta os deslocamentos da face do muro durante o período de observação. O deslocamento horizontal máximo medido no fim da construção foi aproximadamente igual a 70 mm, logo antes da aplicação da sobrecarga. Esses deslocamentos se desenvolveram com o tempo até atingir um valor máximo aproximado igual a 100 mm, estabilizando-se com aproximadamente 200 dias. O perfil dos deslocamentos da face do muro apresentou um formato curvo com o seu pico próximo da meia altura do muro.

Figura 3.27 – Seção transversal com detalhes da geometria e da instrumentação.

A Figura 3.28b mostra a distribuição de deformação dos reforços, apresentando seus valores máximos bem próximos à face da estrutura. Segundo os autores, este comportamento é típico das estruturas com faces mais rígidas. Após o término da construção, as deformações nos reforços foram aproximadamente iguais a 1%, ou 8,8 kN/m em termos de força de tração, atingindo um valor bem menor do que a resistência de projeto (29,4 kN/m). A Figura 3.29 apresenta a distribuição do empuxo de solo atrás da face do protótipo, durante e após a construção, mostrando que em comparação com os resultados calculados pela teoria de empuxo de solo de Coulomb, os valores obtidos foram maiores na zona superior e menores na zona inferior.

Figura 3.28 – Deslocamento da face e deformação dos reforços.

3.29 – Distribuição do empuxo de solo atrás da face do muro.

3.3.11 Design and measurements of a reinforced steep slope under motorway Nuernberg – Berlin

R. Floss, R. Stiegeler (2000)

Para realizar o prolongamento de uma rodovia com seis faixas de tráfego, autovia Nuernberg-Berlin, foi construído um aterro reforçado com geogrelhas com 15 m de altura. Sobre a sua crista foi executado um talude com 8 m de altura. O talude reforçado, com 250 m de comprimento e uma inclinação da face igual a 60° , foi finalizado em julho de 1998. Foi utilizado, na construção do aterro reforçado, um solo arenoso juntamente com uma geogrelha com resistência última à tração igual a 110 kN/m, disposta no maciço com um espaçamento vertical constante igual a 60 cm.

Foi realizado um programa de instrumentação, para se avaliar o comportamento da estrutura, incluindo células de tensão total, extensômetros para medir os deslocamentos nas geogrelhas, pontos de referência externos e inclinômetros (Figura 3.30).

Figura 3.30 – Geometria e instrumentação do talude.

A Figura 3.31 apresenta resultados dos extensômetros F1 a F4. Esses deslocamentos são muito menores do que os obtidos pelos medidos na face do talude, onde atingiram valores da ordem de 35 mm. Os deslocamentos maiores, como o de todas as outras camadas, ficaram próximos da face. As deformações nos reforços, correspondentes às distâncias relativas entre dois pontos consecutivos, apresentaram os

maiores resultados entre os extensômetros F1 e F2, que é onde possui um maior “degrau” entre as curvas, indicando que a superfície potencial de ruptura deve possuir uma forma próxima da espiral logarítmica. A deformação máxima obtida para todos os reforços não ultrapassou 0,33%.

Figura 3.31 – Resultado dos extensômetros instalados nas geogrelhas.

A Figura 3.32 apresenta os resultados obtidos com os inclinômetros. Os maiores resultados foram registrados no topo do aterro. Porém, ao contrário do que é usualmente visto, os deslocamentos se iniciaram desde a fundação, indicando que possa estar ocorrendo algum movimento relativo à estabilidade global do talude.

3.32 – Resultados dos deslocamentos globais medidos pelos inclinômetros.

3.3.12 Geogrid reinforcement for a steep road embankment slope, Kyushu island, Japan

T. Yamanouchi, N. Fukuda, M. Ikegami (1993)

Em 1984, pela primeira vez no Japão, uma geogrelha foi utilizada como material de reforço em um talude íngreme de uma rodovia. Para verificar os parâmetros de projeto, as deformações das geogrelhas e o movimento do talude foram medidos. A geometria do talude variou entre 3 a 7 m de altura, com 60 m de comprimento. Uma inclinação da face com 1H:5V foi adotada com o objetivo de se aumentar a área disponível do local. As Figuras 3.33 e 3.34 apresentam fotos tiradas durante a fase construtiva do talude reforçado.

Figura 3.33 – Colocação das geogrelhas.

Figura 3.34 – Vista do talude reforçado.

O talude foi projetado utilizando o Método de Jewell et al. (1984). Foi utilizada uma geogrelha uniaxial com resistência de projeto igual a 31 kN/m, correspondente a

40% da carga última dos ensaios de tração devido aos fatores de redução para fluência, com o pico de resistência em 10%. Os parâmetros do solo utilizado em projeto foram: $c = 0$ kPa, $\phi' = 41^\circ$ e $\gamma = 17,7$ kN/m³. Como resultado do dimensionamento, foi adotado um comprimento de reforço igual a 4,5 m e um espaçamento de 1 m para todo o talude.

Os deslocamentos horizontais e verticais máximos do talude, após o término da construção, foram 120 mm e 180 mm, respectivamente. Depois disso, esses deslocamentos atingiram 170 e 240 mm, respectivamente, após a estrutura estar exposta a chuvas durante oito meses, provando, segundo os autores, que o aterro é resistente mesmo em condições climáticas severas. Em outras palavras, os autores concluíram que em aterros dessa natureza, mesmo com a estrutura apresentando certos deslocamentos, eles tendem a se direcionar para uma condição estável, uma vez que os as tensões dos reforços só são mobilizadas quando ocorre certo movimento do solo.

A distribuição de deformação nos reforços, medida por meio de *strain gages*, está apresentada na Figura 3.35. O resultado das medições indicou deformações máximas variando dentre 0,15 a 0,30%. O acréscimo de deformação após o término da construção foi insignificante.

3.35 – Distribuição de deformação nas geogrelhas (H é a altura total do aterro).

A partir das deformações obtidas, conforme ilustrado a Figura 3.35, verificou-se que as tensões atuantes nos reforços são na verdade muito menores do que as previstas utilizando o método de Jewell et al. (1984). Esse fenômeno ocorreu provavelmente devido ao fato de que o solo e a geogrelha estarem integrados como um corpo rígido.

3.3.13 Full scale geosynthetic reinforced retaining walls: a numerical parametric study

W.F. Lee, R.D. Holtz, T.M. Allen (1999)

Como os métodos de cálculo mais utilizados para o dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos tendem a superestimar a carga nos reforço, foi desenvolvido um trabalho com o objetivo de melhorar o conhecimento sobre o comportamento dessas estruturas. Nesse trabalho são apresentados e discutidos os resultados de campo dessa estrutura, que faz parte de uma ampla pesquisa desenvolvida pela U.S. Federal Highway Administration (FHWA) em Algonquin, Illinois (CHRISTOPHER, 1993). O solo utilizado foi uma areia bem graduada com pedregulho, juntamente com uma geogrelha estudada de polietileno, com resistência de pico igual a 67,7 kN/m e uma deformação na ruptura igual a 16,0%. A Figura 3.36 apresenta a geometria do muro e o plano de instrumentação.

Figura 3.36 – Geometria do muro e plano de instrumentação.

Os deslocamentos foram medidos de duas formas distintas, incrementalmente utilizando as leituras externas, ou com relação a uma referência fixa, utilizando inclinômetros. A Figura 3.37a apresenta os resultados de deslocamento da face,

indicando um valor de pico próximo da cota 2 m, mantendo-se praticamente constante até o seu topo com o valor igual a 30 mm. Já os resultados apresentados pelos inclinômetros (Figura 3.37b), indicam os maiores deslocamentos próximos de 2/3 da altura da estrutura e não no topo, como é típico para os deslocamentos globais deste tipo de estrutura. A Figura 3.38 apresenta os resultados de deformação dos reforços, com valores não superiores a 1,0%, indicando uma superfície potencial de ruptura bem próxima da face, com o formato de uma espiral logarítmica.

Figura 3.37 – Deslocamentos internos e externos do maciço reforçado.

Figura 3.38 – Distribuição das deformações nos reforços medida pelos *strain gages*.

3.3.14 Monitored displacements of unique geosynthetic-reinforced soil bridge abutments

N. Abu-Hejleh, J.G. Zornberg, T. Wang, J. Watcharamonthein (2002)

Uma estrutura de solo reforçado com geossintéticos foi construída como encontro de pontes perto de Denver (EUA), em 1999. Essa foi a primeira estrutura nos EUA construída com as sapatas diretamente apoiadas sobre o solo reforçado, eliminando o uso de fundações profundas tradicionais para esse tipo de construção. Além disso, essa nova técnica apresenta como grande vantagem, a redução dos recalques diferenciais entre a ponte e o seu encontro, além de permitir a construção por estágios e uma área de trabalho comparativamente menor. A geometria do talude, juntamente com a instrumentação, está indicada na Figura 3.39. As geogrelhas utilizadas sob a sapata (UX6) apresentam resistência última igual a 157,3 kN/m. Foi aplicado um fator de redução global igual a 5,82 sobre esta resistência. O solo utilizado foi uma areia bem graduada com silte e pedregulho, com 10,6% de finos. Foi utilizado no projeto um ângulo de atrito igual a 34° e uma coesão igual a 0 kPa.

Figura 3.39 – Geometria da estrutura.

A Figura 3.40 apresenta as deformações das geogrelhas ao longo das camadas 6 e 10 ao fim da construção da seção frontal do encontro da ponte (estágio I) e também para a instalação da superestrutura (estágios III a VI). As deformações obtidas foram muito baixas, alcançando valores máximos próximos de 0,4%. A localização do ponto de máxima deformação é coerente com o adotado em projeto. A Figura 3.41 apresenta as deformações dos reforços com o tempo, coletadas a partir dos *strain gages* durante 28 meses após a abertura para o tráfego. Os resultados mostram que apesar de serem relativamente baixas, as deformações pós-construção não são desprezíveis.

Figura 3.40 – Distribuição da deformação dos reforços em diferentes estágios.

Figura 3.41 – Deformações das geogrelhas durante o tempo de serviço da ponte.

3.3.15 Design and construction reinforced soil structures earthworks in Japan

S. Naemura, H. Miki (1996)

Uma estrutura em solo reforçado foi construída em Yamagata, Japão, entre setembro de 1992 e setembro de 1993, para estabilizar o talude de uma barragem, principalmente durante a fase de enchimento do reservatório. A geometria do talude foi composta por um aterro com uma altura máxima igual a 5,6 m e uma inclinação de 1,0V:0,5H. A face foi composta por sacos preenchidos com resíduos de uma escavação de um túnel e envelopada com geotêxtil.

O aterro reforçado foi construído com um material escavado do próprio local cujo ângulo de atrito interno é igual a 30° e a coesão nula. Como estava prevista a instalação de máquinas pesadas no topo da estrutura, ela foi dimensionada com uma sobrecarga igual a 26 kN/m^2 . A instrumentação foi composta por medidores de deslocamentos horizontais, piezômetros, medidores de recalque e medição dos deslocamentos da face (Figura 3.42).

Figura 3.42 – Localização dos reforços e da instrumentação.

As forças de tração nos reforços foram relativamente menores nas camadas inferiores, mas mesmo assim, essas forças foram muito menores do que a resistência de projeto, como pode ser visto na Figura 3.43. Esse fato pode ser atribuído à coesão que

foi ignorada no projeto, a qual por meio de ensaios realizados após a construção do talude, foi verificada ser igual a 36 kPa.

A face do muro de solo reforçado com geotêxtil apresentou um movimento para dentro do maciço e não para fora, como usualmente acontece (Figura 3.44). Isso é devido aos recalques da massa reforçada e também à dissipação das pressões neutras. Após 40 dias, os deslocamentos horizontais passaram a ocorrer para fora do terrapleno.

Figura 3.43 – Distribuição das cargas de tração nos geotêxteis.

Figura 3.44 - Deslocamentos horizontais da face.

3.3.16 Geogrid reinforced clay slopes in a test embankment

Y. Liu, J.D. Scott, D.C. Sego (1994)

Um aterro experimental com 12 m de altura, reforçado com geogrelhas e com 45° de inclinação, foi construído em Devon, Alberta, Canadá. O aterro consiste em quatro diferentes seções: três reforçadas com diferentes geogrelhas, e uma outra não reforçada. O aterro foi instrumentado com *strain gages*, extensômetros, inclinômetros e piezômetros (Figura 3.45). Esse trabalho reporta os resultados referentes aos sete anos seguintes após o término da construção, que ocorreu em 1987.

Com o objetivo de provocar deslocamentos suficientes no solo, para induzir deformações nas geogrelhas, foi utilizada uma argila siltosa, selecionada na área próxima do aterro, com 28° de ângulo de atrito e 13 kPa de coesão, parâmetros esses obtidos por meio de um ensaio triaxial CD. Trata-se de uma argila inorgânica, de baixa a média plasticidade. As geogrelhas utilizadas apresentaram resistência última igual a 22, 65 e 90 kN/m. Será dado um enfoque maior para os resultados do talude construído com uma geogrelha uniaxial com resistência igual a 65 kN/m, fabricada com PEAD.

Figura 3.45 – Detalhes construtivos, geometria e instrumentação do aterro.

As deformações de tração nas geogrelhas e os deslocamentos do aterro reforçado se desenvolveram quase na sua totalidade durante a construção. Como pode ser visto pela Figura 3.46, a deformação máxima alcançada foi aproximadamente igual a 1,8%, distante 5 m da face, e se refere a uma camada instrumentada próxima à altura média do talude. Os resultados são coerentes, pois as deformações eram nulas na face do talude, atingindo um valor máximo a 5 m de distância da face, e reduzindo novamente para as distâncias mais afastadas da face. Durante os anos que se seguiram, após o término da construção, observou-se que não ocorreram deformações dependentes do tempo. A geração de pressões neutras ocorreu somente na fase construtiva, não sendo observado nenhum acréscimo durante os períodos chuvosos.

Figura 3.46 – Deformação nas geogrelhas, movimentação do solo e pressões neutras desenvolvidas para o talude reforçado com uma geogrelha uniaxial.

3.3.17 Evaluation of interaction properties of geosynthetics in cohesive soils: LTRC reinforced-soil test wall

K. Farrag, M. Morvant (2004)

Foi finalizada, em junho de 1998, pelo Departamento de Estradas da Louisiana, a construção de um conjunto experimental de estruturas de contenção sobre uma fundação em argila mole. O solo utilizado foi um silte argiloso (72% silte e 19% argila), com 24° de ângulo de atrito, 30 kPa de coesão e índice de plasticidade igual a 15. Foram instrumentadas três seções diferentes, com 6,1 m cada, variando o tipo de reforço e geometria interna, com face de blocos segmentados de concreto em todas as seções. Os deslocamentos da face foram medidos em três cotas diferentes (0,8, 2,8 e 4,9 m), como apresentado na Figura 3.47. Os deslocamentos foram maiores no topo da estrutura para a seção 1, enquanto para as outras seções, os deslocamentos foram maiores à meia altura.

Figura 3.47 – Deslocamento horizontal da face.

A Figura 3.48 ilustra a distribuição de deformação para cada muro. As deformações máximas ocorreram na seção 1 (3,5% a 1/3 da altura do muro), que foi a que possuía as geogrelhas de menores resistências à tração, porém com os menores espaçamentos entre as camadas. A seção 2, que possui geogrelhas mais resistentes e com maiores espaçamentos, apresentou um pico de deformação igual a 2% a meia altura do muro. A seção 3, intermediária, apresentou uma deformação máxima igual a 1,2% a

1/3 da altura da estrutura. Os picos de deformação, de forma geral, encontraram-se nas camadas inferiores do muro, porém as camadas superiores mobilizaram mais os reforços ao longo do comprimento. Os locais de máximas deformações para todas as seções formaram um ângulo menor do que a superfície teórica de ruptura de Rankine ($45^\circ + \phi/2$), porém apresentaram certa semelhança para os resultados medidos na metade inferior da estrutura, como ilustrado pela Figura 3.49a. A Figura 3.49b mostra que as maiores deformações ocorreram durante a construção e os movimentos pós-construção foram mínimos, apresentando até certa relaxação do reforço para algumas camadas.

Figura 3.48 – Distribuição de deformação nos reforços.

3.49 – Comportamento das estruturas instrumentadas.

3.3.18 Design, construction, and monitoring of a 14.9 m high geosynthetic reinforced segmental retaining wall in a seismically active region

D. Sandri, G. Silver, R. Trazo (2000)

Uma estrutura em solo reforçado com geossintéticos, com a altura variando de 5,0 m até 14,9 m, foi construída no sul da Califórnia, em uma área ativa de terremotos. O muro construído com face segmentada de blocos de concreto foi a opção economicamente mais viável. A estrutura foi dimensionada segundo o manual da NCMA (National Concrete Masonry Association). A estrutura foi instrumentada com o objetivo de se conseguir medir o comportamento da estrutura após um terremoto. A geometria do muro, juntamente com o plano de instrumentação, encontra-se na Figura 3.50. Um total de 23 camadas de reforço, com espaçamento variando de 0,30 a 0,61 m, e comprimento de reforço variando entre 3,0 e 9,1 m, foi utilizado na construção.

Duas geogrelhas diferentes foram utilizadas, uma com 115,3 kN/m e outra com 136,6 kN/m, e com suas respectivas resistências de projeto igual a 38,1 kN/m e 45,1 kN/m. O solo utilizado variou entre uma areia argilosa e uma argila arenosa, com um ângulo de atrito igual a 32° e uma coesão igual a 24 kPa. A instrumentação da estrutura consistiu da medição dos deslocamentos da face por meio de estações de topografia e também os deslocamentos internos com a utilização de inclinômetros.

Figura 3.50 – Geometria e plano da instrumentação da estrutura reforçada (sem escala).

Os deslocamentos da face atingiram valores máximos horizontais da ordem de 2,5 cm (Figura 3.51), e verticais próximos de 4,0 cm. Com relação aos inclinômetros, os deslocamentos não ultrapassaram 1,0 cm (Figura 3.52). Os movimentos horizontais e verticais totais da estrutura foram da ordem de 0,2% a 0,3% da altura total da estrutura, com a maioria dos deslocamentos ocorrendo nos primeiros oito meses. Esses deslocamentos foram muito menores do que os previstos, principalmente os deslocamentos em longo prazo, sendo justificados pelos autores devido ao alto conservadorismo dos métodos de cálculo. Os autores justificaram esses deslocamentos em longo prazo devido à consolidação primária característica do tipo de solo utilizado.

Figura 3.51 – Resultados dos deslocamentos horizontais da face.

Figura 3.52 – Resultados dos deslocamentos medidos pelos inclinômetros.

3.3.19 Construction and instrumentation of a highway slope reinforced with high strength geotextiles

J.G. Zornberg, R.J. Barrows, B.R. Christopher, M.H. Wayne (1995)

A FHWA projetou e supervisionou um talude reforçado com geotêxtil e com inclinação da face igual a 45° , transformando o existente talude não reforçado 2H:1V em um reforçado 1H:1V. Os 172 m de comprimento e 15,3 m de altura do talude foram vegetados, causando um mínimo impacto ambiental (Figura 3.53a). O talude foi projetado utilizando geotêxtil como reforço, requerido para ter não somente uma apropriada resistência à tração, mas também uma adequada capacidade de drenagem no plano, para dissipar as pressões neutras que pudessem ser geradas no aterro.

A resistência especificada do geotêxtil variou com a altura do talude seguindo exigências de resistência de manuais atuais. Como mostrado pela Figura 3.53b, o projeto final adotou duas zonas reforçadas com espaçamento constante de 0,3 m. Na seção transversal mais alta da estrutura, o talude reforçado apresenta um total de 50 camadas com o geotêxtil não tecido. A parte superior foi reforçada com um geotêxtil com resistência igual a 24,4 kN/m, enquanto a inferior com um geotêxtil com resistência igual a 104,7 kN/m. Como parte desse programa de instrumentação, extensômetros mecânicos horizontais foram instalados nos geotêxteis, dois inclinômetros foram instalados para monitorarem os movimentos horizontais dentro da zona reforçada, e piezômetros foram instalados para avaliarem a geração e dissipação de pressões de água no solo (Figura 3.53b). Solos da própria escavação do alinhamento da rodovia (granito decomposto) foram utilizados como material de aterro.

Figura 3.53 – Detalhes do talude reforçado.

A Figura 3.54 mostra o desenvolvimento dos deslocamentos laterais medidos pelos inclinômetros SI1 em diferentes elevações após a construção do talude. O talude apresentou uma rotação de $0,2^\circ$, com um deslocamento horizontal máximo igual a 25 mm, correspondente a 0,16% da altura do talude. O inclinômetro SI2 também apresentou deslocamentos muito pequenos, atingindo um valor máximo igual a 19 mm, correspondente a uma rotação de $0,1^\circ$. Uma das possíveis localizações da tensão máxima no reforço pode ser inferida pela Figura 3.55. Apesar de os níveis de deformação serem muito baixos, não ultrapassando 0,2%, a localização máxima coincidiu com a superfície crítica definida pela análise convencional por equilíbrio limite, apresentando uma forma parecida com uma espiral logarítmica.

Figura 3.54 – Deslocamentos horizontais medidos pelos inclinômetros.

Figura 3.55 – Distribuição das deformações para o fim da construção.

3.3.20 Performance of instrumented large-scale unreinforced and reinforced embankments loaded by a strip footing to failure

R.J. Bathurst, J.A. Blatz, M.H. Buerger (2003)

Uma investigação experimental foi realizada para averiguar a carga de ruptura de uma protótipo com uma sapata corrida apoiada no topo da estrutura. Foram testadas três estruturas diferentes, duas reforçadas (protótipos 2 e 3) e uma não reforçada (protótipo 1). A Figura 3.56a ilustra a caixa de testes, enquanto a Figura 3.56b mostra a seção transversal para o protótipo 2, com uma inclinação da face igual a 51° .

O protótipo 2 foi construído com uma geogrelha de polipropileno relativamente extensível, com resistência última igual a 19 kN/m, enquanto o protótipo 3 foi construído com uma mais rígida de PEAD, com resistência igual a 54 kN/m. Foi utilizada uma areia com resistência de pico variando entre 60° (baixa tensão confinante) e 50° (alta tensão confinante), e um ângulo de atrito no estado crítico igual a 38° . Foi realizado um extensivo plano de instrumentação, como ilustrado pela Figura 3.57.

Figura 3.56 – Caixa de testes e seção transversal típica do protótipo 2.

Cada aterro foi construído em um tempo aproximado de 300 h. O processo de carregamento era mantido até a estrutura atingir o colapso, sendo que cada estágio de carregamento foi mantido por 24 h para monitorar o comportamento de fluência. A carga de ruptura para cada protótipo está apresentada na Figura 3.58a, mostrando que os protótipos reforçados apresentaram cargas de ruptura superiores ao não reforçado. As

cargas de colapso sofreram um acréscimo de 1,6 vez para o reforço mais fraco e de 2,0 vezes para o reforço mais rígido. Os autores consideraram colapso, como sendo um puncionamento bem definido da sapata para dentro do solo. A deformação nos reforços aumentou com o aumento da sobrecarga, e o ponto de máximo ficou muito próximo do local de aplicação da carga. As deformações foram maiores para o reforço de PP do que o de PEAD, para o mesmo carregamento. A Figura 3.58b ilustra a distribuição das deformações para camada do protótipo 3, obtidas pelos extensômetros.

Figura 3.57 – Distribuição da instrumentação nas estruturas.

Figura 3.58 – Resultados da instrumentação dos protótipos.

3.3.21 An instrumented steep reinforced soil embankment at Andalsnes, Norway

S. Hermann, H.J. Burd (1989)

Em novembro de 1985, um aterro com taludes íngremes foi construído e instrumentado em Andalsnes, Noruega, com o objetivo de funcionar como uma barreira para avalanches de neve. O aterro com 6 m de altura e 55 m de comprimento, foi construído sob uma fundação composta por areia com pedregulhos (Figura 3.59). O solo utilizado como material de aterro possuía boa drenagem e foi classificado como uma areia média uniformemente graduada, com o ângulo de atrito no estado crítico igual a 35° e a coesão igual a 0 kPa. O solo foi reforçado com 4 camadas principais de uma geogrelha com uma resistência última igual a 29 kN/m, dimensionada segundo o método de Jewell et al. (1984). Um outro tipo de geogrelha, com uma resistência mais fraca, foi instalado perto da superfície do talude para garantir a estabilidade global da estrutura. A face do talude foi composta pelo envelopamento da grelha, anexada a uma malha com uma abertura bem pequena com o objetivo de proteger o solo contra erosão.

Um amplo programa de instrumentação foi aplicado no aterro durante a construção, com o objetivo de se analisarem os mecanismos de reforço atuantes na estrutura. Foram instalados células de tensão total, extensômetros magnéticos para medir os deslocamentos do solo, medidores de deformação das geogrelhas e termômetros para corrigir a leitura dos instrumentos.

Figura 3.59 – Geometria da estrutura.

A Figura 3.60a ilustra a deformação do solo medida pelos extensômetros magnéticos. Os resultados medidos são substancialmente menores do que os antecipados pelos autores. A Figura 3.60b apresenta os resultados das deformações dos reforços, nove meses após a conclusão da obra, mostrando mais uma vez as baixas deformações obtidas na estrutura. Devido aos baixos valores, não foi possível identificar claramente o mecanismo de ruptura da estrutura. A Figura 3.61 apresenta os resultados das células de tensão total. As tensões medidas foram comparadas com σ_v , a tensão vertical média no plano medido calculada com base no peso unitário do solo igual a 17 kN/m^3 . Em todos os casos, a tensão vertical medida excedeu o valor médio calculado. Segundo os autores, isso é consistente devido ao fato de que todas as medições foram realizadas perto do centro do aterro, onde se espera que as tensões sejam maiores que o valor médio, desde que essas sejam iguais a zero na extremidade.

Figura 3.60 – Deformações do solo e dos reforços.

Figura 3.61 – Resultados das células de tensão total.

3.3.22 Comportamento do aterro de solo reforçado da encosta do Belvedere

T.S.M. Ribeiro, M.C. Vincenzo Júnior, J.V. Pires (1999)

Uma estrutura de contenção foi construída e instrumentada como parte de uma solução de proteção de uma encosta na cidade de Presidente Epitácio/SP (Figura 3.62a), constituindo-se de um maciço de solo reforçado com geotêxtil não tecido de poliéster, com gramatura igual a 300g/m^2 . O solo utilizado foi um aluvião de empréstimo (argila siltosa), e os parâmetros de resistência do material foram: $c' = 10\text{ kPa}$ e $\phi' = 29^\circ$. O aterro, com 7,0 m de altura e comprimento dos reforços igual a 4,8 m, apresentou camadas com 30 cm de espaçamento na parte inferior do talude, e 60 cm nas camadas superiores. Sobre o aterro reforçado foi construído um aterro sobrejacente não reforçado com 5,4 m de altura. O monitoramento da estrutura foi iniciado em meados de abril de 1998. Os instrumentos foram instalados em duas seções transversais, denominadas seções D e F, cada uma com duas camadas instrumentadas (1/3 e 2/3 da altura da estrutura). Pela instrumentação instalada nesse aterro, acompanharam-se as deformações horizontais (extensômetros mecânicos, Figura 3.62b) e verticais (placas de recalque) decorrentes da construção do maciço e 160 dias após o término.

Figura 3.62 – Seção transversal de projeto.

A Figura 3.63a apresenta os resultados da fase construtiva, a Figura 3.63b os deslocamentos horizontais para 1/3 da altura da estrutura e a Figura 3.63c os deslocamentos verticais. Os deslocamentos medidos no aterro reforçado foram pequenos (23 mm horizontal e 45 mm vertical), sendo que os extensômetros instalados a 2/3 da altura foram os que apresentaram os maiores deslocamentos. Para ambos os

extensômetros, os deslocamentos foram maiores bem próximos à face, reduzindo para dentro do aterro. Durante um período de paralisação da construção sobrejacente, verificou-se a existência de deslocamentos horizontais em todos os extensômetros, sugerindo a ocorrência de um processo de fluência. Os deslocamentos verticais cresceram de maneira uniforme durante a construção, estabilizando-se durante a paralisação e, mesmo após a continuação da construção, esses permaneceram estáveis.

Figura 3.63 – Resultados dos deslocamentos do maciço reforçado.

3.3.23 Performance of two geotextile reinforced soil slopes

M. Ehrlich, D. Vidal, P.A. Carvalho (1997)

No Brasil, o muro pioneiro de solo reforçado, com 10 m de altura, foi construído em 1984 para recompor o deslizamento de um talude de 30 m de altura. Construiu-se ao longo dessa encosta, o aterro de recomposição em três etapas, sendo que a do meio foi construída em solo reforçado. Esse trecho totaliza mais de 500 m² de área de paramento, com espaçamento vertical entre as inclusões de 0,6 m e comprimento dos reforços igual a 7,0 m. Foram utilizados dois tipos de geotêxteis, um tecido e um não tecido, ambos com resistência à tração não confinada de 22 kN/m, porém com rigidezes diferentes. O solo utilizado foi um granito decomposto, classificado como uma areia silto argilosa. Ensaio não drenados de cisalhamento direto resultaram em uma coesão igual a 22 kPa e um ângulo de atrito igual a 35°. A Figura 3.64 ilustra a geometria do talude reforçado.

Figura 3.64 – Detalhes do muro de Campos de Jordão.

Foram instaladas células de tensão total, piezômetros, placas de recalque e extensômetros horizontais acoplados nos reforços (Figura 3.65b). Demonstrou-se que a estrutura se manteve estável durante e após a construção, mesmo em períodos chuvosos. Por meio dos piezômetros, durante todo o processo de observação, constatou-se que o maciço permaneceu isento de pressões neutras positivas. Os movimentos horizontais medidos na terceira camada de geotêxtil (8,2 m), para onze meses depois da construção,

foram iguais a 113 mm e 76 mm para o geotêxtil tecido e não tecido, respectivamente, sendo o ponto de medida distante 1,0 m da face (Figura 3.66). A partir dos resultados, constatou-se que os deslocamentos se estabilizaram depois de um mês do fim da construção. A partir desses resultados, os autores concluíram que a movimentação foi menor para a estrutura reforçada com geotêxtil não tecido do que para aquela com geotêxtil tecido.

Figura 3.65 – Detalhes da construção e da instrumentação.

Figura 3.66 – Resultados da instrumentação – (a) geotêxtil tecido (b) não tecido.

3.3.24 Full-scale test on a geotextile reinforced retaining structure

B.R. Thamm, B. Krieger, J. Krieger (1990)

Foram construídos quatro muros experimentais com 3,6 m de altura utilizando geotêxteis e geogrelhas como elementos de reforço. Os muros foram instrumentados com o objetivo de se monitorarem os deslocamentos da face da estrutura, tensão horizontal e deformação dos reforços. O solo utilizado foi uma areia com pedregulho, com um coeficiente de uniformidade menor que 6 e um ângulo de atrito de pico obtido de ensaios de cisalhamento direto igual a 39° . Foram utilizados dois tipos diferentes de geogrelha, uma utilizada como reforço principal com resistência à tração última igual a 67 kN/m, e uma outra geogrelha secundária utilizada para estabilidade local da face durante a construção com uma resistência última igual a 31,5 kN/m. Ensaios de ensaios de cisalhamento direto foram realizados para determinar a interação solo-reforço, obtendo-se resultados entre 35° e 36° para o ângulo de atrito de interface.

Os resultados a seguir referem-se a um muro construído com cinco camadas de reforço, face envelopada, 3,6 m de altura, espaçamento variando entre 0,8 a 1,0 m, e comprimento constante dos reforços igual a 2,7 m (Figura 3.67). Após a construção, foi feita a aplicação de uma sobrecarga com um bloco de concreto (2,9 m x 0,9 m) localizado a 0,5 m da face do muro, no qual se poderia aplicar uma carga de até 2000 kN, com a utilização de um sistema de reação montado no topo da estrutura.

Figura 3.67 – Seção transversal e instrumentação da estrutura ensaiada.

A sobrecarga foi aumentada até atingir uma carga igual a 960 kN, quando o recalque sobre o bloco de concreto cresceu de 22 para 28 mm, indicando que esse aumento dos deslocamentos, sem o aumento das cargas, mostra que a construção se encontra perto da ruptura para esse nível de carregamento.

Durante a construção, foram medidas as máximas tensões horizontais devido principalmente à compactação das camadas de solo. Essas tensões horizontais, segundo os autores, decresceram com o tempo, estendendo-se até depois da construção. Após a construção, a distribuição de tensões mostrou-se muito próxima a um valor constante com a profundidade. Os autores também ressaltaram que a deformação das camadas reforçadas mostrou-se praticamente nula ao fim da construção.

A Figura 3.68a apresenta a distribuição dos deslocamentos horizontais da face durante a fase de carregamento para várias sobrecargas diferentes (96 kN até 1066 kN). A Figura 3.68b apresenta a distribuição da deformação nos reforços para três camadas instrumentadas, para as diferentes sobrecargas aplicadas no topo da estrutura.

Para as sobrecargas inferiores a 100 kN, a deformação dos reforços mostrou-se muito próxima a zero. O ponto de máxima deformação ocorreu a 1,2 m de distância da face do muro para as duas camadas mais altas. Para a segunda camada, o ponto de máxima deformação ocorreu a 0,6 m da face do muro.

Figura 3.68 – Resultados da instrumentação.

3.3.25 Instrumented field performance of a 6 m geogrid soil wall

M.R. Simac, B.R. Christopher, C. Bonczkiewicz (1990)

Um muro de solo reforçado com geogrelhas e face de blocos de concreto, com 6,1 m de altura e 15 m de comprimento foi construído com caráter experimental em Algonquin, Illinois. O monitoramento do comportamento da estrutura foi realizado com uma extensiva instrumentação, incluindo inclinômetros, extensômetros, *strain gages* e células de tensão total. As leituras foram realizadas durante cinco meses, sendo que, nos três primeiros, foi sem a aplicação da sobrecarga e, nos dois meses restantes, com a aplicação de uma sobrecarga de 2,1 m de altura com inclinação igual a 1,0V:1,5H. A geometria do muro está apresentada na Figura 3.69a.

A estrutura foi dimensionada utilizando fatores de redução muito baixos, inferiores a 1,1 para a estabilidade interna, considerando a estrutura sem sobrecarga, com o objetivo de se maximizarem as deformações, e com isso forçar o desenvolvimento de uma superfície de ruptura e aumentar as cargas nos reforços. O solo utilizado foi uma areia bem graduada com pedregulho, com ângulo de atrito igual a 39° e uma coesão igual a 0 kPa. O reforço utilizado foi uma geogrelha de poliéster com resistência à tração última igual a 39 kN/m, com uma deformação igual a 15%.

A Figura 3.69b mostra a distribuição das deformações em cada reforço. A máxima deformação foi igual a 0,95% a 2,0 m de altura, após a aplicação da sobrecarga, resultado em uma carga antecipada no reforço igual a 9,2 kN/m. A localização da superfície potencial de ruptura para o fim da construção se aproximou muito da distribuição de Rankine. Porém, após a aplicação da sobrecarga, uma superfície espiral logarítmica ficou mais acentuada. Os autores sugerem a partir desses resultados que a distribuição de tensões de Rankine é a forma mais apropriada para se calcular a magnitude e a localização da força máxima nos reforços.

A Figura 3.70a apresenta os resultados dos inclinômetros durante a construção, atingindo resultados máximos no topo da estrutura iguais a 37 e 20 mm para os inclinômetros da face e mais distantes da face, respectivamente. Os deslocamentos máximos indicam que ocorreu uma movimentação correspondente a 1,0% da altura da estrutura, que já é suficiente para criar um estado ativo de tensões (maior que 0,5%). A Figura 3.70b apresenta os resultados pós-construção, juntamente com a aplicação da sobrecarga, mostrando que ocorreu uma significativa movimentação da estrutura, mesmo antes da aplicação da sobrecarga.

Figura 3.69 – Geometria, distribuição da instrumentação e deformação dos reforços.

Figura 3.70 – Leituras dos inclinômetros.

3.3.26 Review of three instrumented geogrid reinforced soil retaining walls

R.J. Bathurst, M.R. Simac (1991)

Esse trabalho apresenta os resultados de duas estruturas de campo e uma em laboratório construídas na América do Norte. A seguir serão apresentados os resultados da primeira estrutura descrita pelos autores, reforçada com geogrelhas, localizada em London Ontario, no Canadá, como parte do alargamento de uma avenida.

Essa estrutura, com 125 m de comprimento, teve como elementos de face placas pré-fabricadas de concreto, com altura variando entre 1,25 m e 7,10 m. O solo de aterro foi composto por uma areia grossa, reforçada por uma geogrelha uniaxial de polietileno da Tensar (UX1600).

Um total de três painéis foi instrumentado, sendo que, em cada seção, dois inclinômetros foram instalados até uma profundidade de 2,0 m abaixo do nível do terreno. Um inclinômetro foi instalado logo atrás da face, e outro a 1,5 m distante da face, com o objetivo de cruzar a superfície potencial de ruptura de Rankine. Os resultados dos inclinômetros estão apresentados na Figura 3.71.

Figura 3.71 – Resultados dos inclinômetros.

Os resultados mostram que somente pequenos deslocamentos aconteceram durante o primeiro mês, e esse fenômeno pode ser explicado devido ao congelamento da água dentro do solo que aconteceu logo após a estrutura ser finalizada. Após o degelo

do inverno, deslocamentos mais visíveis puderam ser observados, mas ao final do verão todos os deslocamentos já se encontravam estabilizados.

O deslocamento máximo medido pelos inclinômetros foi igual a 29 mm, que corresponde a um deslocamento de aproximadamente 0,4% da altura total da estrutura. Segundo os autores, os movimentos máximos do muro ficaram dentro dos limites típicos esperados para estruturas de contenção reforçada com geossintéticos.

As deformações dos reforços foram medidas com *strain gages* instalados diretamente nas geogrelhas (limite de 10%), e seus resultados estão ilustrados na Figura 3.72. As máximas deformações registradas foram de aproximadamente 3,5% que, segundo os autores, encontra-se bem dentro do limite de deformação do material. Em outras palavras, nesse nível de deformação, a fluência do reforço tende a diminuir com o tempo, baseado em parâmetros de ensaios de fluência fornecidos pelo fabricante.

As altas tensões na conexão das placas de concreto com os reforços, como ilustrado pela Figura 3.72, são causadas pelos movimentos relativos entre as placas e solo adjacente. Como resultado, as máximas deformações registradas foram nas conexões, em vez de serem mais para dentro do maciço, associadas à superfície potencial de ruptura de Rankine, como é característico para esse tipo de estrutura.

Figura 3.72 – Deformação nos reforços.

3.3.27 Comportamento de um muro de solo reforçado

M. Ehrlich, A.J.D. Vianna, F. Fusaro (1994)

Como parte de um programa de recuperação de encostas em Petrópolis/RJ, visando à reconstrução de uma via de acesso urbano, foi realizada a construção de dois muros de solo reforçado com geotêxtil não tecido, com gramatura igual a 300 g/m^2 , e uma argila arenosa como material de aterro. Ensaios triaxiais não saturados efetuados definiram a coesão e o ângulo de atrito do solo iguais a 50 kPa e 33° , respectivamente.

A Figura 3.73 apresenta a seção definida no projeto, com 4 m de altura, 20 m de comprimento, 2,8 m de comprimento da base, inclinação da face igual à 1H:8V e espaçamento constante igual a 30 cm entre as camadas de reforço. Blocos de concreto foram utilizados para proteger a face do talude contra danos mecânicos e evitar a ação dos raios UV. Além disso, envolvendo a massa de solo argiloso foi prevista uma camada de material drenante de forma a garantir a não saturação da massa reforçada.

Foram utilizadas placas magnéticas para a detecção dos movimentos verticais, barras de aço para a determinação dos movimentos horizontais e piezômetros para verificar a eficiência do material drenante que envolve a massa de solo reforçado na dissipação das pressões neutras. A Figura 3.73 ilustra a distribuição da instrumentação.

As Figuras 3.74 e 3.75 apresentam os movimentos horizontais medidos a 0,60 m e 1,60 m da face, com relação a uma barra instalada a 2,4 m da face, respectivamente para duas seções diferentes do muro, denominadas pelos autores como sendo muro 1 e muro 2. Os movimentos horizontais nos dois muros foram muito pequenos (inferiores a 1 cm). Além disso, o inclinômetro instalado no muro 1 e as placas magnéticas de recalque não acusaram quaisquer movimentos perceptíveis. Com relação aos piezômetros, não se mediram pressões neutras positivas durante o período de leituras.

Análises de estabilidade global, utilizando o método das cunhas, demonstraram que a massa de solo argiloso compactada poderia manter-se estável sem a presença dos reforços, apresentando coeficiente de segurança igual a 3,9. Tal condição se verifica devido a não saturação do solo, originando pressões negativas oriundas das tensões capilares, que conferem ao material maior resistência ao cisalhamento. Essa é uma das vantagens do emprego de solos com frações granulométricas finas nesse tipo de projeto, principalmente os provenientes de países com clima tropical como o Brasil. Porém, ainda não é prática normal confiar integralmente, em longo prazo, na resistência do solo não saturado.

Figura 3.73 – Seção de projeto e instrumentação.

Figura 3.74 – Movimentos horizontais no Muro 1.

Figura 3.75 – Movimentos horizontais no Muro 2.

3.3.28 Reinforced soil buttress to stabilize a high natural slope

R. Bonaparte, G.R. Schmertmann, D. Chu, V.E. Chouery-Curtis (1989)

Um talude íngreme reforçado foi construído em Jolla, Califórnia, em 1987, com o objetivo de se estabilizar um talude natural, uma vez que as análises de estabilidade não alcançaram o coeficiente de segurança mínimo exigido, igual a 1,5. A Figura 3.76 apresenta a seção transversal pré-existente do talude.

Figura 3.76 – Seção transversal pré-existente do talude.

A estabilidade interna foi realizada utilizando o Método Modificado de Bishop. O processamento dessa análise teve como resultado a utilização de até 48 camadas de reforço em uma mesma seção, com espaçamento vertical variando entre 0,3 e 1,8 m, nos 400 m de comprimento da estrutura. A inclinação dos taludes variou entre 35° e 50°, e a altura entre 18 e 50 m (Figura 3.77).

Figura 3.77 – Seção transversal adotada para uma das seções do talude.

Foi utilizado, como material de aterro, um xisto argiloso proveniente do próprio talude natural, possuindo parâmetros de resistência igual a 29° para o ângulo de atrito (ϕ') e 19 kPa para a coesão (c'). Uma geogrelha uniaxialmente orientada de polietileno foi utilizada, possuindo resistência à tração última igual a 110 kN/m.

O programa de instrumentação incluiu dois inclinômetros verticais, um inclinômetro horizontal, placas de recalque e *strain gages* acoplados nas geogrelhas. Os resultados dos inclinômetros verticais estão apresentados na Figura 3.89a. Os deslocamentos máximos durante a construção foram da ordem de 10 mm no inclinômetro mais próximo da face, com movimentos pós-construção muito baixos, não ultrapassando 5 mm. Com relação ao inclinômetro mais afastado da face, esse forneceu resultados menores ainda quando comparados com o inclinômetro instalado na parte frontal da estrutura, não atingindo valores superiores que 6 mm.

As deformações nos reforços foram medidas em três elevações diferentes do aterro. A Figura 3.78b apresenta os resultados para os dois níveis inferiores. Os resultados registrados foram muito baixos, mostrando que as maiores deformações ocorreram durante a construção, com valores máximos iguais a 0,4%, e o restante com um valor médio igual a 0,2%. Os recalques verticais registrados no topo da massa de solo reforçado variaram entre 3 e 18 mm.

Figura 3.78 – Resultados da instrumentação.

3.3.29 Instrumentação de um muro de solo reforçado com geotêxtil

A.C. Bruno (1997)

Nesse trabalho são apresentados resultados de instrumentação e análise de um muro de solo reforçado com geotêxteis, executado pela prefeitura da cidade do Rio de Janeiro, pela Fundação Geo-Rio, com o objetivo de promover a contenção de um talude instável da Rua Comandante Luís Souto, em Jacarepaguá, no ano de 1995, que havia sido parcialmente danificado por sucessivos escorregamentos de terra.

O muro possui 13 m de extensão, altura média de 3,9 m e espaçamento vertical entre os reforços igual a 60 cm. O reforço utilizado foi um geotêxtil não tecido de poliéster com gramatura igual a 300 g/m^2 . O solo constituinte é uma argila siltosa, em parte obtida pela escavação realizada para a regularização da seção transversal de projeto, e outra parte oriunda de uma jazida próxima, ambas com características bastante semelhantes, com parâmetros efetivos médios iguais a 35° para o ângulo de atrito e coesão nula. O revestimento da face foi feito com tijolos de concreto e o acabamento nas laterais do muro com concreto projetado sobre tela metálica fixada com chumbadores. A Figura 3.79 apresenta detalhes da geometria do muro, juntamente com a distribuição da deformação.

Figura 3.79 – Seção transversal da estrutura reforçada.

A instrumentação, instalada numa seção central da extensão do muro, consistiu de 3 inclinômetros e 3 diferentes níveis de reforços onde foram colados extensômetros elétricos, o que permitiu acompanhar a evolução das movimentações e das tensões atuantes nos reforços, durante a obra e cerca de 6 meses após a sua conclusão.

Os inclinômetros moveram-se em direções opostas durante a obra, evidenciando a influência dos esforços de compactação. O inclinômetro instalado próximo à rua (interior do maciço) movimentou-se 35 mm em direção à mesma, e o instalado junto à face movimentou-se 27 cm. Considerando que nessa seção o muro tem 3,9 m de altura, pode-se considerar que a movimentação percentual da face foi igual a 6,92%.

Os resultados dos *strain gages* foram transformados para força de tração nos reforços por uma correlação realizada pelo autor utilizando a rigidez de cada reforço fornecida pelas calibrações em laboratório. Os valores máximos obtidos foram aproximadamente iguais a 3,0 kN/m para o reforço 1, 2,5 kN/m para o reforço 2, e 3,8 kN/m para o reforço 3. Com isso, a tensão máxima nos reforços obtida pelo autor foi para a terceira camada instrumentada, ao contrário do que usualmente é encontrado na literatura. Uma possível causa para esse fenômeno é que a calibração foi feita com o reforço não confinado e, com isso, o menor confinamento da última camada, em comparação com as outras camadas, pode ter sido o responsável por essa discrepância nos resultados. Entretanto, foi possível obter os locais onde os reforços sofreram as máximas deformações, como ilustrado pela Figura 3.80. Pela figura, é possível observar a formação de uma superfície potencial de ruptura bem parecida com uma espiral logarítmica. Fortes chuvas atingiram Jacarepaguá em fevereiro de 1996, causando grandes estragos na região, mas mesmo assim a obra realizada se manteve estável com excelente desempenho.

Figura 3.80 – Superfície potencial de ruptura para a estrutura reforçada.

3.3.30 Muros de contenção de solo reforçado com geogrelhas e paramento de blocos pré-fabricados

G. Reccius (1999)

O muro apresentado faz parte de um conjunto de cinco estruturas de contenção construído na ampliação das vias de acesso a uma zona industrial na zona norte de São Paulo, no ano de 1998. Esses muros atingiram alturas máximas da ordem de 9 m, totalizando 1800 m² de face construída. A face dos muros, reforçados com geogrelhas de polietileno de alta densidade (PEAD), foi composta por blocos segmentados de concreto. A Figura 3.81 apresenta uma vista de um dos muros construídos neste projeto.

Figura 3.81 – Vista frontal de um dos muros construídos.

Os resultados, a seguir, mostram o comportamento do muro 3, com 5 m de altura na seção mais alta. No projeto em questão, foi utilizada, como material de aterro, uma argila siltosa, pouco arenosa, com 26° de ângulo de atrito, coesão nula, 80% de finos passando pela peneira n° 200, índice de plasticidade igual a 20 e limite de liquidez igual a 40%. As propriedades mecânicas das geogrelhas utilizadas não foram fornecidas pelo autor.

O projeto da instrumentação consistiu na instalação de dois piezômetros pneumáticos e 24 prismas de reflexão para monitorar as leituras dos deslocamentos verticais e horizontais da face da estrutura durante a fase construtiva. A Figura 3.82 apresenta uma vista frontal do muro reforçado, juntamente com a disposição dos piezômetros pneumáticos e dos prismas de controle dos deslocamentos.

Figura 3.82 – Vista frontal da estrutura instrumentada.

Os piezômetros apresentaram sistematicamente leituras nulas durante todo o período de monitoramento, indicando que o sistema de drenagem funcionou adequadamente, uma vez que não ocorreu a formação de pressões neutras positivas. Os deslocamentos da face foram muito baixos para toda a estrutura, tanto os verticais, quanto os horizontais, não ultrapassando 13 mm.

A Figura 3.83 apresenta os deslocamentos horizontais e verticais medidos duas semanas após o fim da construção, para duas seções da estrutura, praticamente com a mesma altura e seção transversal. Verifica-se que os maiores deslocamentos foram na metade da altura da estrutura; entretanto, os resultados apresentaram certa divergência quando comparados os resultados das duas seções, mostrando que os deslocamentos são de certa forma função da acomodação dos blocos da face.

Figura 3.83 – Deslocamentos da face.

3.4 RESUMO DO COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS REFORÇADAS

A Tabela 3.4 faz um resumo das propriedades mais importantes de cada estrutura apresentada. Verificou-se que a grande maioria das estruturas (23 casos) foi construída com solos granulares. Em geral, todas as estruturas apresentaram um bom comportamento, independente do tipo de solo.

Com relação às superfícies potenciais de ruptura, ocorreu uma grande tendência de uma forma espiral logarítmica, já que 12 das 30 estruturas analisadas apresentaram esse formato. Em cinco estruturas, verificou-se uma superfície potencial de ruptura com a inclinação próxima de Rankine ($45^\circ + \phi/2$), sendo que em todas essas cinco estruturas o solo utilizado era de composição granulométrica predominantemente granular. Também foi observado que nas estruturas que utilizaram faces mais rígidas, principalmente placas de concreto, a superfície potencial de ruptura se encontrou muito próxima à face da estrutura.

As deformações máximas nos reforços, para as estruturas que não sofreram a ação de sobrecarga em seu topo, apresentaram valores baixos, variando entre 0,2% até 2,0%. Já as estruturas que tiveram a aplicação de uma sobrecarga apresentaram valores maiores, dependendo do tipo de reforço e da dimensão da carga aplicada no topo da estrutura.

O deslocamento da face foi o parâmetro que apresentou maior variabilidade. Os resultados variaram de 3 mm até 270 mm, não representando com fidelidade a deformação dos reforços. Os deslocamentos da face sofrem grande influência do método construtivo e da precisão da instrumentação utilizada.

A relação entre o deslocamento da face e a altura da estrutura (δ/H) apresentou a mesma discrepância dos deslocamentos da face, não sendo possível observar uma tendência para esses resultados. Entretanto, das 26 estruturas que forneceram esses resultados, 23 apresentaram deformações laterais maiores ou iguais que 0,1% com relação à altura das estruturas que, segundo Lambe & Whitman (1979), é o valor mínimo para um maciço de areia densa atingir a sua condição ativa. Em duas das três estruturas que apresentaram valores inferiores a 0,1%, a face da estrutura era composta por blocos ou placas de concreto, o que auxiliou a reduzir os deslocamentos.

Tabela 3.4 – Propriedades mais importantes das estruturas avaliadas.

seção	autores	país	altura da estrutura	tipo de solo	tipo de geossintético	tipo de face	sobrecarga	superfície potencial de ruptura	deformação máxima	deslocamento máximo	δ/H (%)
3.3.1	Wei et al. (2002)	Singapura	12,0 m (60°)	areia siltosa ($\phi' = 33^\circ$; $c' = 19 \text{ kPa}$)	geotêxtil não tecido (PP) (75 a 200 kN/m)	geocélulas preenchidas com turfa	NR*	espiral logarítmica	3,0%	11 mm	0,09%
3.3.2	Carruba et al. (1999)	Itália	4,0 m (85°)	pedregulho argiloso ($\phi_{cv} = 40^\circ$; $c' = 0 \text{ kPa}$)	geogrelha (PEAD) 45 kN/m (PP) 20 kN/m	envelopada com geotêxtil e tela soldada	3,5 m (ruptura)	Rankine	4,0%	NR*	NR*
3.3.3	Ghionna et al. (2002)	Itália	3,6 m (70°)	areia ($\phi' = 43^\circ$; $c' = 0 \text{ kPa}$)	geogrelha (30 kN/m) tela soldada (50 kN/m)	envelopada	sapata (750 kPa)	espiral logarítmica	30,0% (ruptura)	60 mm	1,67%
3.3.4	Bathurst et al. (2000)	Canadá	3,6 m	areia de praia ($\phi' = 44^\circ$; $c' = 0 \text{ kPa}$)	geogrelha (PP)	segmentada	—	espiral logarítmica	0,6%	70 mm	1,9%
3.3.5	Fannin (2001)	Canadá	4,8 m (2V:1H)	areia siltosa	geogrelha (PEAD)	envelopada com geotêxtil não tecido	3,0m (2V:1H)	NR*	1,2%	NR*	NR*

NR* – não registrado; δ - deslocamento máximo da face; H – altura da estrutura

Tabela 3.4 – Propriedades mais importantes das estruturas avaliadas (continuação).

seção	autores	país	altura da estrutura	tipo de solo	tipo de geossintético	tipo de face	sobrecarga	superfície potencial de ruptura	deformação máxima	deslocamento máximo	δ/H (%)
3.3.6	Yoo & Jung (2004)	Coreia	5,0 m	areia argilosa ($\phi' = 35^\circ$; $c' = 5 \text{ kPa}$)	geogrelha (PET) (55 kN/m)	segmentada	5,0 m	bi-linear	0,8%	75 mm	1,50%
3.3.7	Christopher et al. (1990)	EUA	12,6 m (20V:1H)	areia com pedregulho ($\phi' = 45^\circ$; $c' = 0 \text{ kPa}$)	geotêxtil tecido (31 kN/m a 186 kN/m)	envelopada	5,3 m	Rankine	0,5%	70 mm	0,56%
3.3.8	Hirai & Otani (2000)	Japão	8,0 m	($\phi' = 35^\circ$; $c' = 5 \text{ kPa}$)	geogrelha (PEAD)	caixas de concreto	5,0 m (1V:1,5H)	Rankine	1,0%	15 mm	0,19%
3.3.9	Ali (1993)	Malásia	7,0 m (70°)	areia com pedregulho ($\phi' = 30^\circ$; $c' = 0 \text{ kPa}$)	geogrelha (PEAD)	vegetação	9,0 m (25°)	espiral logarítmica	NR*	6 mm	0,09
3.3.10	Tsukada et al. (1998)	Japão	8,0 m	solo arenoso ($\phi' = 29^\circ$; $c' = 0 \text{ kPa}$)	geogrelha (PEAD) (55 kN/m)	segmentada	9,8 kPa	próxima da face	1,0%	100 mm	0,80%

NR* – não registrado; δ - deslocamento máximo da face; H – altura da estrutura

Tabela 3.4 – Propriedades mais importantes das estruturas avaliadas (continuação).

seção	autores	país	altura da estrutura	tipo de solo	tipo de geossintético	tipo de face	sobrecarga	superfície potencial de ruptura	deformação máxima	deslocamento máximo	δ/H (%)
3.3.11	Floss & Stiegeler (2000)	Alemanha	15,0 m (60°)	areia ($\phi' = 35^\circ$; $c' = 0$ kPa)	geogrelha (PEAD) (110 kN/m)	envelopada	8,0 m	espiral logarítmica	NR*	33 mm	0,22%
3.3.12	Yamanouchi et al. (1993)	Japão	7,0 m (5V:1H)	solo granular ($\phi' = 41^\circ$; $c' = 0$ kPa)	geogrelha (PEAD) (31 kN/m)	envelopada	—	espiral logarítmica	0,3%	120 mm	1,71%
3.3.13	Lee et al. (1999)	EUA	6,1 m	areia com pedregulho ($\phi' = 40^\circ$; $c' = 0$ kPa)	geogrelha (PEAD) (68 kN/m)	placas de concreto	—	espiral logarítmica	1,0%	33 mm	0,54%
3.3.14	Abu-Hejleh et al. (2002)	EUA	7,9 m	areia bem graduada ($\phi' = 34^\circ$; $c' = 0$ kPa)	geogrelha (PEAD) (157 kN/m)	segmentada	115 kPa (valor estimado)	NR*	0,4%	6 mm	0,08%
3.3.15	Naemura & Miki (1996)	Japão	5,6 m (2V:1H)	talus ($\phi' = 30^\circ$; $c' = 36$ kPa)	geotêxtil não tecido	envelopada	—	espiral logarítmica	2,0%	3 mm	0,05%

NR* – não registrado; δ - deslocamento máximo da face; H – altura da estrutura

Tabela 3.4 – Propriedades mais importantes das estruturas avaliadas (continuação).

seção	autores	país	altura da estrutura	tipo de solo	tipo de geossintético	tipo de face	sobrecarga	superfície potencial de ruptura	deformação máxima	deslocamento máximo	δ/H (%)
3.3.16	Liu et al. (1994)	Canadá	12,0 m (45°)	argila inorgânica ($\phi' = 28^\circ$; $c' = 13$ kPa)	geogrelha (PEAD) (65 kN/m)	vegetação	—	NR*	1,8%	120 mm	1,0%
3.3.17	Farrag & Morvant (2004)	EUA	6,1 m	silte argiloso ($\phi' = 24^\circ$; $c' = 30$ kPa)	geogrelha (PEAD) (seção 2)	segmentada	—	espiral logarítmica	2,0%	13 mm	0,21%
3.3.18	Sandri et al. (2002)	EUA	14,9 m	areia argilosa ($\phi' = 32^\circ$; $c' = 26$ kPa)	geogrelha (126 kN/m)	segmentada	3,2 m (1V:2H)	NR*	NR*	25 mm	0,17%
3.3.19	Zornberg et al. (1995)	EUA	15,3 m (1V:1H)	granito decomposto	geotêxtil não tecido e geotêxtil composto	vegetação	—	espiral logarítmica	0,2%	25 mm	0,16%
3.3.20	Bathurst et al. (2003)	Canadá	4,0 m (51°)	areia ($\phi' = 55^\circ$; $c' = 0$ kPa)	geogrelha (PEAD) (54 kN/m)	sem face	crescente (viga de reação)	Rankine	18% (850kN)	NR*	NR*

NR* – não registrado; δ - deslocamento máximo da face; H – altura da estrutura

Tabela 3.4 – Propriedades mais importantes das estruturas avaliadas (continuação).

seção	autores	país	altura da estrutura	tipo de solo	tipo de geossintético	tipo de face	sobrecarga	superfície potencial de ruptura	deformação máxima	deslocamento máximo	δ/H (%)
3.3.21	Hermann & Burd (1988)	Noruega	6,0 m (2V:1H)	areia média ($\phi' = 35^\circ$; $c' = 0$ kPa)	geotelha (PEAD) (29 kN/m)	envelopada, com malha contra erosão	—	NR*	0,8%	NR*	NR*
3.3.22	Ribeiro et al. (1999)	Brasil	7,0 m (2V:1H)	argila siltosa ($\phi' = 29^\circ$; $c' = 10$ kPa)	geotêxtil não tecido (PET)	concreto projetado	5,4 m (1V:2H)	NR*	NR*	23 mm	0,33%
3.3.23	Ehrlich et al. (1997)	Brasil	10,0 m	areia silto argilosa ($\phi' = 35^\circ$; $c' = 22$ kPa)	geotêxtil tecido e não tecido (22 kN/m)	blocos de concreto	10,0 m (1V:2H)	NR*	NR*	113 mm tecido 76 mm não tecido	1,13% tecido 0,76% não tecido
3.3.24	Thamm et al. (1990)	Alemanha	3,6 m	areia com pedregulho ($\phi' = 39^\circ$; $c' = 0$ kPa)	geotelha (67 kN/m)	envelopada	crescente (sapata)	espiral logarítmica	2,0% (1000kPa)	20 mm (1000kPa)	0,56%
3.3.25	Simac et al. (1990)	EUA	6,1 m	areia com pedregulho ($\phi' = 39^\circ$; $c' = 0$ kPa)	geotelha (PET) (39 kN/m)	segmentada	2,1 m (1V:1,5H)	Rankine	0,95%	37 mm	0,61%

NR* – não registrado; δ - deslocamento máximo da face; H – altura da estrutura

Tabela 3.4 – Propriedades mais importantes das estruturas avaliadas (continuação).

seção	autores	país	altura da estrutura	tipo de solo	tipo de geossintético	tipo de face	sobrecarga	superfície potencial de ruptura	deformação máxima	deslocamento máximo	δ/H (%)
3.3.26	Bathurst & Simac (1991)	Canadá	7,1 m	areia grossa	geogrelha (PEAD)	placas de concreto	—	NR*	3,5%	29 mm (8 meses)	0,40%
3.3.27	Ehrlich et al. (1994)	Brasil	4,0 m	argila arenosa ($\phi' = 33^\circ$; $c' = 50$ kPa)	geotêxtil não tecido (PET)	blocos de concreto	—	NR*	NR*	10 mm	0,03%
3.3.28	Bonaparte et al. (1989)	EUA	24,0 m (1V:1H)	xisto argiloso ($\phi' = 29^\circ$; $c' = 19$ kPa)	geogrelha (PEAD) (110 kN/m)	vegetação	—	NR*	0,4%	10 mm	0,04%
3.3.29	Bruno (1997)	Brasil	3,9 m	argila siltosa ($\phi' = 35^\circ$; $c' = 0$ kPa)	geotêxtil não tecido (PET)	blocos de concreto	—	espiral logarítmica	NR*	27 cm	6,92%
3.3.30	Reccius (1999)	Brasil	5,0 m	argila siltosa ($\phi' = 26^\circ$; $c' = 0$ kPa)	geogrelha (PEAD)	segmentada	—	NR*	NR*	13 mm	0,26%

** potencial; NR* – não registrado; δ - deslocamento máximo da face; H – altura da estrutura

Capítulo 4

MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 INTRODUÇÃO

Foram construídos e instrumentados oito protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado, utilizando geotêxteis tecidos e não tecidos, e três diferentes tipos de solos. A Tabela 4.1 apresenta um resumo das principais características de cada estrutura, enquanto a Figura 4.1 mostra as vistas frontais dos oito protótipos construídos.

Tabela 4.1 – Características principais dos geotêxteis e dos solos utilizados.

Muro	Geotêxtil			Geometria*	Solo
	Nome comercial	Processo de fabricação	Polímero	Espaçamento vertical	Granulometria ABNT 6502
1	Ober G200	não tecido	PET	constante 40 cm	areia média a grossa
2	Ober G200	não tecido	PET	variável 30 até 60 cm	areia média a grossa
3	Ober G250	não tecido	PP	variável de 30 até 50 cm	areia siltosa
4	Propex 10x50	tecido	PP	variável de 30 até 50 cm	areia siltosa
5	Ober G250	não tecido	PP	constante 40 cm	argila siltosa
6	Propex 10x50	tecido	PP	constante 40 cm	argila siltosa
7	Ober G150	não tecido	PP	constante 36 cm	areia média a grossa
8	Propex 10x50	tecido	PP	constante 40 cm	areia média a grossa
* Comprimento das inclusões igual a 3,0 m para todos os reforços.

Figura 4.1 – Vistas frontais dos protótipos.

Os muros foram construídos aos pares em unidades confinadas com estruturas de madeira denominadas módulos. Os muros 1 e 2 foram construídos no módulo 1. Oito meses após o fim da construção desse módulo, esses muros foram desmanchados para dar lugar aos protótipos 7 e 8. Os protótipos restantes foram construídos em outros módulos, sendo possível assim dispor de um tempo maior para analisar o comportamento, em longo prazo, dessas estruturas. O cronograma da construção dos muros, juntamente com os dados pluviométricos durante esse período, está apresentado na Figura 4.2.

Figura 4.2 – Precipitação e cronograma da construção dos protótipos.

A Figura 4.3 apresenta um esquema geral dos módulos básicos, com as dimensões médias que foram atribuídas a quase todos os protótipos. A Figura 4.4 ilustra a disposição desses protótipos no local da construção.

4.2 PREPARAÇÃO DA FUNDAÇÃO

Antes do início da construção dos muros, foi feito o nivelamento do terreno com a equipe de Topografia da Escola de Engenharia de São Carlos/USP, utilizando-se uma

estação total. Em seguida, foi realizado o serviço de terraplenagem do terreno com o auxílio de uma pá carregadeira (Figura 4.5).

Furos de sondagem (SPT) executados no solo de fundação indicaram a presença de um solo residual de basalto, basicamente composto por uma argila vermelha. Um perfil simplificado do subsolo pode ser visto na Figura 4.6.

Figura 4.3 – Esquema básico dos módulos.

Figura 4.4 – Disposição dos protótipos, com as fotos das faces frontais e posteriores dos módulos.

Figura 4.5 – Nivelamento da área de construção dos muros.

Figura 4.6 – Ensaio de SPT para o solo de fundação.

Os índices de SPT obtidos nas sondagens de simples reconhecimento apresentaram valores muito baixos, com N igual a dois em algumas camadas. Além disso, pôde-se comprovar a baixa capacidade de carga do solo de fundação após uma chuva muito forte, quando um caminhão carregado com solo encalhou próximo aos muros (Figura 4.7).

Figura 4.7 – Caminhão encalhado próximo aos muros.

Com isso, resolveu-se utilizar uma “ficha” nos dois primeiros muros, ou seja, o muro foi embutido aproximadamente 50 cm na superfície do terreno, inserida para aumentar a estabilidade externa dos protótipos.

Analisando os resultados de recalque desses dois muros, mesmo após a estação de chuva, observou-se que não foram significativos e, com isso, chegou-se à conclusão de não se realizar a construção dessa “ficha” nos módulos seguintes, o que acarretou economia da construção. Os dois últimos muros (muros 7 e 8), como foram construídos utilizando a mesma estrutura de madeira dos dois primeiros (muros 1 e 2), também foram construídos sobre uma ficha (Figura 4.8).

Figura 4.8 – Escavação da ficha.

4.3 MÉTODO CONSTRUTIVO

Todos os protótipos foram construídos utilizando a técnica de solo envelopado. Visando garantir um comportamento de deformação plana, a geometria do muro foi definida com 4 m de largura, 4 m de altura e 4 m de comprimento. O sistema de envelopamento foi desenvolvido com o auxílio de pranchas de madeira apoiadas em suportes metálicos em forma de cantoneira, com ângulo interno de 78°, projetado para resultar em uma inclinação da face de 1H:5V para os protótipos.

Para a construção de cada camada, foram utilizadas 15 cantoneiras interligadas por uma barra metálica superior para dobrar o geossintético, impedindo com isso o puncionamento da manta. Esse sistema de fôrmas, com altura igual a 85 cm, era colocado sobre a superfície a ser compactada. Numa próxima etapa, o geossintético foi desenrolado e posicionado de forma que sobrasse o comprimento necessário para garantir o envelopamento da camada. (Figura 4.9).

Figura 4.9 – Detalhamento construtivo das fôrmas.

Sobre a manta de geotêxtil, o solo foi espalhado com espessura média finalizada para cada camada igual a aproximadamente 20 cm e, em seguida, compactado (solos coesivos) ou vibrado (solo granular) com equipamentos manuais (Figura 4.10).

Depois de finalizada a compactação de cada camada, foi escavada uma pequena vala a aproximadamente 50 cm da face do muro, com 50 cm de largura e 20 cm de profundidade, na qual a extremidade livre do geossintético foi dobrada e encaixada. Em seguida, o restante do aterro foi completado, repetindo esse mesmo procedimento para

cada camada. Foram utilizados dois conjuntos de fôrmas sobrepostas para cada muro. Após o término de cada camada, a fôrma da camada inferior era retirada e montada sobre a camada recém executada, de forma a iniciar-se a execução da camada seguinte. A Figura 4.11 mostra o detalhamento completo do método construtivo utilizado.

Figura 4.10 – Processo de compactação dos solos utilizados.

Figura 4.11 – Método construtivo de um muro de solo reforçado.

As mantas foram perfeitamente esticadas sobre a superfície do aterro, para que estivessem sujeitas a estados uniformes de tensão inicial, e consequentemente de deformação ao longo da largura.

O preenchimento da caixa de ensaio foi feito de três maneiras diferentes. A primeira, manualmente, com a utilização de carriolas (Figura 4.12a). Para alturas superiores, maiores que 1,2 m, foi utilizado um guincho fixo, em que dois baldes de 0,6 m³ se revezavam no carregamento do solo (Figura 4.13). A última solução, e também a mais utilizada, foi com a utilização de uma retro-escavadeira (Figura 4.12b).

Figura 4.12 – Utilização de carriolas e retro-escavadeira, respectivamente.

Figura 4.13 – Processo do preenchimento do muro por meio de guincho e baldes.

O escoramento lateral dos protótipos foi feito com a utilização de pontaletes de eucalipto cravados no solo com uma profundidade de 1 m e apurados na vertical. Ao longo de sua altura, foram instalados três níveis de escoras, também de eucalipto, cravadas no solo com estacas de 1,0 m de comprimento. Para o fechamento lateral, foram utilizados sarrafos, espaçados de 40 cm, que suportavam as folhas de madeirite. A Figura 4.14 apresenta detalhes desse processo construtivo.

Figura 4.14 – Detalhamento construtivo do escoramento lateral dos muros.

Ao mesmo tempo em que foi construído o escoramento lateral, foi construída também a estrutura do poço de instrumentação localizada no centro dos muros, como ilustrado pela Figura 4.15. Dentro do poço foi colocada uma camada de 5 cm de brita para auxiliar na drenagem e na instalação da instrumentação.

Figura 4.15 – Construção do poço de instrumentação.

A qualidade do lançamento e compactação do solo (controle da espessura, umidade do solo e energia de compactação) foi realizada durante todo o processo construtivo dos protótipos. O controle da compactação foi feito cravando-se cilindros com o volume conhecido e depois pesada a massa de solo. A determinação da umidade foi realizada com a utilização de um “speedy” para o controle no campo, e também com o auxílio de estufa para a comprovação em laboratório (Figura 4.16).

Figura 4.16 – Cilindro de controle da massa específica e speedy, respectivamente.

4.4 ATRITO LATERAL ENTRE O MACIÇO REFORÇADO E A ESTRUTURA LATERAL

Com o objetivo de se reduzir o custo da construção, os protótipos foram construídos em pares (um encostado no outro) e foram lateralmente confinados por duas paredes longitudinais de madeira. Para garantir que os protótipos alcançassem um comportamento de deformação plana, a geometria dos muros foi definida com 4 m de largura, 4 m de altura e 4 m de comprimento. Além disso, em toda a lateral do muro, foram instaladas duas lonas plásticas com graxa entre elas, de forma a reduzir ao máximo o atrito entre o solo e a madeira do escoramento (Figura 4.17).

Figura 4.17 – Instalação das lonas plásticas na lateral do muro.

Ensaio de cisalhamento direto foram realizados para medir a resistência ao cisalhamento de interface entre os solos, o sanduíche de lonas plásticas e a madeira do escoramento. Os valores medidos do ângulo de atrito de interface estão apresentados na Tabela 4.2.

Os valores medidos foram menores do que o reportado por Arthur & Roscoe (1965) para areia seca em contato com vidro ($\delta = 14^\circ$). O estudo dos autores mostrou que o atrito lateral nos muros ensaiados não foi um fator que influenciou as deformações na seção central da estrutura e, conseqüentemente, o campo de tensões nos seus modelos. Conclusões similares foram obtidas por Zornberg & Arriaga (2004), utilizando modelos em centrífuga.

Tabela 4.2 – Resistência ao cisalhamento de interface.

Tipo de solo	Ângulo de atrito (°)
argila siltosa	5,2
areia siltosa	4,9
areia média a grossa	7,6

A Figura 4.18 mostra uma grande trinca transversal que se desenvolveu no protótipo 7, paralela à face da estrutura. A forma dessa trinca fornece evidências da pequena resistência lateral entre o solo e a estrutura de madeira. Em vista disso, a suposição de deformação plana pôde ser assumida.

Figura 4.18 – Trinca paralela à face do muro.

4.5 CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS

4.5.1 Ensaios de caracterização

Três solos diferentes, dois coesivos e um granular, foram utilizados nesse programa de pesquisa. Os três solos foram ensaiados em laboratório para se obterem os

dados necessários para serem utilizados tanto na fase de projeto, como também na análise dos resultados dos protótipos. A Figura 4.19 apresenta a curva granulométrica dos três solos utilizados nesse projeto, segundo a NBR 7181.

Figura 4.19 – Curva Granulométrica dos solos utilizados.

De acordo com o Sistema de Classificação Unificado dos Solos (ASTM D 2487), os solos foram classificados como argila pouco plástica com areia (CL), areia siltosa (SM) e areia média a fina (SP). A classificação granulométrica, descrita pela ABTN 6502, classifica o solo CL como uma argila siltosa, o solo SM como uma areia siltosa, e o solo SP como uma areia média a fina.

Os solos também foram classificados segundo a Metodologia MCT (NOGAMI & VILLIBOR, 1981), descrita pelas normas DNER-ME 258/94 e DNER-ME 256/94. Segundo essa classificação, o solo CL é uma areia argilosa laterítica, enquanto que o solo SM é um solo arenoso não laterítico.

A Tabela 4.3 apresenta as classificações dos três solos utilizados nesta pesquisa, segundo as diferentes metodologias utilizadas.

Tabela 4.3 – Classificação dos solos segundo metodologias diferentes.

Classificação dos Solos				
Solo	Local	Granulométrica	Unificada	MCT
1	São Pedro	areia média a grossa	areia média a fina (SP)	—
2	Hortolândia	areia siltosa	areia siltosa (SM)	solo arenoso não laterítico
3	Nova Odessa	argila siltosa	argila pouco plástica com areia (CL)	areia argilosa laterítica

Os limites de Atterberg dos solos foram determinados segundo a NBR 6459 (limite de liquidez) e a NBR 9180 (limite de plasticidade). Os resultados desses ensaios estão apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Limites de Atterberg para os solos coesivos.

Tipo de solo	Limite de liquidez	Limite de plasticidade	Índice de plasticidade
areia siltosa	17%	15%	2
argila siltosa	41%	31%	10

A determinação da massa específica dos sólidos foi realizada de acordo com a NBR 6508/84. A Tabela 4.5 apresenta os resultados desses ensaios.

Os índices de vazios máximo e mínimo para o solo arenoso foram obtidos por meio de ensaios de laboratório segundo a NBR 12004 e NBR 12051, respectivamente. Foi utilizada, na construção dos protótipos uma densidade relativa igual a 80%, resultando em um índice de vazios igual a 0,51. A Tabela 4.6 apresenta os resultados do ensaio de compactação da areia.

Tabela 4.5 – Massa específica dos sólidos.

Tipo de solo	Massa específica dos sólidos (g/cm^3)
argila siltosa	2,84
areia siltosa	2,68
areia média a grossa	2,67

Tabela 4.6 – Resultados dos ensaios de compactação da areia.

$e_{\text{máx}}$	$e_{\text{mín}}$	CR = 80%
0,70	0,46	$e = 0,51$

Foram realizados ensaios de compactação utilizando a energia normal de Proctor, de acordo com as normas NBR 6457 e NBR 7182. A Figura 4.20a apresenta a curva e os parâmetros ótimos de compactação para a areia siltosa, enquanto a Figura 4.20b apresenta esses resultados para a argila siltosa.

Figura 4.20 – Curvas de compactação dos solos coesivos.

4.5.2 Ensaios de resistência ao cisalhamento

Foram realizados ensaios triaxiais e de cisalhamento direto para se obterem os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos. A seguir serão apresentados os resultados dos ensaios para cada tipo de solo.

a) Areia média a grossa

A Figura 4.21a mostra as curvas do ensaio triaxial realizados com o solo arenoso, enquanto a Figura 4.21b apresenta as curvas dos ensaios de cisalhamento direto. Analisando a Figura 4.21, percebe-se certa dificuldade em definir o pico de resistência para cada ensaio realizado, dificultando se obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento. Com isso, foi traçado um gráfico, conforme apresentado na Figura 4.22, em que é possível ver o desenvolvimento da resistência ao cisalhamento para cada deformação dos ensaios.

Verifica-se, para o ensaio triaxial, que o pico da resistência de atrito foi atingido para uma deformação de 2%, obtendo um comportamento constante após esse valor. Em relação à coesão, o pico ocorreu na deformação igual a 0,5%, apresentando um decréscimo após esse instante, até atingir um equilíbrio após 2%. Admitindo 2% como o local da resistência de pico, os parâmetros de resistência ao cisalhamento para essa deformação serão iguais a 32° para o ângulo de atrito interno e 16 kPa para a coesão.

Com relação à variação da resistência ao cisalhamento com o deslocamento (Figura 4.22), para o ensaio de cisalhamento direto, os resultados apresentaram certa flutuação, porém com certa tendência de estabilização do ângulo de atrito para deslocamentos maiores que 4 mm, atingindo valores próximos a 34° . Com relação à coesão, esta atinge um valor de pico perto de um deslocamento igual a 1,25 mm, apresentando, em seguida, um decréscimo bastante acentuado, com uma tendência de se anular quando o solo passar a se mover com volume constante.

Os ensaios de cisalhamento direto e triaxiais foram realizados utilizando-se a umidade de campo (5,2%), para se estudar o efeito da coesão aparente sobre os parâmetros de resistência do solo. Em ambos os ensaios, a coesão atingiu um valor de pico bem alto para uma areia, próximo de 27 kPa. Porém, como esperado, a coesão obtida no ensaio de cisalhamento direto anulou-se quando o corpo de prova atingiu a

fase de cisalhamento em volume constante, enquanto que a coesão obtida no ensaio triaxial manteve um valor constante igual a 15 kPa.

Figura 4.21 – Ensaio de resistência ao cisalhamento com a areia.

Figura 4.22 – Variação da resistência ao cisalhamento.

Como as curvas obtidas pelos ensaios de resistência ao cisalhamento não forneceram um pico bem definido, serão adotados, como parâmetros para projeto e para análises dos resultados, os valores obtidos nos ensaios triaxiais para a deformação igual a 2%, ou seja, 32° para o ângulo de atrito e 15 kPa para a coesão. Quando nas análises se considerar o material de aterro seco ou saturado, a coesão do solo será considerada igual a zero.

b) Areia siltosa

A Figura 4.23 mostra as curvas dos ensaios triaxiais realizados com a areia siltosa. Pelo gráfico é possível ver que o material rompe segundo um comportamento plástico com endurecimento, uma vez que a tensão desviatória ($\sigma_1 - \sigma_3$) permanece crescendo com o aumento da deformação. Para se ter uma melhor visão de como o solo está se comportando, foi traçado um gráfico, Figura 4.24, em que se mostram as variações do ângulo de atrito e da coesão com as deformações axiais.

Figura 4.23 – Ensaio triaxial com a areia siltosa.

Da Figura 4.24, é possível notar que o ângulo de atrito cresce até 5% de deformação e depois se mantém constante com a deformação do corpo de prova. A

coesão do solo apresenta um crescimento muito rápido até 1%, mantendo-se constante com pequenas flutuações com a deformação. Como uma forma de uniformidade para os três solos utilizados, serão adotados os valores obtidos para 2% de deformação, da mesma forma que foi utilizado para o solo arenoso. Com isso, os valores a serem utilizados serão 27° para o ângulo de atrito e 55 kPa para a coesão.

Figura 4.24 – Variação da resistência ao cisalhamento para a areia siltosa.

c) Argila siltosa

A Figura 4.25 apresenta as curvas do ensaio triaxial realizado com a argila arenosa, enquanto a Figura 4.26 apresenta a variação dos parâmetros da resistência com a deformação. Da mesma forma que aconteceu com a areia siltosa, a argila siltosa também apresentou um crescimento da coesão muito rápido até 1%, atingindo 74 kPa, e logo após certa queda até 4% de deformação, mantendo-se praticamente constante com pequenas variações após 4%, com um valor médio de 55 kPa.

Com relação ao ângulo de atrito, nota-se um crescimento até 10% de deformação, alcançando um valor igual a 26° e, a partir daí, manteve-se constante. Como já foi mencionado anteriormente, nas análises dos resultados dos protótipos, serão utilizados os valores obtidos para 2% de deformação. Com isso, o ângulo de atrito

será de 13° e a coesão de 68 kPa. A Tabela 4.7 apresenta um resumo com os parâmetros de resistência ao cisalhamento para cada solo ensaiado.

Figura 4.25 – Ensaio triaxial com a argila siltosa.

Figura 4.26 – Variação da resistência ao cisalhamento para a argila siltosa.

Tabela 4.7 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos ensaiados.

Tipo de solo	deformação			
	2% de deformação		deformação residual	
	ϕ	c	ϕ	c
areia média a grossa	32°	15 kPa	32°	15 kPa
areia siltosa	27°	55 kPa	30°	55 kPa
argila siltosa	13°	68 kPa	27°	54 kPa

4.6 CARACTERÍSTICAS DOS GEOSSINTÉTICOS

Foram utilizados, na execução dos protótipos, geotêxteis tecidos e não tecidos, fabricados pelas empresas Propex e Ober S/A, respectivamente. Além do método de fabricação dos geotêxteis, foram utilizados três diferentes tipos de geotêxteis não tecidos, variando-se os polímeros, a gramatura e a resistência à tração. A Figura 4.27 mostra uma foto dos geossintéticos utilizados no projeto, prontos para serem utilizados.

Figura 4.27 – Geotêxteis utilizados no projeto.

4.6.1 Ensaios de Gramatura e Espessura

A Tabela 4.8 apresenta os resultados dos ensaios de gramatura e espessura de cada geotêxtil utilizado na pesquisa. Os ensaios de gramatura foram realizados de acordo com a NBR 12568 e os de espessura segundo a NBR 12569.

Tabela 4.8 – Resultados dos ensaios de gramatura e espessura.

tipo de geotêxtil	Gramatura (g/m ²)	coeficiente de variação c _v (%)	espessura (mm)	coeficiente de variação c _v (%)
Propex 10x50 – PP (tecido)	204,4	1,20	1,26	9,51
G150 – PP (não tecido)	175,0	8,32	2,04	6,65
G200 – PET (não tecido)	166,3	5,15	2,66	4,21
G250 – PP (não tecido)	251,4	8,82	2,35	8,44

4.6.2 Ensaios de resistência à tração

Foram realizados ensaios de tração de faixa larga nos geotêxteis, segundo a NBR 12824. A Tabela 4.9 apresenta os resultados dos ensaios de tração longitudinal, enquanto a Tabela 4.10 apresenta os resultados dos ensaios de tração transversal.

4.6.3 Dano Mecânico

Após desmanchar os muros 1 e 2 para a construção dos muros 7 e 8, foram retiradas amostras dos geotêxteis, do interior do solo, para avaliação dos danos mecânicos, e amostras da face que ficaram expostas ao sol por aproximadamente 200 dias, para se analisar a degradação de UV.

Os ensaios foram realizados com o geotêxtil não tecido de poliéster com gramatura de 200g/m². A Tabela 4.11 apresenta os resultados obtidos para o sentido

longitudinal, enquanto a Tabela 4.12 apresenta os resultados para o sentido transversal. As curvas força x deslocamento resultantes dos ensaios são apresentadas no Anexo 12.1.

Tabela 4.9 – Resultados dos ensaios de resistência à tração longitudinal.

tipo de geotêxtil	resistência à tração T_{ult} (kN/m)	deformação na ruptura ϵ_r (%)	coeficiente de variação c_v (%)	
			resistência (T)	deformação (ϵ)
Propex 10x50 – PP	54,24	27,75	3,91	10,73
G150 – PP	6,28	71,40	6,45	7,29
G200 – PET	4,62	94,71	14,34	9,83
G250 – PP	8,83	69,43	23,68	2,30

Tabela 4.10 – Resultados dos ensaios de resistência à tração transversal.

tipo de geotêxtil	resistência à tração T_{ult} (kN/m)	deformação na ruptura ϵ_r (%)	coeficiente de variação c_v (%)	
			resistência (T)	deformação (ϵ)
Propex 10x50 – PP	13,94	22,67	3,88	10,00
G150 – PP	10,01	65,68	12,91	9,35
G200 – PET	8,12	95,85	10,42	3,57
G250 – PP	16,68	49,36	9,78	5,70

A partir dos resultados pode-se perceber que houve um enrijecimento do geotêxtil, diminuindo a deformação na ruptura. Além disso, ocorreu uma queda na resistência à tração do geotêxtil para as amostras que ficaram expostas ao sol durante 200 dias.

Com relação aos valores dos coeficientes de variação obtidos pelos ensaios de tração não confinada, realizados no sentido longitudinal de fábrica, os ensaios de tração

não revelaram mudanças significativas nesses resultados, apesar das mudanças na resistência à tração e na deformação na ruptura.

Para as amostras ensaiadas no sentido transversal de fábrica, sentido esse em que o reforço foi submetido na construção do protótipo, essas apresentaram uma redução no coeficiente de variação com relação aos resultados obtidos para o dano de instalação, para as amostras retiradas no interior do maciço.

Porém, um acréscimo considerável ocorreu no coeficiente de variação, tanto para a resistência à tração quanto para a deformação na ruptura, para as amostras expostas à ação dos raios UV.

Tabela 4.11 – Resultados dos ensaios de resistência à tração no sentido longitudinal.

Tipo de amostra	Resistência à tração T_{ult} (kN/m)	Deformação na ruptura ϵ_r (%)	Coeficiente de variação c_v (%)	
			Resistência (T)	Deformação (ϵ)
Virgem	4,621	94,71	14,34	9,826
Interior do maciço	4,922	56,16	12,70	10,67
Exposta ao sol	2,591	33,78	12,29	14,05

Tabela 4.12 – Resultados dos ensaios de resistência à tração no sentido transversal.

Tipo de amostra	Resistência à tração T_{ult} (kN/m)	Deformação na ruptura ϵ_r (%)	Coeficiente de variação c_v (%)	
			Resistência (T)	Deformação (ϵ)
Virgem	8,116	95,85	10,42	3,568
Interior do maciço	7,953	54,74	8,255	15,64
Exposta ao sol	5,096	31,68	20,89	10,34

4.6.4 Ensaios de Fluência

Foram realizados ensaios de fluência não confinada com os geotêxteis não tecidos na direção de carregamento a que foram submetidos no campo. As Figuras 4.28, 4.29 e 4.30 apresentam os resultados dos ensaios de fluência para os geotêxteis G150, G200 e G250, respectivamente, incluindo as curvas de deformação com o tempo e as suas isócronas.

Figura 4.28 – Ensaios de fluência do geotêxtil G150 (PP).

Figura 4.29 – Ensaios de fluência do geotêxtil G200 (PET).

Figura 4.30 – Ensaio de fluência do geotêxtil G250 (PP).

Para averiguar a influência da carga aplicada nas deformações ao longo do tempo, procedeu-se a um ajuste das curvas (deformação (%) x tempo (log)) utilizando-se a seguinte função logarítmica $\varepsilon(\%) = a + b \cdot \log(t)$, em que a e b são constantes, ε é a deformação e t é o tempo em horas.

O coeficiente angular da reta gerada pelo ajuste dos dados serviu de parâmetro para quantificar a susceptibilidade à fluência dos geotêxteis. Os valores de b (coeficiente angular) demonstram a dependência com a carga aplicada, denotando a relação crescente entre o nível de carregamento e as deformações ao longo do tempo. A Tabela 4.13 apresenta os resultados ajustados para a função acima.

Para o geotêxtil G200/PET, não houve aumento significativo de b com o aumento das cargas. Com relação aos geotêxteis fabricados a partir de fibras de polipropileno, G150 (PP) e G250 (PP), observou-se um aumento significativo de b quando a carga aplicada passou de 30% para 50%.

Pode-se observar também da Tabela 4.13 que os geotêxteis de polipropileno apresentam coeficientes angulares consideravelmente maiores que o geotêxtil de poliéster em todas as cargas. Essa diferença no comportamento quanto à fluência é ainda maior quando as cargas atingem 50%.

Isso vem a corroborar com informações disponíveis na literatura em que geotêxteis fabricados com fibras de poliéster apresentam um comportamento de fluência mais reduzido do que os de polipropileno, fato importante quando se objetiva utilizá-lo como reforço.

Tabela 4.13 – Resultados ajustados para a função logarítmica.

Geotêxtil	Carga aplicada	Deformação total (%)	a	b	R ²
G 150-PP	10%	18,72	14,37	1,51	0,984
	30%	34,25	28,78	1,89	0,989
	50%	62,36	43,69	4,97	0,952
G 200-PET	10%	15,16	13,05	0,66	0,981
	20%	23,41	21,08	0,81	0,977
	30%	33,59	31,10	0,86	0,984
	50%	48,50	45,43	1,00	0,983
G 250-PP	10%	24,66	18,38	1,78	0,886
	30%	34,59	25,93	2,57	0,954
	50%	57,58	37,98	5,24	0,931

4.7 INSTRUMENTAÇÃO

Três medidas de deslocamento dos muros foram avaliadas durante e após a construção pela instrumentação, quais sejam, medidores de deslocamento da face, extensômetros magnéticos verticais e medidores de deslocamentos horizontais dos reforços (*tell tails*), conforme ilustrado pela Figura 4.31. Os detalhes da instrumentação encontram-se a seguir.

Figura 4.31 – Instrumentação do protótipo.

4.7.1 Medidores de deslocamento da face

Foram utilizados dois sistemas diferentes para se medir os deslocamentos da face. Nos muros 1 e 2, os deslocamentos da face foram acompanhados ao longo do tempo, medindo-se a distância de pontos localizados no centro de cada camada, até um paramento fixo, por meio de uma régua graduada com nível. A resolução dessa medida atingiu 1 mm. A Figura 4.32 apresenta o esquema do sistema utilizado.

Nos muros restantes, as leituras foram realizadas pela topografia, utilizando-se uma estação total. A Figura 4.33 apresenta fotos dessa medição.

Figura 4.32 – Sistema para acompanhar o deslocamento da face.

Figura 4.33 – Medição dos deslocamentos da face utilizando equipamentos de topografia.

4.7.2 Extensômetros magnéticos verticais

Foram utilizados medidores magnéticos de recalques, projetados e construídos em laboratório, para se medirem os deslocamentos verticais do maciço de solo reforçado. Esse sistema de medida constitui-se em placas magnéticas acopladas em tubos de PVC. Estas placas são quadradas com 20 cm de lado e feitas também de PVC. Sobre cada uma delas apoia-se um ímã, formando um transdutor magnético.

As leituras dos deslocamentos são efetuadas introduzindo-se, no tubo de PVC, uma haste de alumínio graduada que possui um “reed switch” na ponta. Ao se aproximar do ímã, fecha-se um circuito elétrico que aciona o indicador sonoro de um multímetro ligado ao sensor. O indicador sonoro é acionado quando a ponta da haste entra no campo magnético do ímã. As leituras foram realizadas quando o indicador sonoro parava de apitar exatamente na parte superior e inferior do ímã. Nesses pontos, eram realizadas as leituras com a utilização da haste graduada. O ponto exato em que se encontra o ímã é a média entre as duas leituras. A resolução desse sistema de leitura é de 1 mm. A Figura 4.34 apresenta um esquema desta instrumentação.

Figura 4.34 – Extensômetro magnético utilizado.

4.7.3 Medidor de Deslocamento horizontal dos reforços

As deformações internas dos geotêxteis foram obtidas por meio de *tell tails* (Figura 4.35). Esse dispositivo de medição consiste em fios inextensíveis de aço inoxidável de 0,35 mm de diâmetro, encapsulados por mangueiras de nylon, com uma extremidade livre (Figura 4.36) e a outra fixa em um ponto de leitura fixo ao longo do comprimento do geotêxtil. A extremidade livre é composta por pesos de 500g de aço trefilado, cobertos por uma camada de tinta anti-oxidante.

Figura 4.35 – Esquema de uma manta instrumentada com *tell tails*.

Figura 4.36 – Extremidade livre do *tell tail*.

Os deslocamentos das extremidades livres dos fios, situadas em um poço aberto atrás do muro, foram acompanhados ao longo do tempo. O registro dos deslocamentos foi feito com um paquímetro digital. A resolução de todo o sistema foi igual a 1 mm. A partir dos valores de deslocamentos de pontos contíguos e da distância conhecida entre eles, foi possível obter a deformação média entre esses dois pontos. Além disso, foi possível acompanhar os deslocamentos da face pelos pontos presentes mais perto da face.

Capítulo 5

ANÁLISE DO PROTÓTIPO 1 SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados do protótipo 1, construído com geotêxtil não tecido agulhado de poliéster e com o solo 1 (areia média a grossa). Como existe um volume muito grande de dados para cada protótipo construído, este capítulo, além de mostrar os resultados do protótipo 1, apresentará, em detalhes, a metodologia de análise utilizada, que será comum às estruturas restantes.

O protótipo 1 foi construído em um período de baixa precipitação, porém logo após um período de grandes chuvas, o que resultou em um solo de fundação com alta umidade e, conseqüentemente, baixa capacidade de suporte, conforme foi mostrado pelos ensaios de SPT apresentados na Figura 4.6 do Capítulo 4. Em vista disso, decidiu-se construir uma ficha com a mesma areia utilizada na confecção do protótipo, com 0,5 m de profundidade, para aumentar a capacidade de carga do solo de fundação. A Figura 5.1 apresenta uma foto do Protótipo 1.

O método de cálculo utilizado para dimensionar esse protótipo foi o descrito por Mitchell & Villet (1987), admitindo um mecanismo de ruptura linear passando pelo pé da estrutura e formando com a horizontal um ângulo igual a $45^\circ + \phi/2$. Esse muro foi projetado com todos os fatores de redução iguais a 1,0, utilizando os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em condição saturada, reduzindo assim a coesão aparente à zero.

Como resultado, a geometria adotada para a estrutura implicou um espaçamento constante de 0,4 m, com um comprimento de reforço igual a 3,0 m, e um comprimento de envelopamento igual a 1,0 m. A Figura 5.2 apresenta detalhes da instrumentação e a da sua geometria.

Figura 5.1 – Vista frontal do protótipo 1.

Figura 5.2 – Geometria adotada na construção do protótipo 1.

5.2 RESULTADOS DE DESLOCAMENTO DOS *TELL TAILS*

Os resultados dos deslocamentos internos do maciço reforçado, registrados pelos extensômetros horizontais (*tell tails*), estão apresentados na Figura 5.3. Após uma rigorosa interpretação dos dados, percebeu-se que a estrutura de madeira do poço, em que foram instalados os extensômetros, apresentou uma movimentação bem pequena. Para os reforços relativamente mais rígidos, com deslocamentos bem pequenos, essa movimentação do poço poderia afetar os resultados de deformação dos reforços. Em vista disso, adotou-se, como referência, o *tell tail* mais afastado, relativo à face da estrutura e, com isso, conseguiu-se reduzir a variação causada pela movimentação das paredes do poço de instrumentação a valores muito pequenos. Com isso, se algum deslocamento ocorresse na barra de instrumentação, instalada no poço, esta se movimentaria igualmente para todos os pesos dos *tell tails*, eliminando os deslocamentos da estrutura de madeira do poço. A Figura 5.3 apresenta os resultados de deslocamento de cada ponto de *tell tail* instalado no protótipo.

Os deslocamentos, em geral, foram muito pequenos, atingindo valores máximos iguais a 13 mm para a camada instalada a 2,0 m de altura. Para as elevações restantes, esses deslocamentos não ultrapassaram, em nenhum ponto, 10 mm. Além disso, foi visível uma tendência maior dos deslocamentos para os *tell tails* mais próximos da face.

Mesmo pequenos, os deslocamentos aumentaram com o tempo, principalmente para as últimas leituras. Esse aumento dos deslocamentos para as últimas leituras foi, principalmente, devido ao fato de que a estrutura passou por um período de fortes chuvas de verão, acarretando um acréscimo na umidade do solo, e possivelmente perda da coesão aparente e aumento do peso específico do solo, causando com isso um acréscimo nas forças de tração nos reforços.

Duzentos dias aproximadamente após o término da construção, o protótipo teve que ser desmanchado para dar lugar a uma outra estrutura experimental (muro 7), limitando a interpretação dos deslocamentos em longo prazo para um período superior a esse tempo de leituras.

Para facilitar as interpretações desses resultados, os extensômetros foram alinhados como se fossem pontos de leitura de inclinômetros. A Figura 5.4 mostra um esquema de distribuição dos deslocamentos, utilizando os mesmos pontos apresentados

na Figura 5.3, porém de uma forma mais visível de se visualizar de como o maciço reforçado está se movimentando em direção à face.

Figura 5.3 – Deslocamentos indicados pelos *tell tails*.

Figura 5.4 – Extensômetros alinhados como inclinômetros.

Como esperado, grande parte dos deslocamentos se desenvolveu perto da face da estrutura. Isso pode ser mais bem visualizado pela Figura 5.4, em que é possível ver que o protótipo apresentou os maiores deslocamentos a 2,0 m de altura, atingindo valores da ordem de 13 mm junto à face. Na segunda linha de *tell tails*, distante 0,5 m da face, ainda é possível ver uma tendência de movimentação similar, com os deslocamentos maiores ocorrendo à cota de 2,0 m, apresentando valores de deslocamentos máximos não superiores a 6 mm.

Nas duas linhas de deslocamento mais próximas da face, os deslocamentos diminuem pronunciadamente em direção à base e ao topo da estrutura, atingindo valores quase nulos nessas elevações. No terceiro alinhamento dos extensômetros, distante 1,0 m da face, percebe-se uma acentuada diminuição dos deslocamentos, em que o valor máximo à meia altura da estrutura não ultrapassou 2 mm. Com relação aos deslocamentos dos alinhamentos restantes, as leituras foram desprezíveis.

Por esses resultados, é possível perceber que a superfície potencial de ruptura, nesse caso, encontra-se bem próxima à face, não ultrapassando valores muito maiores que 0,5 m de distância da face da estrutura.

5.3 DESLOCAMENTO DA FACE

Os deslocamentos da face foram acompanhados ao longo do tempo por duas medidas distintas, uma externa e outra interna. A externa foi obtida medindo-se a distância de pontos localizados na face, no centro de cada camada, até um paramento fixo, utilizando uma régua graduada com nível, com uma resolução igual a 1 mm. Outra alternativa empregada em outros protótipos, para a realização de leituras externas, foi a utilização de estações de topografia, em vez da utilização do paramento fixo.

As leituras internas foram realizadas a partir da utilização dos *tell tails* situados próximos da face. Os resultados obtidos pelos procedimentos empregados forneceram resultados bem diferentes entre si, pois o primeiro método foi influenciado pelo embarrigamento das camadas de reforço, ainda mais acentuado nas estruturas que utilizaram solos puramente granulares.

As medidas com *tell tails*, por outro lado, representaram uma forma mais correta, sem a influência de agentes externos que pudessem influenciar no comportamento da estrutura. A Figura 5.5 compara as medições feitas, com leituras realizadas logo ao fim da construção e aproximadamente 200 dias após o seu término.

Figura 5.5 – Leituras de deslocamentos da face utilizando dois métodos distintos.

Os resultados obtidos por uma referência externa apresentaram valores superiores, atingindo aproximadamente 65 mm, com o máximo a aproximadamente $\frac{1}{4}$ da altura da estrutura. Com relação aos pontos medidos internamente, por meio dos extensômetros horizontais, fica claro que os maiores deslocamentos foram observados à meia altura da estrutura e, da mesma forma que aconteceu com as leituras realizadas por uma referência externa, houve uma queda acentuada para os valores medidos no pé e no topo da estrutura.

Segundo Lambe & Whitman (1979), para uma areia densa, uma estrutura necessita deformar aproximadamente 0,1% de sua altura para entrar em um estado ativo de tensões, ou seja, para a estrutura construída com 4,0 m de altura, seria necessário um deslocamento de somente 4 mm para fazer com que a estrutura alcançasse um estado ativo de tensões.

A leitura com paramento externo passa com folga sobre esse limite, pois apresentou deslocamentos máximos iguais a 13 mm no fim da construção. Com relação aos deslocamentos medidos pelos *tell tails*, esses apresentaram deslocamentos máximos, no meio da altura da estrutura, próximos de 5 mm ao fim da construção (evidenciando um estado K_a), mas caem para valores da ordem de 2 mm no topo e na base do protótipo (evidenciando um estado próximo ou entre K_a e K_o). Após a construção, esses deslocamentos aumentaram intensamente, atingindo valores muito maiores que esse valor limite, entrando em um estado constante de K_a .

Com isso, verifica-se a utilização do coeficiente de empuxo no estado ativo (K_a) no dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxteis e um solo puramente granular como material de aterro. Pela utilização desse parâmetro na etapa de projeto, consegue-se ter uma maior economia na escolha do tipo de reforço, uma vez que as cargas de tração nos geossintéticos serão relativamente menores.

Com o objetivo de se analisar a taxa de deslocamentos da face pós-construção, a Figura 5.6 apresenta os resultados dos deslocamentos medidos com os *tell tails* para diferentes períodos, desde o fim da construção, até 203 dias após a conclusão da fase construtiva, sendo que a Figura 5.6a refere-se aos valores totais das medições dos deslocamentos, e a Figura 5.6b refere-se aos resultados admitindo o fim da construção como referência, para se analisar o comportamento pós-construtivo.

Não houve uma diferença significativa entre os dois gráficos apresentados pela Figura 5.6 e, como já visto anteriormente nos resultados de movimentação interna do

maciço reforçado, percebe-se a grande tendência de deslocamentos próxima à meia altura da estrutura (2,0 m). Essa tendência é consistente com os resultados obtidos por Zornberg et al. (1998), que mostraram que as máximas movimentações em taludes íngremes ocorrem na altura média das estruturas.

Figura 5.6 – Resultados dos deslocamentos da face medidos pelos *tell tails*.

5.4 CÁLCULO DE DEFORMAÇÃO DOS REFORÇOS

As deformações dos reforços foram calculadas a partir da distância relativa entre dois pontos consecutivos de *tell tails*, encontrando-se um valor médio para cada segmento de 50 cm. Porém, esse procedimento apresenta, como limitação, uma incerteza quanto à localização exata da superfície potencial de ruptura, em vista de não fornecer com precisão o local exato da deformação dos reforços ao longo dos 50 cm situados entre dois pontos de medida.

A Figura 5.7 apresenta as deformações dos reforços calculadas diretamente utilizando esse procedimento. Como podem ser vistas, as deformações foram sempre

maiores localizadas a uma distância igual a 0,25 m da face. A exceção foi a camada instrumentada da elevação 5 (3,6 m) que, devido às baixíssimas deformações, não mostrou um comportamento bem definido, apresentando pequenas variações ao longo de seu comprimento devido à precisão da instrumentação.

As maiores deformações ocorreram na elevação 3 (2,0 m), com valores iguais a 0,8% para o fim da construção e 1,3% após 203 dias. A elevação 4 (2,8 m) apresentou para o fim da construção 0,5% de deformação, e 0,8% após 203 dias. As outras elevações, com exceção da elevação 5, apresentaram resultados intermediários, com suas deformações máximas próximas de 0,5%.

O local exato das deformações máximas, como discutido anteriormente, é uma das incertezas desse método de instrumentação. Como por exemplo, as elevações 3 e 4 não apresentaram picos bem definidos, com o local de máxima deformação podendo estar em qualquer lugar ao longo desse trecho de 0,5 m, entre os dois pontos instrumentados mais próximos da face.

A Figura 5.8 apresenta a distribuição das deformações a partir dos resultados dos gráficos de deformação da Figura 5.7, porém utilizando-se a mesma escala, para todas as camadas instrumentadas, juntamente com a superfície potencial de ruptura que une os pontos de máxima deformação.

Observa-se que a superfície potencial de ruptura se encontra muito próxima da face, a 0,25 m de distância, em média. Pela Figura 5.8, verifica-se que, provavelmente, esteja ocorrendo uma movimentação principalmente devido aos deslocamentos localizados da face, para cada camada de reforço, pois após a remoção das fôrmas construtivas, ocorreu um rearranjo e uma acomodação das partículas de solo, resultando nesta deformação no reforço, com valores variando entre 0,5 a 1,0%.

Esse fenômeno torna-se ainda mais acentuado para esse muro, construído com um solo puramente granular. Como poderá ser visto nos próximos capítulos, esta movimentação perto da face foi muito menor para os protótipos construídos com solos coesivos e/ou geotêxteis tecidos.

Entretanto, sem uma análise mais detalhada que permita investigar a real posição do mecanismo de ruptura, não é adequado inferir uma conclusão definitiva. Com isso, com o objetivo de se obterem as curvas de deformação mais suavizadas dos reforços, foi utilizado um ajuste dos dados com a utilização de curvas sigmóides.

Figura 5.7 – Deformações dos reforços calculadas diretamente.

Figura 5.8 – Superfície potencial de ruptura obtida pelas deformações calculadas diretamente.

Nesse método, a face é admitida como referência e, a partir da distância relativa de cada ponto com relação à face da estrutura, é realizado o ajuste dos pontos em uma curva sigmóide. Dessa curva, obtém-se a equação de ajuste e, a partir da derivada dessa equação, é possível obter uma curva que aproxima os resultados de deformação. As principais características da função sigmóide estão mostradas na Figura 5.9.

Alguns autores já vêm utilizando esse método com sucesso. Zornberg (1994) utilizou esse método de ajuste para avaliar as movimentações de uma estrutura instrumentada no estado americano de Idaho. Zornberg & Arriaga (2003) empregaram as sigmóides em resultados de um ensaio de centrífuga, para mostrarem as distribuições de deslocamento e deformação nas camadas de reforço.

Utilizando esse procedimento, é possível se obterem os valores de deformação máximos em cada reforço e a sua respectiva localização, mesmo para deslocamentos muito pequenos, como é o caso da estrutura em questão. A expressão utilizada para

ajustar os deslocamentos dos extensômetros é uma curva sigmóide definida pela Equação 5.1.

Figura 5.9 – Características da função sigmóide.

$$d = \frac{1}{a + be^{-cx}} \quad (5.1)$$

em que d é o deslocamento de cada ponto relativo à face, x é a distância entre cada ponto e a sua respectiva referência, e é a base natural logarítmica e a , b e c são parâmetros de ajuste.

Os parâmetros de ajuste são utilizados para determinar analiticamente o valor de pico da deformação e a sua localização em relação à face do talude, para cada camada de reforço. As expressões para o valor da máxima deformação e a sua respectiva localização estão apresentadas nas Equações 5.2 e 5.3.

$$\varepsilon_{\max} = \frac{c}{4a} \quad (5.2)$$

$$x_{\max} = \frac{1}{c} \ln\left(\frac{b}{a}\right) \quad (5.3)$$

em que ε_{max} é a magnitude do pico de deformação em cada reforço e x_{max} é a sua respectiva localização, medida com relação à face do talude.

As análises foram processadas utilizando o programa Deltagraph, versão 4. A Figura 5.10 apresenta os deslocamentos relativos dos geotêxteis obtidos para as elevações 1, 2, 3, 4 e 5, respectivamente, juntamente com as curvas sobrepostas suavizadas definidas pelo ajuste dos dados.

Os pontos sólidos representam os pontos medidos pelos *tell tails*, enquanto as linhas representam o ajuste dos dados. Apesar de certa flutuação nos resultados, principalmente para a elevação 2, os cálculos realizados utilizando os deslocamentos relativos obtidos pelos extensômetros forneceram uma tendência similar aos dados medidos.

Após o ajuste dos dados com o uso das equações sigmóides, foi realizado o cálculo da derivada de cada equação e encontrada a função que mais se aproximasse com os dados de deformação para cada reforço. A Figura 5.11 apresenta a distribuição das deformações nas cinco diferentes camadas de geotêxtil instrumentadas, obtidas com as leituras dos extensômetros feitas em diferentes estágios após a construção.

Como esperado, em cada nível de reforço as tensões de tração cresceram progressivamente da face da estrutura para um valor máximo e depois diminuíram até zero na extremidade do reforço mais afastada da face. Se essas curvas de deformação, apresentadas na Figura 5.11, forem plotadas, utilizando a mesma escala, em um mesmo gráfico, obtém-se um gráfico como o da Figura 5.12.

Confirmando os resultados do gráfico da Figura 5.8, a superfície potencial de ruptura se encontrou muito próxima à face, não excedendo mais do que 50 cm em quase todo o seu comprimento. Porém, a superfície se desenvolveu mais para dentro do maciço reforçado, apresentando uma forma espiral logarítmica.

Com relação ao comprimento de ancoragem, verifica-se que em todas as camadas instrumentadas, o comprimento de ancoragem mobilizado dista aproximadamente 1,0 m do pico de deformação. Este valor de 1,0 m é o valor mínimo recomendado por Mitchell & Villet (1987). Ao contrário da superfície potencial de ruptura observada no protótipo 1, igual a uma espiral logarítmica, Mitchell & Villet (1987) admitem um mecanismo de ruptura linear passando pelo pé da estrutura e formando com a horizontal um ângulo igual a $45^\circ + \phi/2$, o que acarreta, indiretamente, um maior comprimento necessário para garantir a ancoragem.

Figura 5.10 – Ajuste dos deslocamentos com o uso da função sigmóide.

Figura 5.11 – Curvas de deformação obtidas com o uso da função sigmóide.

Figura 5.12 – Superfícies de ruptura obtidas pelos gráficos de deformação.

Com isso, mesmo com mecanismos de ruptura distintos, os resultados obtidos para o protótipo 1, com relação ao comprimento de ancoragem necessário, se equivalem com o proposto por Mitchell & Villet (1987).

A Figura 5.13 apresenta o desenvolvimento das deformações com o tempo, obtidas por valores calculados diretamente e obtidas pelas curvas sigmóides, plotadas em uma escala logarítmica. No mesmo gráfico foram plotados, no segundo eixo, os resultados da precipitação durante todo esse período, para investigar o comportamento do maciço reforçado submetido a diferentes condições de umidade e, conseqüentemente, à resistência ao cisalhamento do solo.

Como pode ser visto por esta figura, a taxa de deformação com o tempo aumentou após o início do período chuvoso. Esse fenômeno é provavelmente devido à ação das chuvas que, além de provocar um aumento no peso específico do solo, pode gerar um decréscimo na sucção, reduzindo a coesão aparente apresentada nos períodos de estiagem, e com isso acarretar a diminuição da resistência ao cisalhamento, elevando as tensões nos reforços de geotêxtil.

Figura 5.13 – Variação da deformação com o tempo.

A elevação 3, por ter sido a camada que apresentou maiores deformações e que, portanto, deve estar sujeita às maiores forças de tração no reforço, foi a que sofreu variação mais marcante de deformação quando o aterro foi submetido ao processo de umedecimento, como é possível ver pela Figura 5.13.

Entretanto, as taxas de deformação são ainda muito baixas quando comparadas com o projetado. Esses baixos deslocamentos pós-construção do protótipo 1 podem ser creditados a diversos fatores, como os baixos valores de deformação dos reforços devido ao confinamento do solo, e também ao polímero utilizado na fabricação do geotêxtil (poliéster), com menor susceptibilidade à fluência.

Além de apresentar um possível aumento nos esforços de tração dos reforços, também pode ser observado um ligeiro deslocamento da superfície hipotética de ruptura para o interior do maciço, como pode ser observado pela Figura 5.12. A Figura 5.14 ilustra essa movimentação após a construção, pela plotagem da localização dos pontos de máxima deformação em uma escala logarítmica contra o tempo, em horas. A linha tracejada representa os valores calculados diretamente, com um valor constante igual a 0,25 m, pois esse foi igual para todas as camadas. Os pontos sólidos representam os resultados obtidos com o uso das curvas sigmóides. No mesmo gráfico foram plotados,

no segundo eixo, os resultados da precipitação durante todo esse período, representada pela linha cheia no gráfico.

Figura 5.14 – Localização da superfície de ruptura.

Como pode ser visto para as camadas com menores deformações, a variação foi muito pequena, apresentando para alguns reforços certa flutuação desses pontos. A elevação 5 não está apresentada no gráfico porque, devido aos seus baixos valores de deformação, apresentou uma grande discrepância para os valores da localização do valor máximo de deformação. Entretanto, para as camadas com maiores deformações (elevações 2, 3 e 4), a localização da superfície potencial de ruptura teve uma variação maior, apresentando uma movimentação relativa à face de até 15 cm para algumas camadas.

5.5 CÁLCULO DA FORÇA DOS REFORÇOS

Para estimar as cargas dos reforços do protótipo de estrutura de contenção em solo reforçado com geotêxtil, utilizou-se a metodologia desenvolvida por Allen & Bathurst (2003), denominada *K_o-Stiffness Method*. Esse método foi desenvolvido

empiricamente por análises de desempenho de casos históricos de estruturas reais instrumentadas. Os autores afirmam que essa metodologia fornece estimativas mais precisas dos esforços de tração nas inclusões e das deformações em muros de solo reforçado do que as metodologias de projeto atuais.

Entretanto, segundo os autores, a margem de segurança é mínima para levar em conta técnicas construtivas não adequadas e um baixo controle dos materiais envolvidos na construção da estrutura. Além disso, esse método é limitado para estruturas de contenção executadas com solos granulares.

T_{max} , a carga máxima em cada camada de reforço, pode ser calculada utilizando o *K_o-Stiffness Method*, conforme ilustrado pela Equação 5.4.

$$T_{max} = 0,5S_v K_o \gamma (H + S) D_{tmax} \Phi_{local} \Phi_{fb} \Phi_{fs} 0,27 \left(\frac{S_{global}}{P_a} \right)^{0,24} \quad (5.4)$$

em que,

S_v é a área tributária (assumida equivalente ao espaçamento vertical médio de reforço em cada camada quando as análises são feitas por unidade de comprimento do muro);

K_o é o coeficiente de empuxo em repouso para o aterro reforçado que, segundo os autores, pode ser determinado pela equação de Jaky, $K_o = 1 - \sin \phi$;

H é a altura vertical da face do muro;

S é a sobrecarga de solo média, sobre o topo;

D_{tmax} é um fator de distribuição empregado para estimar T_{max} para cada camada, sendo uma função da profundidade abaixo do topo da estrutura, relativo à T_{mxmx} (valor máximo de T_{max} para toda a estrutura) (Figura 5.15);

S_{global} é a rigidez global dos reforços, como definida pela Equação 5.5;

$$S_{global} = \frac{J_{ave}}{(H/n)} = \frac{\sum_{i=1}^n J_i}{H} \quad (5.5)$$

em que J_{ave} é o módulo de deformabilidade médio de todas as camadas de reforço em toda a seção do muro, J_i é o módulo de deformabilidade de uma camada de

reforço individual, H é a altura total do muro, e n é o número de camadas de reforço em toda a seção da estrutura.

Figura 5.15 – Distribuição de D_{tmax} com a profundidade abaixo do topo da estrutura.

No protótipo 1, foi utilizado o mesmo geossintético para todas as camadas e, conseqüentemente, a rigidez utilizada será igual a 13,00 kN/m. A rigidez global dos reforços (S_{global}), nesse caso, está apresentada pela Equação 5.6.

$$S_{global} = \frac{J_{ave}}{(H/n)} = \frac{\sum_{i=1}^n J_i}{H} = \frac{\sum_{i=1}^{11} J_i}{4} = \frac{13,00(10)}{4} = 32,50 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (5.6)$$

Φ_{local} é a rigidez global dos reforços, definida pela Equação 5.7.

$$\Phi_{local} = \left(\frac{S_{local}}{S_{global}} \right)^a \quad (5.7)$$

em que a é um coeficiente que também é função da rigidez. Os autores sugerem utilizar um valor de a igual a 1,0 para geossintéticos. A rigidez local (S_{local}) é calculada como apresentado pela Equação 5.8, e a rigidez global dos reforços pela Equação 5.9.

$$S_{local} = \frac{J}{S_v} = \frac{13,00}{0,40} = 32,50 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (5.8)$$

$$\Phi_{local} = \left(\frac{S_{local}}{S_{global}} \right)^a = \left(\frac{32,50}{32,50} \right) = 1,00 \quad (5.9)$$

Φ_{fb} é o fator de inclinação da face

O fator de inclinação da face do muro, Φ_{fb} , leva em conta a influência do peso reduzido de solo nas cargas de reforço e é determinado utilizando a Equação 5.10.

$$\Phi_{fb} = \left(\frac{K_{abh}}{K_{avh}} \right)^d \quad (5.10)$$

em que K_{abh} é a componente horizontal do coeficiente de empuxo ativo, que leva em conta a inclinação da face do muro; K_{avh} é o componente horizontal do coeficiente de empuxo ativo, assumindo que o muro seja vertical; e d é uma constante (recomendado ser 0,5 para fornecer o melhor ajuste para dados empíricos). Como nesse caso, o ângulo da face do talude situa-se próximo de 90°, o Φ_{fb} tende a 1,0.

Φ_{fs} é o fator de rigidez da face, igual a 1,0, para faces envelopadas;
 p_a é a pressão atmosférica (101 kPa);

Com isto, obtém-se:

$$T_{max} = 0,5 \cdot 0,40 \cdot 0,47 \cdot 18(4+0) D_{tmax} 0,95 \cdot \left(\frac{K_{abh}}{K_{avh}} \right)^{0,5} 1,0 \cdot 0,27 \left(\frac{32,50}{101} \right)^{0,24} \quad (5.11)$$

A Figura 5.16 mostra a distribuição das cargas de tração em cada reforço calculadas pelo *K_o-Stiffness Method*. Na mesma figura estão apresentados os resultados calculados a partir das deformações registradas pelas curvas sigmóides, tanto para o fim da construção, como também após 203 dias. Esses cálculos foram realizados utilizando um módulo de rigidez confinado igual a 65,00 kN/m, cinco vezes maior que o módulo não confinado, baseado em resultados publicados por Kamiji (2006) e Gomes (2002).

A Figura 5.16 mostra que os resultados medidos a partir do Protótipo 1 são ligeiramente menores aos calculados utilizando o *K_o-Stiffness Method*. Esse fato pode ser explicado pela coesão aparente que o solo pode manter durante um grande período do ano. Mesmo apresentando resultados um pouco superiores, o *K_o-Stiffness Method* funcionou relativamente bem, já que seus resultados mostraram uma boa concordância para todas as elevações. Somente a elevação 2 (1,20 m) apresentou uma certa discrepância, com suas cargas de tração muito parecidas com as registradas na elevação 1 (0,40 m).

Figura 5.16 – Distribuição das cargas de tração nos reforços.

5.6 MOVIMENTAÇÃO VERTICAL DO MACIÇO REFORÇADO

Foram utilizados transdutores magnéticos para medir os deslocamentos verticais do maciço de solo reforçado. Os deslocamentos totais de cada ponto foram obtidos admitindo-se o ímã 1 como referência. As deformações verticais foram calculadas pela divisão do deslocamento relativo entre dois ímãs consecutivos. A Figura 5.17 apresenta os deslocamentos verticais do protótipo 1.

Figura 5.17 – Deslocamentos verticais do maciço reforçado do protótipo 1.

Os deslocamentos verticais do maciço foram no geral muito pequenos, sendo que o valor máximo foi igual a 6 mm no ímã 4 do extensômetro 1, como é possível ver pela Figura 5.17. Como esperado, os maiores deslocamentos ficaram próximos da cunha de ruptura. Da mesma forma que para os deslocamentos horizontais, os maiores valores dos deslocamentos verticais ficaram a 2,0 m de altura.

Os resultados obtidos pelos ímãs 2 e 3 apresentaram comportamento parecido com o ímã 4, porém com valores ligeiramente menores, apresentando valores máximos

em torno de 4 e 6 mm, respectivamente. O ímã 5, localizado mais perto do topo da estrutura, não apresentou deslocamentos verticais maiores que 2 mm, pois esse estava sob a ação de uma sobrecarga muito pequena.

As deformações resultantes calculadas não ultrapassaram 0,5%, como mostrado pela Figura 5.18. Pode-se observar que as maiores deformações verticais ocorreram próximas da base do maciço e também dentro da superfície hipotética de ruptura. Além disto, observa-se que as deformações decrescem lentamente com a altura do maciço e se anulam nas partes mais altas.

Figura 5.18 – Deformações verticais do maciço reforçado do protótipo 1.

Essas deformações podem ser mais bem visualizadas pela Figura 5.19, em que é apresentado um esquema com as deformações calculadas para os vários pontos de observação no interior do maciço, tanto para o fim da construção, quanto para 84 dias após o término, mostrando que não ocorreram diferenças expressivas entre essas leituras.

Figura 5.19 – Deformações verticais do maciço reforçado (%).

Não se observou nenhuma diferença significativa entre os deslocamentos observados ao longo de um mesmo plano horizontal, com exceção dos deslocamentos da primeira linha de medição para 84 dias, que forneceu uma variação de 0,3% entre o ponto mais próximo da face com relação ao mais interno, devido principalmente à formação da superfície de ruptura.

5.7 MOVIMENTAÇÃO VERTICAL DA FUNDAÇÃO

Os deslocamentos da fundação na seção central do muro foram superiores aos encontrados nos seus extremos. Os maiores deslocamentos aconteceram durante a construção, atingindo 21 mm no extensômetro 2, localizado no meio do muro, e valores da ordem de 15 mm nos extensômetros 1 e 3. Os deslocamentos pós-construção permaneceram constantes, não aumentando mais do que 2 mm após 84 dias. A Figura 5.20 ilustra o desenvolvimento dos deslocamentos durante a fase de construção, e até 84 dias após o fim da construção. Se forem calculadas as deformações entre o ímã 1 e o ponto de referência concretado a 80 cm de profundidade, um gráfico como o ilustrado pela Figura 5.21 é obtido.

Figura 5.20 – Deslocamentos verticais da fundação.

Figura 5.21 – Deformações verticais da fundação.

Da mesma forma que os deslocamentos, as deformações se desenvolveram quase na sua totalidade durante a fase construtiva, atingindo valores da ordem de 2,8% no extensômetro 2 na seção central do muro, 2,0% no extensômetro 1, próximo à face da estrutura, e 2,2% no extensômetro 3, distante 2,0 m do extensômetro 1. Essas deformações aumentaram ligeiramente no período pós-construtivo, aumentando cerca de 0,2% para cada extensômetro.

Por esses resultados é possível verificar que, ao contrário dos resultados dos deslocamentos horizontais e verticais do dentro do maciço reforçado, os deslocamentos da fundação não sofrem interferência da cunha potencial de ruptura.

Entretanto, Christopher et al. (1990) apresentaram resultados distintos, com os recalques próximo da face da estrutura sendo, duas vezes maior, que os recalques no meio da seção reforçada.

5.8 CONCLUSÕES

Este capítulo apresentou os resultados do protótipo 1, construído com geotêxtil não tecido agulhado de poliéster e com uma areia média a grossa. As conclusões mais importantes obtidas neste capítulo estão apresentadas a seguir.

- a) os deslocamentos registrados foram muito pequenos, atingindo 5 mm ao fim da construção e a 13 mm após 203 dias, para a camada instalada a 2,0 m de altura;
- b) a superfície potencial de ruptura encontrou-se bem próxima à face, não ultrapassando 0,5 m de distância da face da estrutura;
- c) os deslocamentos da face foram grandes suficientes para fazer com a estrutura entrasse em um estado ativo de tensões;
- d) as maiores deformações ocorreram na elevação 3 (2,0 m), com valores iguais a 0,8% para o fim da construção e 1,3% após 203 dias. As outras elevações, com exceção da elevação 5, apresentaram resultados intermediários;
- e) os resultados obtidos pela suavização com as curvas sigmóides foram bem coerentes e, em cada nível de reforço, as tensões de tração cresceram progressivamente da face da estrutura para um valor máximo e depois diminuíram até zero na extremidade do reforço mais afastada da face;

- f) mesmo pequenas, as deformações nos reforços aumentaram com o tempo, principalmente, devido ao fato de que a estrutura passou por um período de fortes chuvas de verão;
- g) com relação ao comprimento de ancoragem, verificou-se que em todas as camadas instrumentadas, o comprimento de ancoragem mobilizado ficou distante, aproximadamente, 1,0 m do pico de deformação;
- h) os resultados obtidos pelo *K_o-Stiffness Method* mostraram-se compatíveis com os resultados medidos nos reforços;
- i) os deslocamentos verticais registrados no maciço foram muito pequenos, com o valor máximo igual a 6 mm. Como esperado, os maiores deslocamentos ficaram próximos da superfície hipotética de ruptura, sendo que os maiores deslocamentos foram registrados a 2,0 m de altura;
- j) as deformações verticais não ultrapassaram 0,5%. Foi possível observar que as maiores deformações verticais ocorreram próximas da base do maciço e também dentro da superfície hipotética de ruptura. Além disso, observou-se que as deformações decresceram lentamente com a altura do maciço e se anularam nas partes mais altas;
- k) os deslocamentos da fundação na seção central do muro foram superiores aos encontrados nos seus extremos. Os maiores deslocamentos aconteceram durante a construção, atingindo 21 mm. Os deslocamentos pós-construção permaneceram constantes, não aumentando mais do que 2 mm após 84 dias. Ao contrário dos resultados dos deslocamentos horizontais e verticais do dentro do maciço reforçado, os deslocamentos da fundação não sofreram interferência da cunha potencial de ruptura.

Capítulo 6

ANÁLISE PARAMÉTRICA ENTRE OS MUROS CONSTRUÍDOS

6.1 INTRODUÇÃO

Os ensaios de campo realizados neste projeto consistiram na construção de oito protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxteis. Todas as estruturas foram intensamente instrumentadas para avaliar os seus desempenhos. Este capítulo apresenta uma análise paramétrica envolvendo os resultados de todos os protótipos construídos, com exceção do protótipo 7, que sofrerá uma abordagem especial no Capítulo 7.

Serão apresentadas análises e discussões com relação aos resultados mais importantes de cada estrutura, mostrando as vantagens e desvantagens de cada combinação solo-reforço. A forma de apresentação e interpretação dos dados encontra-se descrita minuciosamente no Capítulo 5, quando foram apresentados os resultados referentes ao protótipo 1.

Alguns pontos localizados da instrumentação de alguns protótipos falharam e impossibilitaram o traçado de alguns gráficos. Além disso, as estruturas que apresentaram deslocamentos muito pequenos tiveram uma maior sensibilidade a fatores externos, como por exemplo, a temperatura, uma vez que os extensômetros mecânicos horizontais foram confeccionados com aço inox, resultando em maiores discrepâncias nas curvas de deslocamentos e deformações dos reforços.

A seguir, discutem-se três propriedades que influenciam no comportamento dessas estruturas, ou seja, o tipo de reforço, o tipo de solo e a geometria interna da estrutura.

6.2 EFEITO DO TIPO DE REFORÇO

6.2.1 Protótipos construídos com o solo arenoso

Na construção dos protótipos foram utilizados três tipos diferentes de geotêxteis não tecido e um tipo de geotêxtil tecido. Foram escolhidos, na medida do possível, reforços com resistências à tração compatíveis, e geometrias similares para as estruturas, com o objetivo de se poder realizar uma comparação adequada.

Os protótipos 1 e 8 foram construídos utilizando o mesmo solo arenoso e a mesma geometria, variando somente o tipo de reforço. A Figura 6.1 apresenta as vistas frontais desses dois protótipos.

Figura 6.1 – Aparência da face após a construção dos protótipos.

O muro 1 foi construído com um geotêxtil não tecido agulhado de poliéster, com resistência igual a 8,12 kN/m, enquanto o muro 8 foi construído com um geotêxtil tecido de polipropileno, com 13,94 kN/m. O geotêxtil tecido, além de mais resistente, apresentou uma maior rigidez nos ensaios de tração não confinada, com 22,67% de deformação na ruptura, contra os 95,85% do geotêxtil não tecido. A Figura 6.2 ilustra as curvas força x deformação de cada geotêxtil.

Figura 6.2 - Ensaio de tração não confinada para os geotêxteis utilizados nos protótipos 1 (não tecido) e 8 (tecido).

As maiores deformações registradas nos reforços para o protótipo 1, no fim da construção, foram iguais a 0,6%, atingindo 1,3% após 203 dias, localizadas a 2,0 m de altura, equivalente à altura média da estrutura. As outras camadas apresentaram deformações máximas no fim da construção iguais a 0,4, 0,2 0,5 e 0,0%, respectivamente para as cotas 0,4, 1,2, 2,8 e 3,6 m. Após 203 dias, essas mesmas cotas atingiram deformações iguais a 0,6, 0,5 0,7 e 0,1% (Figura 6.19a).

Com relação ao protótipo 8, reforçado com geotêxtil tecido, as deformações máximas dos reforços também foram iguais a 0,6% no fim da construção, registradas a 1,2 m de altura. Essas deformações se desenvolveram com o tempo, atingindo valores próximos de 1,0%, após 200 dias, aproximadamente (Figura 6.20b).

Foram realizadas leituras no protótipo 8 até 519 dias após a construção, porém as deformações permaneceram praticamente estabilizadas após 200 dias, atingindo 1,1% após esse período. Para as outras camadas, foram registradas, no fim da construção, deformações máximas iguais a 0,0, 0,3 0,4 e 0,5%, respectivamente para as cotas 0,4, 2,0, 2,8 e 3,6 m.

Os resultados registrados no fim da construção, para ambos os protótipos, apresentaram certa concordância com o esperado, uma vez que o protótipo 8 resultou em menores deformações que o protótipo 1, devido principalmente à maior rigidez que o geotêxtil tecido possui com relação ao não tecido.

Entretanto, os resultados observados após a construção dos protótipos apresentaram um comportamento contrário, com as maiores taxas de deformação no protótipo 8. As deformações registradas para o mesmo período de leituras do protótipo 1, equivalente há 200 dias, atingiu respectivamente, para as cotas 0,4, 2,0, 2,8 e 3,6 m, valores iguais a 0,0, 0,6, 0,9 e 0,8%. Esses deslocamentos foram registrados até 519 dias após a construção, atingindo valores para as mesmas cotas iguais a 0,0, 0,9, 1,1 e 1,2%.

Desconsiderando a cota igual a 2,0 m, em que o protótipo 1 apresentou deformações ligeiramente superiores às do protótipo 8, em todas as outras camadas instrumentadas as deformações do protótipo 8 foram superiores. Isso pode ser explicado por dois fatores distintos: o polímero constituinte do geossintético e a capacidade de drenagem no plano de cada geotêxtil.

O protótipo 1 foi construído com um geotêxtil de poliéster, com uma susceptibilidade à fluência bem menor do que o geotêxtil de polipropileno utilizado no protótipo 8, conforme ilustrado pela Figura 4.30 do Capítulo 4. A outra possível razão para esse comportamento é que o geotêxtil não tecido, utilizado no protótipo 1, apresenta uma transmissividade bem superior ao geotêxtil tecido, resultando com isso em uma melhor drenagem do maciço reforçado e conseqüentemente um melhor controle da sucção do solo.

Os deslocamentos da face também mostraram uma maior movimentação para o protótipo 8 do que para o protótipo 1, como apresentado na Figura 6.3. Ao fim da construção, os maiores deslocamentos apresentados para ambos os protótipos foram iguais a 11 e 5 mm, respectivamente. Após 200 dias, esses deslocamentos se desenvolveram atingindo valores próximos de 16 e 13 mm. O protótipo 8 continuou se movimentando após esse período, atingindo 24 mm após 519 dias.

A localização dos deslocamentos máximos da face para o protótipo 1 coincidiu com o local de máxima deformação dos reforços, a 2,0 m de altura. Esse alto deslocamento nessa cota, bem maior do que para as outras camadas instrumentadas (Figura 6.3a), indica que provavelmente ocorreu uma movimentação muito próxima à face (embarrigamento), devido ao acomodamento das partículas de areia nessa região, causado principalmente pela retiradas das fôrmas construtivas, justificando de certa

forma as maiores deformações do protótipo 1 nessa cota quando comparado com os resultados do protótipo 8.

Figura 6.3 – Deslocamentos da face dos protótipos.

Com relação ao protótipo 8, os maiores deslocamentos da face ocorreram a 2,8 m de altura durante todo o tempo de leituras, em oposição à cota 1,2 m, em que foram registradas as maiores deformações até 200 dias. As taxas de deformação, entre 200 e 519 dias, desenvolveram-se com mais intensidade nas duas camadas instrumentadas superiores, atingindo valores de deformação iguais a 1,2%, os maiores registrados em toda a estrutura, concordando dessa forma, com o local de maiores deslocamentos da face, conforme apresentado pela Figura 6.3b.

Essa informação é de grande utilidade, uma vez que em grande parte das estruturas de contenção instrumentadas é realizado somente o acompanhamento dos deslocamentos da face, devido à facilidade de obtenção desses resultados. Com isso, os resultados obtidos a partir dos protótipos 1 e 8 indicam que quando não for possível realizar leituras internas do maciço reforçado, o deslocamento direto da face pode fornecer uma estimativa sobre o comportamento interno da estrutura, uma vez que os locais de maiores deslocamentos da face dos protótipos 1 e 8 coincidiram com os locais de maiores deformações dos reforços.

Os resultados das deformações e dos deslocamentos da face indicam que a estrutura reforçada com geotêxtil não tecido, mesmo possuindo uma menor rigidez que o geotêxtil tecido, apresentou um melhor comportamento em longo prazo. Os resultados

desses protótipos construídos com areia se tornam ainda mais importantes, uma vez que é o único tipo de solo desta pesquisa que se enquadra dentro das especificações estrangeiras para obras públicas.

A superfície de ruptura também foi um ponto diferencial entre as duas estruturas reforçadas. O protótipo 1 apresentou uma superfície hipotética de ruptura bem próxima à face, como pode ser observado pela Figura 6.4. A Figura 6.4a apresenta as curvas de deformação obtidas a partir do cálculo direto das deformações, enquanto a Figura 6.4b apresenta as curvas de deformação obtidas pelo ajuste dos resultados com curvas sigmóides.

Figura 6.4 – Superfícies potenciais de ruptura para o protótipo 1.

Com relação ao protótipo 8, esse apresentou uma superfície potencial de ruptura mais afastada da face, apresentando um formato que se situa entre a linearidade e uma forma espiral logarítmica, como pode ser visto pela Figura 6.5.

Isso contradiz o apresentado por Adib et al. (1990), que mostraram que, com o aumento da rigidez do reforço, a superfície de ruptura fica mais próxima da face. Zornberg et al. (1998), no entanto, mostrou que a localização das superfícies de ruptura é aproximadamente a mesma, independente dos valores de rigidez utilizados.

Como ocorreu uma diferença entre os resultados calculados diretamente e os provenientes das curvas sigmóides, traçou-se um gráfico com todos esses pontos,

incluindo os valores calculados e as curvas sigmóides, e obteve-se a melhor superfície que se ajustou a esses resultados para os dois protótipos, como ilustrado pela Figura 6.6.

Figura 6.5 – Superfícies potenciais de ruptura para o protótipo 8.

Figura 6.6 – Superfícies de ruptura para os protótipos 1 e 8.

O protótipo 1, por possuir um reforço com maior deformabilidade, apresentou movimentos maiores próximos à face, devido à acomodação das partículas de solo durante o processo de retirada das fôrmas. Esse fenômeno é ainda mais pronunciado para solos puramente granulares e geotêxteis não tecidos, com relativa menor rigidez, explicando de certa forma a superfície potencial de ruptura próxima à face. O protótipo 8, por sua vez, apresentou tendência de formação de uma superfície de ruptura mais afastada da face, muito próximo de um estado de plastificação de Rankine, como pode ser visualizado pela Figura 6.5.

Entretanto, pela Figura 6.6 é possível ver que independente do formato de cada superfície potencial de ruptura, linear ou espiral logarítmico, ambos os protótipos se aproximaram de um ângulo de $45^\circ + \phi/2$ com a horizontal, e que devido à sua simplicidade de aplicação, viabiliza-se na utilização em estruturas de contenção com a utilização de solos granulares.

Esses resultados mostram que, para estruturas com baixas alturas (até 4 m), reforçadas com geotêxtil não tecido, e utilizando solos granulares como material de aterro, quando devidamente construídas, podem apresentar um comportamento igual ou até superior, quando comparadas com estruturas reforçadas com geotêxteis tecidos, com resistências equivalentes.

Os extensômetros magnéticos verticais utilizados nos protótipos 7 e 8 sofreram danos durante o processo de desmanche dos protótipos 1 e 2, e da construção dos 7 e 8 e, em virtude disso, não será possível efetuar uma análise paramétrica sobre os deslocamentos verticais das estruturas. Os resultados de movimentação vertical do protótipo 1 encontram-se discutidos no Capítulo 5.

6.2.2 Protótipos construídos com o solo areno siltoso

O desempenho dos protótipos 3 e 4, construídos com o solo areno siltoso, foi afetado por diversos agentes externos, como por exemplo, a construção foi realizada durante um período muito intenso de chuvas e a mão de obra utilizada era muito pouco qualificada. Procurou-se sempre cobrir o solo de empréstimo para não ultrapassar a umidade ótima de compactação. Porém, foi difícil proteger o solo de chuvas repentinas de verão, características do período em que os protótipos foram construídos.

Como pode ser visto pela Figura 6.7, em uma dessas chuvas, sem a presença de um responsável técnico nesse dia, uma camada de solo com alto teor de umidade foi compactada, sem respeitar os limites de compactação.

Como resultado, a qualidade da face das duas estruturas não atingiu o desejado. Em vista disso, altas deformações dos reforços foram observadas nessa região, como pode ser visto pela Figura 6.8. Entretanto, foi possível observar o comportamento de cada geossintético sob essas condições adversas.

Figura 6.7 – Saco compactador afundando no solo com alta umidade.

a) protótipo 3

b) protótipo 4

Figura 6.8 – Aparência da face após a construção dos protótipos.

O protótipo 3 foi construído com um geotêxtil não tecido agulhado de polipropileno, com resistência à tração igual a 16,68 kN/m, enquanto o protótipo 4 foi construído com um geotêxtil tecido de polipropileno, com 13,94 kN/m. Apesar de possuir uma maior resistência à tração, o geotêxtil não tecido apresentou um módulo de rigidez menor do que o geotêxtil tecido. Enquanto o geotêxtil tecido apresentou uma deformação na ruptura igual a 22,67%, pelos ensaios de tração não confinada, o geotêxtil não tecido apresentou um valor igual a 49,36% (Figura 6.9).

Figura 6.9 - Ensaio de tração não confinada para os geotêxteis utilizados nos protótipos 3 (não tecido) e 4 (tecido).

O protótipo 3 apresentou maiores danos na face, devidos fortes chuvas, do que o protótipo 4. Como pode ser visto pela Figura 6.8, a maior rigidez do geotêxtil tecido contribuiu para uma face mais bem acabada, enquanto o protótipo construído com o geotêxtil não tecido apresentou maiores irregularidades.

O protótipo construído com geotêxtil tecido, além de apresentar menores deslocamentos, também mostrou movimentações mais similares ao longo de toda a face

da estrutura, redistribuindo de melhor forma os deslocamentos provenientes da camada de solo com alta umidade e maior compressibilidade.

Os deslocamentos das duas estruturas aumentaram muito durante a fase construtiva. Com isso, decidiu-se parar a construção na cota 3,5 m, para evitar que ocorresse uma ruptura local da face dos protótipos, da mesma forma que ocorreu com o protótipo 2, como será visto no item 6.4 deste capítulo. A grande preocupação foi com a integridade da instrumentação, pois os extensômetros horizontais utilizados nesses protótipos não foram projetados para deslocamentos superiores a 20 cm.

Além disso, após ter sido lançada a última camada de solo do protótipo 3, e antes de realizar a sua compactação, uma forte chuva atingiu os protótipos, elevando de forma significativa a umidade do solo dessa camada, causando sua ruptura por falta de envelopamento e, conseqüentemente, danificando os *tell tails* instalados nessa altura. A Figura 6.10 mostra uma foto instantes após esta ruptura.

Figura 6.10 – Ruptura local da última camada do protótipo 3.

A tendência de deslocamentos da face pode ser mais bem visualizada pela Figura 6.11, que mostra os deslocamentos da face dos dois protótipos. O muro 3 deslocou-se sem uma tendência bem definida, atingindo valores máximos próximos de 15 mm à 2,1 m. Os deslocamentos na cota igual a 3,0 m foram admitidos iguais a zero,

pois os extensômetros desta camada foram danificados após a ruptura local da face da última camada, como pode ser visto pela Figura 6.10. O protótipo 4 apresentou menores movimentos na face do que o protótipo 3, com seus maiores deslocamentos ocorrendo à 1,3 m, com valores médios próximos de 7 mm.

Figura 6.11 – Deslocamentos da face dos protótipos.

Esses deslocamentos aumentaram muito pouco após a construção, principalmente quando comparados com os dos protótipos construídos com solo granular, apresentando cerca de 1 mm para cada estrutura. Isso se deve, principalmente, ao fato de a estrutura apresentar uma alta resistência em seu estado não saturado.

Com relação à movimentação interna do maciço reforçado, sem levar em consideração, por momento, a zona de solo com maior teor de umidade e compressibilidade, os deslocamentos foram em geral muito pequenos, praticamente desprezíveis.

O protótipo 3 apresentou maiores deformações do que o protótipo 4, mostrando que o reforço mais rígido, no caso o geotêxtil tecido, foi o que se comportou melhor sob essas condições. O protótipo reforçado com geotêxtil não tecido apresentou deformações da ordem de 1,3% para a elevação igual a 0,4 m, e 1,8% para a cota 2,1 m. Para as outras duas camadas instrumentadas, as deformações foram muito pequenas, não ultrapassando 0,4% (Figura 6.21a).

Com relação ao protótipo 4, reforçado com geotêxtil tecido, foram registradas as maiores deformações nas duas primeiras camadas instrumentadas, 0,4 e 1,3 m,

atingindo valores médios iguais a 0,4 e 0,6%, respectivamente. Nas outras duas camadas instrumentadas, 2,1 e 3,0, essas deformações não ultrapassaram 0,2% (Figura 6.21b).

Os movimentos pós-construtivos para ambas as estruturas foram muito pequenos, apresentando acréscimos máximos da ordem de 0,2% na zona com alta umidade.

A Figura 6.12 mostra as deformações obtidas para os dois protótipos. As superfícies hipotéticas de ruptura registradas em ambos os protótipos foram em geral muito parecidas, bem próximas à face e com uma forma entre a linearidade e uma espiral logarítmica, como mostrado pelas Figuras 6.12a e 6.12b.

Figura 6.12 – Superfícies potenciais de ruptura para os protótipos 3 e 4.

Devido à camada de solo compactado com alta compressibilidade, a distribuição das deformações verticais no interior do maciço foi muito dispersa, principalmente para o protótipo 3 que, como explicado anteriormente, possui uma camada compressível com maior teor de umidade que o protótipo 4. O muro 4, da mesma forma que ocorreu para as deformações dos reforços, assimilou melhor a camada compressível de solo, distribuindo melhor as deformações internas do maciço reforçado.

Com relação à movimentação vertical do maciço reforçado, o protótipo 3 apresentou a máxima deformação igual a 1,5% próxima da face, aproximadamente no local da camada compressível (Figura 6.13a). O protótipo 4 apresentou resultados bem

coerentes, com certa linearidade entre os resultados na mesma cota, com valores um pouco superiores para a camada de maior umidade, como mostrado na Figura 6.13b.

Figura 6.13 – Deformações verticais dos protótipos.

Cerca de dois anos após o fim da construção, a estrutura de madeira que se encontrava perto do poço da instrumentação sofreu colapso após um intenso período chuvoso, justamente na região do poço de instrumentação, que não havia nenhum reforço, mostrando que mesmo com pequenas deformações, os reforços estavam trabalhando adequadamente e contribuindo para que a estrutura permanecesse estável.

6.2.3 Protótipos construídos com o solo argilo siltoso

Os protótipos 5 e 6, construídos com o solo argilo siltoso, foram os que apresentaram os melhores resultados entre todos os construídos, desde o acabamento da face, integridade da estrutura de madeira confinante e, principalmente, as baixas movimentações dos maciços reforçados. O protótipo 5 foi construído com o geotêxtil não tecido agulhado de polipropileno, com resistência igual a 16,68 kN/m, enquanto o protótipo 6 foi construído com o geotêxtil tecido de polipropileno, com 13,94 kN/m. A

Figura 6.9 ilustra as curvas força x deformação dos geotêxteis, enquanto a Figura 6.14 apresenta as fotos desses dois protótipos.

Figura 6.14 – Aparência da face após a construção dos protótipos.

As deformações no protótipo 6 foram muito pequenas, não ultrapassando 0,2% em toda a estrutura, constituindo-se na melhor combinação solo-reforço entre todos os protótipos construídos. Diversos fatores contribuíram para isso, incluindo a relativa alta rigidez do reforço, a natureza laterítica do solo, fornecendo uma alta resistência para o solo compactado, e também a baixa permeabilidade desse solo (Figura 6.20a).

O protótipo 5 apresentou um comportamento bem parecido com o protótipo 6, para as três camadas inferiores, não ultrapassando 0,2% em todas as camadas. Entretanto, as duas camadas superiores apresentaram deformações mais altas, atingindo 0,8% na cota 2,8 m, e 1,2% na cota 3,6 m (Figura 6.19b).

O fenômeno mais provável para essas maiores deformações foi a formação de trincas de tração no solo, transferindo para os reforços essas forças, resultando nessas deformações (Figura 6.15a). Essas trincas, como apresentado pela Figura 6.15b, atingiram cerca de 15 mm de largura.

Um forte indício para esse fenômeno é que a camada superior do protótipo 5 apresentou dois picos distintos, com o maior pico afastado 1,75 m da face, eliminando a hipótese da formação de uma superfície de ruptura (Figura 6.16a).

Essas trincas podem formar um caminho preferencial para a entrada de água no solo. Furos de trado feitos, tanto na estação com fortes chuvas, como também no período de seca, mostram que a teor de umidade se manteve praticamente constante durante todo o tempo em que foram registradas as leituras, apresentando variações apenas nas camadas superficiais.

Figura 6.15 – Formação de trincas de tração nos protótipos construídos com o solo argiloso.

Com relação à superfície potencial de ruptura, ambos os protótipos apresentaram um formato parecido com uma espiral logarítmica, sendo que o protótipo 5, reforçado com geotêxtil não tecido, apresentou essa superfície mais próxima da face, enquanto o protótipo 6, reforçado com geotêxtil tecido, apresentou a superfície mais para o interior do maciço, fenômeno esse que já aconteceu para os protótipos que utilizaram a areia como material de aterro (Figura 6.16).

Os deslocamentos da face, como apresentados pela Figura 6.17, registraram os maiores deslocamentos para ambas as estruturas a 3,6 m de altura, com deslocamentos máximos próximos de 2 mm após 538 dias. O extensômetro da cota 0,4 m do protótipo 6 foi danificado pela pá carregadeira durante a construção do protótipo e não pôde ser utilizado nas análises.

Além de apresentar as menores deformações dos reforços, a estrutura reforçada com geotêxtil tecido também apresentou menores recalques verticais da massa reforçada, quando comparada com os resultados do protótipo 5, reforçado com geotêxtil não tecido (Figura 6.18).

Figura 6.16 – Superfícies potenciais de ruptura para os protótipos 5 e 6.

Figura 6.17 – Deslocamentos da face dos protótipos.

O protótipo 5 apresentou deformações verticais máximas da ordem de 1,6% na base da estrutura, no extensômetro próximo à face, apresentando um decréscimo com a elevação da altura, até aproximadamente a cota 2,0 m, onde a deformação foi igual a zero, mantendo-se estável até o topo da estrutura.

Da mesma forma que ocorreu com o protótipo 5, as deformações máximas no protótipo 6 foram maiores no ponto mais próximo à face na base da estrutura, porém com valores relativamente menores, atingindo 0,7%. Essas movimentações mantiveram-

se estáveis durante toda a vida útil da estrutura, da mesma forma que as deformações horizontais, apresentando movimentos desprezíveis.

Figura 6.18 – Deformações verticais dos protótipos 5 e 6.

6.3 TIPO DE SOLO

Três diferentes tipos de solo foram utilizados na construção dos protótipos. Quatro das estruturas foram construídas utilizando um solo puramente granular, classificado como uma areia média a grossa. Os outros quatro protótipos foram construídos com solos coesivos, com uma porcentagem de finos muito superior ao recomendado e especificado pelos métodos de projeto, classificados como areia siltosa e argila siltosa.

Os protótipos construídos com o solo arenoso, de forma geral, foram os que apresentaram os maiores movimentos, tanto durante a fase construtiva, quanto no período pós-construção. A Figura 6.19 ilustra as deformações correspondentes aos protótipos 1 e 5, construídos com areia média a grossa e argila siltosa, respectivamente. Ambos os protótipos foram construídos com geotêxtil não tecido, porém com características diferentes.

Figura 6.19 – Curvas de deformação para os protótipos 1 e 5.

O protótipo 1 foi construído com um geotêxtil de poliéster, enquanto o protótipo 5 com um geotêxtil de polipropileno. O geotêxtil de polipropileno apresentou por meio dos ensaios de tração confinada uma maior resistência e rigidez à tração do que o geotêxtil de poliéster.

O protótipo 1 foi construído com um solo puramente granular, enquanto o protótipo 5 foi construído com um solo com mais de 50% de argila em sua composição. O protótipo 3 também foi construído com um reforço de mesma natureza, porém devido a todos os problemas já citados anteriormente, como mudança da geometria, camadas compressíveis e ruptura da última camada por falta de envelopamento, a comparação direta entre os protótipos ficou mais difícil de ser realizada.

As maiores deformações registradas no protótipo 5, como já exemplificado anteriormente neste mesmo capítulo, foram em razão das trincas de tração características dos solos argilosos. Com relação ao solo arenoso, esse apresentou deformações relativamente altas nas três camadas instrumentadas centrais, com a nítida formação de uma superfície de ruptura espiral logarítmica.

Caso parecido aconteceu com a comparação entre os protótipos 6 e 8, construídos com a areia média a grossa e a argila siltosa, respectivamente. Ambos os protótipos foram construídos com a mesma geometria e também com o mesmo tipo de reforço, no caso um geotêxtil tecido de polipropileno. A Figura 6.20 apresenta os resultados desses dois protótipos, com as maiores deformações ocorrendo claramente no protótipo construído com o solo arenoso.

A Figura 6.21 apresenta os resultados referentes aos protótipos 3 e 4. Como podem ser vistas, as grandes deformações dos reforços aconteceram na região com maior compressibilidade devido à maior umidade do solo. Nas camadas compactadas com a umidade próxima da ótima, as deformações nos reforços foram muito pequenas, praticamente desprezíveis.

O bom comportamento dos protótipos construídos com solos coesivos deve-se ao fato de que essas estruturas poderiam permanecer estáveis mesmo sem as inclusões, devido à alta coesão presente nesses solos, ao contrário dos protótipos construídos com o solo arenoso.

Analisando as regiões não afetadas pelas camadas compressíveis nos protótipos 3 e 4, verificou-se que os protótipos construídos com a argila siltosa apresentaram um comportamento melhor do que os protótipos construídos com a areia siltosa, mesmo com 0,5 m de altura a mais.

Ensaio triaxiais realizados com esses solos revelaram que o solo argilo siltoso apresentou uma coesão razoavelmente maior, principalmente a baixas deformações, apesar de um ângulo de atrito um pouco inferior. Com isso, se a coesão for mantida durante a vida útil da estrutura, como aconteceu nesse caso, as deformações das

estruturas construídas com o solo argilo siltoso tendem a ser menores do que as construídas com o solo areno siltoso, mesmo esse último possuindo um ângulo de atrito superior.

Figura 6.20 – Curvas de deformação para os protótipos 6 e 8.

Figura 6.21 – Curvas de deformação para os protótipos 3 e 4.

Com isso, fica evidente a influência da coesão no comportamento das estruturas de contenção com geossintéticos. A grande questão a ser definida nesse caso é como as estruturas construídas com solos coesivos se comportarão ao longo do tempo, sob condições desfavoráveis, como extensos períodos chuvosos, que podem causar uma elevação da umidade do solo de aterro com a conseqüente redução da coesão.

As estruturas construídas com solos granulares, apesar de não possuírem a alta coesão característica dos solos coesivos, por sua vez têm a sua resistência garantida com o tempo com o seu ângulo de atrito, além de não terem o problema de geração de pressões neutras, característico dos solos com alto teor de finos. Além disso, os solos granulares apresentam a grande vantagem de poderem ser utilizados na construção em

períodos com alta pluviosidade, pois quando utilizado esse tipo de solo como material de aterro, não existe a preocupação com o controle da umidade.

Com isso, foram realizados furos de trado a fim de se investigar a influência da água no comportamento das estruturas reforçadas com solos coesivos, e como os geossintéticos se comportam, não somente como elementos de reforço, mas também como elementos drenantes incorporados ao corpo do maciço.

A Figura 6.22 apresenta a distribuição da umidade, do solo areno siltoso, na região do poço de instrumentação, onde não existe a presença de nenhuma inclusão, para investigar como o solo se comporta nessa situação.

Figura 6.22 – Variação da umidade para a área não reforçada.

Pela Figura 6.22, verifica-se que a água da chuva tem uma influência até uma profundidade igual a 1,5 m, não apresentando nenhuma mudança significativa a uma profundidade maior do que essa. Entre as profundidades de 2,0 m e 2,5 m, existe um ponto com maior umidade, que coincide com o local onde ocorreu a camada compressível. Devido à baixa permeabilidade do solo, esta umidade não conseguiu atingir o equilíbrio com o restante do solo da estrutura, mesmo com quase 2 anos após o fim da construção.

Entretanto, essa umidade não é tão significativa, uma vez que as linhas tracejadas no gráfico representam os limites de umidade para a compactação. A Figura 6.23 apresenta um gráfico com a umidade dos protótipos 3 e 4, em comparação com a zona não reforçada, durante um período com alta precipitação, a fim de investigar o comportamento dos dois tipos de geotêxteis utilizados.

Figura 6.23 – Variação da umidade para os protótipos 3 e 4 durante o período chuvoso.

Da mesma forma que ocorreu com a zona não reforçada, o protótipo reforçado com o geotêxtil tecido sofreu um aumento da umidade nas camadas superiores, apresentando certa variação até uma profundidade igual a 2,0. Entretanto, essa elevação na umidade não foi suficiente para alterar o comportamento da estrutura, pois não foi registrado nenhum movimento significativo durante e após o período chuvoso.

Com relação ao protótipo reforçado com geotêxtil não tecido, ele se comportou muito bem com a ação das chuvas, mantendo a umidade do solo praticamente constante durante esse período. Como pode ser visto pela Figura 6.23, a umidade do solo nesse protótipo encontra-se praticamente constante ao longo da profundidade. Além de impedir que a água das chuvas infiltre no solo, funcionando como um dreno, o geotêxtil não tecido também contribuiu para a dissipação da umidade na zona compressível.

Mesmo assim, o protótipo reforçado com geotêxtil tecido apresentou um melhor comportamento com relação aos deslocamentos. Uma combinação utilizando os dois tipos de reforço, ou então um geotêxtil não tecido com maior rigidez, provavelmente seja a melhor alternativa em longo prazo para esse tipo de estrutura, pois garantiria ao mesmo tempo pequenas deformações do maciço reforçado, como também o controle da umidade.

A Figura 6.24 apresenta os resultados das estruturas reforçadas com geotêxtil não tecido, construídas com os três solos diferentes. Analisando o comportamento na base das estruturas, onde o protótipo 3 não teve influência da camada compressível, verifica-se que o solo arenoso foi o que apresentou menores deformações, enquanto o protótipo construído com o solo argilo siltoso, apesar de ter sido o protótipo com as menores deformações dos reforços, foi o que apresentou os maiores recalques verticais.

Figura 6.24 – Deformações verticais dos protótipos construídos com geotêxteis não tecidos.

Por meio dos resultados dos ensaios triaxiais executados, observou-se que o solo argilo siltoso apresentou um módulo de deformação axial, aproximadamente, 40% menor do que o solo areno siltoso, o que de certa forma justifica as maiores deformações verticais nos protótipos que utilizaram a argila siltosa. Por outro lado, o solo arenoso do protótipo 1, em que foram registradas as menores deformações verticais, foi o solo que forneceu o menor módulo de deformação axial nos ensaios

triaxiais, justificando o seu melhor desempenho. Com isso, por esses resultados, fica claro que uma maior porcentagem de areia na composição granulométrica de cada solo contribuiu para a redução dos recalques verticais de cada estrutura.

Com relação aos deslocamentos da face, a Figura 6.25 apresenta os resultados para os protótipos construídos com geotêxtil não tecido, enquanto a Figura 6.26 apresenta os resultados dos protótipos construídos com geotêxtil tecido.

Figura 6.25 – Deslocamentos da face dos protótipos construídos com geotêxtil não tecido.

Figura 6.26 – Deslocamentos da face dos protótipos construídos com geotêxtil tecido.

Os resultados dos deslocamentos da face foram muito diferentes de uma estrutura para outra. Entretanto, foi possível observar que a localização dos maiores deslocamentos da face foi compatível com os locais de maiores deformações dos

reforços para cada estrutura. Porém, como as estruturas deformaram muito pouco, fica difícil inferir algum comportamento típico para elas.

6.4 GEOMETRIA INTERNA

Diversos trabalhos publicados relatam que quanto maior a densidade dos reforços, menores os deslocamentos e as cargas a que estavam submetidos. Porém, é importante saber com mais detalhes, pelos ensaios de campo, sobre a influência desse fator, pois ele está ligado diretamente não somente à segurança da estrutura, como também à economia.

Os protótipos 1 e 2 foram os primeiros a serem construídos nesta pesquisa. Os protótipos foram construídos utilizando o mesmo solo (areia média a grossa) e o mesmo geossintético (geotêxtil não tecido de poliéster), porém com geometrias internas distintas, a fim de se investigar a influência do espaçamento entre as camadas no comportamento de estruturas reforçadas com geossintéticos.

O protótipo 1, apresentado em detalhes no Capítulo 5, foi construído com um espaçamento constante entre as camadas igual a 40 cm, totalizando 10 camadas de reforço, enquanto o protótipo 2 foi construído com 8 camadas, com o espaçamento variando de 40 a 70 cm.

O protótipo 2 foi construído duas vezes, pois na primeira tentativa, esse muro apresentou uma ruptura local na face logo após uma forte chuva, devido ao baixo comprimento de envelopamento, como pode ser visto abaixo pela Figura 6.27. O muro apresentou a ruptura após a conclusão da penúltima camada, com 3,3 m de altura. Como pode ser visto pela foto, a camada de solo ainda não havia sido deformada. A face, projetada para ter uma inclinação igual às 1H:5V, ficou muito próxima de 90°, mostrando um deslocamento progressivo durante a construção do protótipo.

Como não foi possível prosseguir com a construção da estrutura, decidiu-se refazê-lo, com o comprimento de ancoragem maior. O muro, depois de reconstruído, apresentou resultados de deformação muito próximos dos registrados no momento da ruptura, mesmo com uma camada de 0,7 m a mais, mostrando a importância de um comprimento de envelopamento adequado.

Figura 6.27 – Ruptura local do talude com espaçamento variável.

A Figura 6.28 apresenta as curvas de deformação calculadas com o uso do ajuste das curvas sigmóide, para as duas tentativas realizadas no protótipo 2, enquanto a Figura 6.29 mostra as mesmas curvas na mesma escala, com a indicação de uma superfície hipotética de ruptura. No momento da ruptura, as deformações atingiram quase 15%. Vale ressaltar que a ruptura não ocorreu nos reforços, e sim devido ao baixo confinamento do envelopamento.

Da forma como a pesquisa foi conduzida, ficou muito difícil realizar uma comparação entre os protótipos 1 e 2. O maior espaçamento entre as camadas do protótipo 2 resultou em deformações nos reforços muito maiores. Enquanto o protótipo 1 registrou deformações máximas próximas de 1%, o protótipo 2 obteve deformações da ordem de 15%.

Entretanto, a localização da superfície potencial de ruptura ficou muito parecida para as duas estruturas, evidenciando que a localização da superfície de ruptura é dependente do ângulo de atrito interno do solo.

Figura 6.28 – Curvas de deformação obtidas pela função sigmóide (muro 2).

Foi observado, pela construção dos protótipos 1 e 2, que o espaçamento igual a 40 cm foi o que apresentou uma melhor estabilidade local com solos granulares. Com 50 cm de espaçamento, a face do protótipo ainda apresentou um bom comportamento, porém começou a ter um alto embarrigamento da camada, afetando a estética da estrutura. Para espaçamentos entre camadas maiores que 50 cm a estrutura começou a apresentar problemas e deslocamentos excessivos.

Figura 6.29 – Superfícies de ruptura obtidas pelas deformações da função sigmóide (protótipos 1 e 2).

6.5 CONCLUSÕES

Este capítulo apresentou análises paramétricas envolvendo o comportamento dos protótipos construídos nesta pesquisa. As conclusões mais importantes obtidas neste capítulo estão apresentadas a seguir.

- os protótipos construídos com os solos coesivos apresentaram, de forma geral, um melhor comportamento para as estruturas reforçadas com geotêxtil tecido do que com o não tecido;
- os protótipos construídos com os solos granulares apresentaram um melhor comportamento para as estruturas reforçadas com geotêxtil tecido (PP), ao fim da construção, e para o geotêxtil não tecido (PET), após o fim da construção;
- a localização dos maiores deslocamentos da face para cada estrutura, de forma geral, foram compatíveis com a localização das maiores deformações nos reforços;
- os protótipos construídos com o solo arenoso foram os que apresentaram as maiores movimentações, tanto durante a fase construtiva, quanto no período pós-construção;

- e) o bom comportamento dos protótipos construídos com os solos coesivos se deve , de forma geral, à alta coesão desses solos;
- f) quanto maior a porcentagem de areia na composição granulométrica dos solos, menores foram os recalques verticais de cada estrutura;
- g) os protótipos reforçados com geotêxtil não tecido comportaram-se muito bem com a ação das chuvas, dissipando e controlando a sucção do solo durante esse período, resultando em um perfil constante de umidade com a profundidade;
- h) as estruturas que utilizaram solo granular apresentaram uma tendência de uma superfície potencial da ruptura linear com um ângulo de $45^\circ + \phi/2$ com a horizontal, enquanto as estruturas que utilizaram solos coesivos apresentam uma tendência de uma superfície potencial de ruptura parecida com uma espiral logarítmica;
- i) as superfícies potenciais de ruptura em estruturas com solos granulares se localizaram mais próximas da face para as estruturas reforçadas com geotêxtil não tecido, e mais afastadas da face para os geotêxteis não tecidos;
- j) com relação à geometria interna das estruturas, esse trabalho comprovou que quanto maior a densidade dos reforços, menores foram os deslocamentos e as cargas nas inclusões.

Capítulo 7

ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA SUB-DIMENSIONADA

7.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados do protótipo 7, construído com um geotêxtil não tecido de polipropileno e com uma areia média a grossa. Esse protótipo apóia-se sobre a mesma fundação do protótipo 1, ou seja, uma ficha de 0,5 m de profundidade executada com a mesma areia utilizada na construção do protótipo.

A Figura 7.1 apresenta a vista frontal do protótipo 7, que é disposto contra o protótipo 8, construído com o mesmo solo, porém com um geotêxtil tecido de polipropileno.

Figura 7.1 – Vista frontal do protótipo 7.

Como o protótipo 1 foi dimensionado com os fatores de redução iguais a um e não apresentou grandes deslocamentos, decidiu-se reduzir esses fatores de redução de forma que a estrutura apresentasse um comportamento de fluência mais acentuado. Da mesma forma que o realizado para o protótipo 1, o protótipo 7 foi dimensionado utilizando os parâmetros de resistência do solo em condição saturada, desconsiderando a coesão aparente.

Para averiguar o Coeficiente de Segurança da estrutura nessas condições, foram realizadas análises utilizando o programa Slope/W, tanto na condição saturada, como também na umidade de campo, com a utilização da coesão aparente obtida nos ensaios triaxiais.

A Figura 7.2 apresenta os resultados obtidos nessas análises. Verifica-se que o coeficiente de segurança, para a condição saturada, resultou em um valor inferior a 1,0, confirmando, dessa maneira, os parâmetros obtidos pelo método de cálculo utilizado. Porém, com a utilização da coesão aparente registrada nos ensaios de resistência ao cisalhamento, o coeficiente de segurança atingiu 1,9. Como será apresentada neste capítulo, a variação da umidade do solo alterou de forma significativa as deformações pós-construtivas do maciço reforçado.

Figura 7.2 – Coeficientes de segurança obtidos com o programa Slope/W.

O projeto do protótipo resultou em 10 camadas com o mesmo espaçamento, igual a 0,40 m, comprimento dos reforços igual a 3,0 m e um comprimento de

envelopamento igual a 1,0 m. Devido à baixa rigidez do reforço, este protótipo passou a sofrer deslocamentos significativos já durante a construção, com a nítida formação de uma superfície potencial de ruptura. Com isso, a geometria inicial foi modificada, com a adição de mais uma camada, e o espaçamento final médio ficou em torno de 0,36 m para alcançar os 4,0 m de altura da estrutura. A Figura 7.3 apresenta um esquema com a geometria final e a instrumentação adotada para o protótipo.

Figura 7.3 – Ilustração da instrumentação do protótipo.

O protótipo 7, por ter sido a estrutura que apresentou as maiores deformações, será motivo de uma abordagem diferente dos demais. As leituras pós-construção foram feitas periodicamente até aproximadamente 2 anos após o fim da construção.

As leituras de deslocamento do protótipo foram efetuadas até quando ocorreu a ruptura do escoramento de madeira lateral e do poço da instrumentação. Isso causou uma interrupção nas leituras, não sendo possível, dessa forma, acompanhar o protótipo até ruptura por fluência dos reforços.

Além disso, a face da estrutura começou a apresentar sinais de deterioração devido aos ataques dos raios ultravioleta (UV). Vários rasgos começaram a surgir, sendo que a camada superior sofreu um rasgo que atravessou toda a camada de reforço.

7.2 RESULTADOS DE DESLOCAMENTO DOS TELL TAILS

A Figura 7.4 apresenta os resultados dos deslocamentos medidos diretamente pelos *tell tails*. Ao contrário do protótipo 1, em que os maiores deslocamentos se concentraram no meio da altura da estrutura (2,0 m), no protótipo 7 os maiores deslocamentos ocorreram no topo da estrutura, onde alcançaram quase 500 mm após 500 dias. Esses deslocamentos foram diminuindo gradualmente com a altura, atingindo 60 mm a 0,4 m.

Para se obter uma melhor visualização dos deslocamentos, os pontos de leitura dos *tell tails* foram alinhados na vertical, sendo possível traçar um gráfico ligando esses pontos e obter perfis verticais de deslocamento. A inclinação da face do muro ficou muito próxima a 90°, o que permitiu ter uma visão real de como o maciço reforçado estava se movimentando, funcionando como inclinômetros instalados no interior do maciço reforçado (Figura 7.5).

Observando a Figura 7.5, é possível perceber a tendência de maiores deslocamentos no topo da estrutura. Além disso, se uma reta for traçada pelos pontos de maior inclinação de cada linha inclinométrica, é possível obter a superfície de ruptura da estrutura que se aproxima da superfície proposta por Rankine ($45^\circ + \phi/2$).

7.3 DESLOCAMENTO DA FACE

Pela experiência adquirida na observação do protótipo 1, em que os deslocamentos da face, no meio das camadas de reforço, medidos com topografia, foram bem superiores aos obtidos pelos *tell tails*, decidiu-se avaliar no muro 7 apenas os resultados obtidos pelos *tell tails*.

Figura 7.4 – Deslocamento dos *tell tails*.

Figura 7.5 – Extensômetros alinhados como inclinômetros.

A Figura 7.6 apresenta os resultados dos deslocamentos da face, enquanto que a Figura 7.7 apresenta os resultados dos deslocamentos, admitindo o final da construção como referência.

Pela Figura 7.6 verifica-se que os maiores deslocamentos ao fim da construção localizaram-se aproximadamente a 3/4 da altura da face da estrutura (2,8 m), alcançando valores da ordem de 25 cm nessa região, e em torno de 20 cm no topo da estrutura. Os resultados na base da estrutura foram bem menores, atingindo valores iguais a 5,0 cm, a 0,4 m da altura do muro.

Porém, após a conclusão da fase construtiva, os deslocamentos começaram a ocorrer com uma taxa maior no topo da estrutura, como mostrado na Figura 7.7. Ao se tomar como nulos os deslocamentos da face, ao final da construção, foi possível verificar que o perfil de deslocamentos da face apresentara-se bem próximo da linearidade, quando se uniu a base do talude até o seu topo com uma linha reta. Após 500 dias do fim da construção, os resultados praticamente dobraram, alcançando valores perto de 50 cm, no topo da estrutura.

Figura 7.6 – Resultados dos deslocamentos da face.

Figura 7.7 – Deslocamentos da face tendo como referência o fim da construção.

Os deslocamentos desenvolveram-se tão intensamente que a inclinação da face apresentou um ângulo negativo logo após a construção, aumentando gradualmente com o tempo, como pode ser visto pelos resultados das observações de topografia, mostrados na Figura 7.8. Na mesma figura é apresentada uma foto com a inclinação da face, em que é possível ver claramente um ângulo negativo, tomando-se o escoramento lateral de madeira como referência.

Figura 7.8 – Aparência da face após a construção.

A Figura 7.9 apresenta a variação dos deslocamentos da face com o tempo, para cada camada de reforço instrumentada. É possível observar que a taxa de deslocamentos da face aumentou intensamente após o início do período chuvoso.

7.4 CÁLCULO DE DEFORMAÇÃO DOS REFORÇOS

As deformações dos reforços foram calculadas utilizando o Método das Curvas Sigmóides, apresentado no Capítulo 5. Os resultados dos deslocamentos, utilizando como referência a face da estrutura, estão apresentados na Figura 7.10, juntamente com

as curvas sobrepostas suavizadas, definidas pelo ajuste dos dados. Os pontos sólidos representam os valores medidos pelos *tell tails*, enquanto as linhas representam o ajuste dos dados.

Figura 7.9 – Variação dos deslocamentos da face com o tempo.

A Figura 7.11 apresenta a distribuição das deformações nas cinco camadas instrumentadas, obtidas pelas leituras dos extensômetros registradas em diferentes períodos após a construção.

O Método das Curvas Sigmóides apresentou-se muito bem ao ajuste dos dados de deslocamento, tanto para encontrar o valor do pico de deformação, como também para encontrar a sua localização. Se essas curvas de deformação, apresentadas na Figura 7.11, forem traçadas utilizando uma mesma escala, obtém-se um gráfico como o apresentado na Figura 7.12.

As deformações registradas foram muito grandes, muito superiores às registradas na grande maioria das estruturas de contenção instrumentadas, atingindo valores próximos de 20% para o fim da construção e, 30% após 527 dias, devido ao fenômeno de fluência dos reforços.

Figura 7.10 – Ajuste dos deslocamentos por meio da função sigmóide.

Figura 7.11 – Curvas de deformação obtidas com a utilização da função sigmóide.

Figura 7.12 – Superfície de ruptura obtida pelos gráficos de deformação.

As deformações apresentaram picos bem parecidos para as quatro camadas instrumentadas superiores, sendo que a camada localizada a 1,2 cm de altura apresentou um resultado ligeiramente superior às outras.

A cunha hipotética de ruptura teve um formato próximo da linearidade, com o ângulo resultante algo superior ao proposto por Rankine ($45^\circ + \phi/2$). O estado de Rankine atinge aproximadamente 61° , enquanto que o encontrado no protótipo somou 64° . A diferença encontrada, 3%, pode ser atribuída à inclinação negativa da estrutura. Outra razão pode ter sido ao fato de que ensaios triaxiais de laboratório resultam em ângulos de atrito inferiores aos obtidos em condições de deformação plana que se aproxima mais da condição de campo.

A localização da cunha de ruptura não teve um acréscimo considerável com o tempo, como pode ser visualizado pela Figura 7.13, em que estão apresentados os pontos da localização da máxima deformação para o fim da construção e também para diversos dias após, até atingir 527 dias (pontos sólidos). No mesmo gráfico também estão plotadas as duas linhas de tendência lineares, sendo que uma foi para o fim da construção e outra para 527 dias após a etapa construtiva. Percebe-se que durante todo esse tempo a mudança na superfície de ruptura foi de aproximadamente 3° .

Figura 7.13 – Localização da cunha de ruptura.

7.5 CÁLCULO DE $T_{\text{máx}}$ UTILIZANDO O K_o STIFFNESS METHOD

Para estimar as cargas dos reforços, utilizou-se a metodologia desenvolvida por Allen & Bathurst (2003), denominada *K_o-Stiffness Method*. Esses resultados serão muito úteis para a comparação das taxas de deformação registradas no campo, com as obtidas nos ensaios de fluência não confinada em laboratório.

$T_{\text{máx}}$, a carga máxima em cada camada de reforço, pode ser calculada utilizando o *K_o-Stiffness Method*, conforme ilustrado pela Equação 7.1, enquanto a Equação 7.2 ilustra todas as variáveis aplicadas à equação 7.1.

$$T_{\text{máx}} = 0,5 S_v K_0 \gamma (H + S) D_{t\text{máx}} \Phi_{\text{local}} \Phi_{fb} \Phi_{fs} 0,27 \left(\frac{S_{\text{global}}}{P_a} \right)^{0,24} \quad (7.1)$$

$$T_{\text{máx}} = 0,5 \cdot 0,36 \cdot 0,47 \cdot 18(4 + 0) D_{t\text{máx}} 0,95 \cdot \left(\frac{K_{abh}}{K_{avh}} \right)^{0,5} 1,0 \cdot 0,27 \left(\frac{23,78}{101} \right)^{0,24} \quad (7.2)$$

A Tabela 7.1 apresenta os resultados de T_{max} para cada elevação, enquanto a Figura 7.14 mostra a distribuição das cargas de tração em cada reforço.

Tabela 7.1 – Cálculo de T_{max} utilizando o K_o -Stiffness Method.

Z	Z/H	D_{tmax}	K_{abh}	K_{avh}	T_{max}	% carga última
0,00	0,00	0,20	1,00	1,00	0,22	3,24
0,36	0,09	0,44	1,00	1,00	0,49	7,12
0,73	0,18	0,68	1,00	1,00	0,75	11,01
1,09	0,27	0,92	1,00	1,00	1,02	14,90
1,45	0,36	1,00	1,00	1,00	1,10	16,19
1,82	0,45	1,00	1,00	1,00	1,10	16,19
2,18	0,55	1,00	1,00	1,00	1,10	16,19
2,55	0,64	1,00	1,00	1,00	1,10	16,19
2,91	0,73	1,00	1,00	1,00	1,10	16,19
3,27	0,82	0,92	1,00	1,00	1,02	14,90
3,64	0,91	0,56	1,00	1,00	0,62	9,07
4,00	1,00	0,20	1,00	1,00	0,22	3,24

Figura 7.14 – Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços.

Os resultados obtidos com esse método são coerentes com os resultados de deformação dos reforços, uma vez que as três camadas instrumentadas centrais foram onde ocorreram as maiores deformações registradas. Isso contradiz com o proposto por grande parte dos métodos de cálculo, em que é considerado um acréscimo linear das

forças nos reforços com o decréscimo da altura da estrutura. Entretanto não é possível averiguar a precisão do método em estimar as forças nos reforços, uma vez que não foram realizadas medidas, em campo, das forças de tração dos reforços.

7.6 COMPARAÇÃO DOS ENSAIOS DE FLUÊNCIA DE LABORATÓRIO COM OS RESULTADOS OBTIDOS NO CAMPO

Nesta seção, serão aplicados os resultados obtidos com o uso das Curvas Sigmóides e do *K_o-Stiffness Method*, desenvolvendo comparações e conclusões desses resultados quando comparados com os obtidos nos ensaios de laboratório. A Figura 7.15 apresenta o desenvolvimento das deformações com o tempo obtidas pelas curvas sigmóides.

Figura 7.15 – Comparação dos ensaios de fluência de laboratório com os resultados obtidos no campo para todas as camadas de reforço.

No mesmo gráfico, foram plotados os resultados dos ensaios de fluência não confinada obtidos em laboratório e, no segundo eixo, os resultados da precipitação durante todo esse período, para investigar o comportamento do maciço reforçado

submetido a diferentes condições de saturação e resistência. Na legenda da figura, encontram-se as cargas de tração calculadas com a utilização do *K_o-Stiffness Method*, calculadas para cada elevação.

Como pode ser visto da Figura 7.15, a taxa de deformação aumentou intensamente com o tempo durante os períodos de chuva. A possibilidade de aumento da massa específica do solo, juntamente com a redução da coesão aparente da areia, pode ter causado um acréscimo nas forças de tração nos reforços de geotêxtil, aumentando a taxa de fluência das inclusões.

Yoo & Jung (2004) obtiveram resultados muito parecidos. Eles também verificaram um crescimento significativo da taxa de deformação após um intensivo período chuvoso, mostrando que o aumento da umidade do solo teve um efeito muito importante na magnitude das cargas atuantes nos geossintéticos.

Como ilustrado pela Figura 7.15, as deformações iniciais dos reforços, registradas para cada elevação, foram relativamente menores do que as obtidas pelos ensaios de fluência não confinada de laboratório, possivelmente devido à rigidez confinada do geotêxtil não tecido no campo ser superior à rigidez dos ensaios de fluência não confinada.

Os coeficientes angulares das curvas de deformação de campo, entretanto, foram muito parecidos com aqueles obtidos pelos ensaios de laboratório de fluência não confinada, como pode ser visto na Figura 7.15. A Figura 7.16 apresenta o coeficiente angular de cada camada de reforço, com a distinção para diferentes períodos de leitura. As barras representam os coeficientes angulares dos resultados registrados no campo, enquanto as linhas representam os coeficientes angulares dos resultados dos ensaios de laboratório.

Percebe-se pela análise da Figura 7.16 que os coeficientes angulares dos ensaios de fluência não confinada de laboratório, com exceção da curva referente a 50% de ruptura, são muito parecidos. Da mesma forma, nas deformações obtidas em campo até 152 dias, que foi o período de baixas precipitações, os coeficientes angulares ficaram muito próximos dos coeficientes angulares dos ensaios de laboratório.

Após 152 dias, com o início do período chuvoso, a taxa de deformação dos reforços aumentou significativamente, alcançando valores até 7 vezes maior que os registrados até 152 dias. Após o fim do período chuvoso, é possível ver uma queda acentuada nos coeficientes angulares.

Os extensômetros das elevações 1 e 4 pararam de funcionar adequadamente após 287 dias, como pode ser visto pela Figura 7.16, com a indicação das setas, pois esses apresentaram crescimento quase nulo enquanto era nítido que a estrutura ainda estaria se movimentando.

Figura 7.16 – Comparação dos coeficientes angulares das curvas de fluência.

7.7 CONCLUSÕES

Neste capítulo foram apresentados os resultados do protótipo 7, construído com um geotêxtil não tecido de polipropileno e com uma areia média a grossa. Este protótipo foi dimensionado com os fatores de redução menores que um, para forçar com que a estrutura apresentasse um comportamento de fluência mais acentuado. As conclusões mais importantes obtidas neste capítulo estão apresentadas a seguir.

- os maiores deslocamentos se desenvolveram a 3/4 da altura da face da estrutura durante a construção (2,8 m), e após a construção os maiores deslocamentos registrados passaram a ser no topo da estrutura;

- b) os maiores deslocamentos foram iguais a 250 mm ao fim da construção, aumentando intensamente com o tempo, principalmente durante o período chuvoso, alcançando quase 500 mm após 500 dias;
- c) as curvas de fluência não confinada obtidas em laboratório forneceram uma boa aproximação sobre o comportamento obtido no campo; o confinamento de solo reduziu apenas a deformação inicial do reforço, e não a fluência polimérica;
- d) observou-se que a taxa de deformação com o tempo é dependente das condições de umidade do solo e, uma vez alteradas essas condições, as curvas de deformação dos reforços com o tempo mudaram significativamente;
- e) as deformações foram muito parecidas nas quatro últimas camadas instrumentadas, atingindo valores máximos a 1,2 m de altura, iguais a 20% para o fim da construção e 28% após 527 dias;
- f) a superfície potencial de ruptura teve um formato muito próximo da linearidade, com o ângulo resultante ficando algo pouco superior ao proposto pela Teoria de Empuxo de Terra de Rankine ($45^\circ + \phi/2$);
- g) a localização da cunha de ruptura teve um pequeno acréscimo com o tempo, com uma movimentação para dentro do maciço igual a 3 graus após 527 dias;
- h) os resultados do *K_o-Stiffness Method* foram satisfatórios para o cálculo da carga dos reforços, uma vez que os locais da máxima força nos reforços, calculados pelo método, coincidiu com os locais de máxima deformação obtidos pela instrumentação;
- i) o Método das Curvas Sigmóides apresentou-se muito bem no ajuste dos dados de deslocamento, tanto para encontrar o valor do pico de deformação, como para encontrar a sua localização.

Capítulo 8

ANÁLISE PÓS-CONSTRUÇÃO DE UM TALUDE EM ESCALA REAL REFORÇADO COM GEOTÊXTIL NÃO TECIDO

8.1 INTRODUÇÃO

A análise deste talude complementa a avaliação dos protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxteis. Como parte da ampliação da pista da rodovia *U.S. Highway 93*, a Administração Federal de Estradas Americanas (FHWA) projetou e supervisionou a construção de um talude íngreme reforçado com geotêxtil e com inclinação da face igual a 45° (1H:1V).

A estrutura está localizada no estado americano de Idaho, na Floresta Nacional de Salmon (*Idaho's Salmon National Forest*), ao longo da rodovia *U.S. Highway 93*. Esta rodovia segue 2993 km a partir de Phoenix (Arizona), até a Ferrovia Nacional do Canadá em Jasper (Alberta). Os 172 m de comprimento e 15,3 m de altura do talude foram vegetados, causando um mínimo impacto ambiental na Floresta. Esta estrutura representou um dos maiores taludes de solo reforçado com geotêxtil nos EUA na época da construção (Figura 8.1).

Dentre as diversas características que destacou essa estrutura em comparação com as convencionais, pode-se citar a altura da estrutura, relativamente maior do que os taludes convencionais reforçados com geotêxtil, a construção envolvendo dois tipos diferentes de geotêxtil não tecido, sendo um deles reforçado com uma geogrelha de poliéster com alta rigidez, e a utilização de um solo caracterizado como não convencional como material de aterro, no caso um granito decomposto extraído do próprio local da estrutura.

Por possuir todas essas propriedades, essa estrutura vem a completar as análises feitas para os protótipos de estrutura de contenção construídos nessa pesquisa, em que

as análises e metodologias aplicadas nos protótipos puderam ser aplicadas em uma construção real de grande porte. A presente avaliação desse aterro reforçado complementa o trabalho apresentado por Zornberg (1994), em que foram feitas análises do comportamento dessa estrutura durante a construção. Neste capítulo do trabalho, serão apresentados os resultados e análises da estrutura até cinco anos após o final da construção.

Figura 8.1 – Vista do talude após o fim da construção.

O talude foi projetado com a condição que o geotêxtil não apenas reforçasse o maciço como também permitisse uma adequada capacidade de drenagem planar para dissipar as pressões neutras que pudessem ser geradas no seio do aterro. Desse modo, uma drenagem adicional do sistema não se fez necessária, mesmo que certo fluxo de água proveniente da massa de rocha fraturada situada atrás da zona reforçada pudesse ocorrer com a fase de degelo durante a primavera, causando um regime de fluxo desestabilizante para dentro do aterro.

Devido às características únicas dessa estrutura, o talude reforçado foi considerado experimental, e um extensivo programa de instrumentação e monitoramento da construção foi implementado para avaliar seu desempenho.

Como parte desse programa de instrumentação, extensômetros mecânicos horizontais foram instalados nos geotêxteis, dois inclinômetros foram instalados para

monitorar os movimentos horizontais dentro da zona reforçada, e piezômetros foram instalados para avaliar a geração e dissipação de pressões de água no solo.

Os resultados de piezometria foram apresentados por Zornberg (1994). Este trabalho visa realizar uma análise do comportamento pós-construção da estrutura, com um enfoque maior para os resultados dos extensômetros e dos inclinômetros após o final da construção do talude.

8.2 MATERIAIS E MÉTODOS

8.2.1 Solos

Solos provenientes da própria escavação do alinhamento da rodovia foram utilizados como material de aterro. Investigações do subsolo revelaram que a maioria do material do subsolo era formada por um granito decomposto que variava de uma rocha dura intacta, até um material bem decomposto na forma de solo. Os limites de compactação foram especificados após uma pré-construção com o solo do aterro, a partir do qual foi definida uma massa específica seca máxima entre 1,8 e 2,1 g/cm³ e uma umidade ótima entre 9,5 e 13,5%, respeitando os parâmetros determinados pelos ensaios de compactação de Proctor na energia normal.

Apesar de as especificações de projeto requererem o uso de um solo com menos de 15% passando na peneira n° 200, a drenagem interna foi uma preocupação do projeto, devido ao fluxo potencial vindo da massa de rocha fraturada para dentro do maciço reforçado, especialmente durante o degelo da primavera, junto ao esmagamento potencial das partículas de granito decomposto que poderiam reduzir a condutividade hidráulica do maciço. Uma completa avaliação das propriedades mecânicas desse material foram apresentadas por Yapa et al. (1993).

8.2.2 Geotêxteis

A decisão de usar um talude de solo reforçado com geotêxteis foi baseada na facilidade de construção, baixo custo relativo, quando comparado com outras soluções,

e um impacto ambiental muito pequeno. Além disso, o uso de reforços com apropriada transmissividade foi especificado com o objetivo de lidar com o fluxo potencial da massa de rocha fraturada. Como mencionado anteriormente, a drenagem lateral fornecida pelos reforços evitaria a necessidade de um sistema de drenagem separado.

Geossintéticos permeáveis foram então especificados para esse projeto da FHWA, baseado na evidência experimental de que os reforços poderiam reforçar mais efetivamente os solos com baixa permeabilidade. A estrutura consistiu de seções reforçadas com geotêxtil não tecido, e outras seções reforçadas com geotêxtil não tecido unido a uma geogrelha de poliéster, formando um geocomposto.

Um geotêxtil não tecido (PP-20) foi selecionado para ser utilizado na metade superior do talude, enquanto que um outro composto, com um alto módulo de rigidez, foi selecionado para a metade inferior, com o objetivo de se gerarem os benefícios de reforço do geossintético, pelo alto módulo de rigidez, como também as vantagens hidráulicas de um material não tecido. Ambos os geossintéticos foram manufaturados pela Polyfelt. O PP-20 é um geotêxtil agulhado de polipropileno com filamentos contínuos. O PPC-100 também é um geotêxtil agulhado de polipropileno com filamentos contínuos, só que este é reforçado com uma malha biaxial de fibras relativamente resistentes.

Ensaio de tração de faixa larga foram realizados, de acordo com a ASTM D4595, para se obter um controle de qualidade dos geossintéticos envolvidos no projeto. A resistência última na direção longitudinal de fábrica obtida para o PP-20 foi igual a 24,4 kN/m, e para o PPC-100 igual a 104,7 kN/m. Ambos os materiais exibiram uma transmissividade hidráulica igual a 0,006 l/s, sob um confinamento de 200 kPa.

8.2.3 Projeto da estrutura

O projeto do talude reforçado foi realizado de acordo com os preceitos da FHWA. A estabilidade externa foi calculada analisando o potencial de escorregamento e ruptura global. Uma detalhada investigação do subsolo revelou zonas de granito decomposto com baixa resistência. Com isso, uma fundação reforçada com enrocamento foi construída na base do talude com o objetivo de melhorar a capacidade de carga do solo de fundação.

Métodos de estabilidade de talude, adaptados para considerar as forças fornecidas pelos reforços, foram utilizados para determinar o espaçamento requerido entre as camadas de geotêxtil e também a tensão nos reforços, em que foi possível obter o comprimento total dos reforços com uma adequada resistência ao arrancamento.

Os geotêxteis foram selecionados obedecendo às especificações de durabilidade, fluência e danos de instalação. Os fatores de redução parciais adotados foram 3,3 para fluência, 1,1 para durabilidade, e 1,2 para danos de instalação, resultando em um fator de redução global igual a 4,4, utilizado para reduzir a resistência à tração última do geotêxtil obtida por meio de ensaios de tração não confinados.

A resistência especificada para o geotêxtil variou com a altura do talude seguindo as exigências de projeto. Como mostrado pela Figura 8.2, o projeto final adotou duas zonas reforçadas, com um espaçamento constante de 0,3 m para todo o talude, resultando em um total de 50 camadas de reforço para cada uma das duas zonas reforçadas. A Figura 8.2 mostra a geometria adotada, juntamente com um esquema do fluxo potencial vindo da massa de rocha fraturada na parte de trás do talude.

Figura 8.2 – Seção transversal do talude reforçado com geotêxtil.

8.2.4 Construção

A construção do talude foi realizada utilizando equipamentos de construção convencionais durante o verão americano de 1993. O talude original foi escavado com inclinação igual a 1H:1V, e a base do aterro foi gradeada para uma condição suave. A fundação foi construída com a devida compactação do material rochoso, com a utilização de um rolo vibratório. A fundação ainda foi reforçada com uma malha de tela soldada com um espaçamento vertical de 0,45 m. A seleção da tela de malha soldada foi feita por grandes aberturas requeridas para acomodarem os tamanhos do material rochoso (até 380 mm). Um total de 765 m³ de rip-rap solto classe 3 foi usado na fundação. Apesar de a construção ser realizada durante o verão, com um clima seco, um fluxo apareceu em forma de gotas na base do corte do talude emergindo da massa de rocha fraturada.

Nenhuma experiência especial foi requerida para a construção do talude, e um grupo de 5 pessoas sem nenhuma experiência anterior nesse tipo de estrutura construiu uma média de 3 camadas por dia ao longo do talude instrumentado com 172 m de comprimento. A Figura 8.3 mostra uma foto do talude após a camada 25 ter sido compactada, sendo possível visualizar, no centro da figura, um dos tubos inclinométricos. Em cada elevação, o material foi espalhado com um trator de esteira médio e as rochas acima do tamanho permitido (100 mm) foram removidas.

Figura 8.3 – Vista do talude reforçado após a colocação da camada 25.

Cada camada teve que ser compactada com 95% da massa específica seca máxima do solo, como determinado pelos ensaios de Proctor na energia normal, e a umidade do aterro foi especificada para estar $\pm 2\%$ da umidade ótima (11,5%). Esses parâmetros de compactação foram facilmente alcançados com a utilização de um rolo compactador pé de carneiro, utilizado em quase todo o aterro, e um outro rolo compactador puxado por um trator, utilizado principalmente perto da face.

Cuidado especial foi tomado quando se trabalhou ao redor dos tubos dos inclinômetros durante a construção. O geotêxtil em cada nível foi colocado na direção longitudinal de fabricação, perpendicular à face do talude, sendo que a sobreposição entre os rolos foi de no mínimo 0,60 m. Apesar de o projeto inicial não considerar o envelopamento dos geotêxteis na face do talude, esses foram eventualmente envelopados com o objetivo de satisfazer as exigências do Serviço Nacional de Florestas.

Um sistema de fôrmas bem simples, com 45° de inclinação, foi utilizado para cada camada. Com o objetivo de auxiliar o crescimento da vegetação, buracos de 50 mm foram feitos no geotêxtil em intervalos de 150 mm. Mantas para controle da erosão foram subsequentemente instaladas no talude e ancoradas para proteger a face até a vegetação ser bem estabelecida. A Figura 8.4 mostra o talude reforçado com geotêxtil completo após a manta de controle de erosão ser instalada.

8.2.5 Instrumentação

Um extensivo programa de monitoramento foi projetado para avaliar o desempenho do talude durante e após a construção. Os instrumentos foram instalados na seção transversal mais alta da estrutura reforçada, com o objetivo de se identificar a distribuição global das deformações nos geotêxteis, com especial atenção para a magnitude e localização das deformações máximas, movimentos horizontais dentro da massa de solo reforçado, movimentos na face do talude e pressão de água no solo do aterro.

A Figura 8.5 ilustra a localização da instrumentação utilizada nesse programa de monitoramento. As leituras da instrumentação foram feitas durante e após a construção

da estrutura, até aproximadamente 5 anos após a sua finalização, com o objetivo de avaliar o seu comportamento em longo prazo.

Figura 8.4 – Talude finalizado com a manta de proteção de erosão já instalada.

Figura 8.5 – Seção transversal do talude reforçado apresentando o layout da instrumentação.

Como parte do programa de instrumentação, dois tubos de inclinômetros foram instalados para monitorar os movimentos horizontais dentro da zona reforçada. Esses inclinômetros foram instalados distantes 7,3 m e 11,9 m do pé do talude, e surgindo na superfície nas camadas 24 e 39, respectivamente. Os inclinômetros foram grauteados na base do talude a fim de satisfazer a ancoragem no maciço de fundação da estrutura. Durante a construção do talude reforçado, os tubos dos inclinômetros foram instalados em seções de 1,52 m (Figura 8.6) e o aterro foi colocado manualmente e compactado em volta desses tubos.

Figura 8.6 – Vista dos tubos de inclinômetro.

Quarenta e cinco pontos de extensômetros mecânicos foram instalados nos geotêxteis, com o objetivo de medir os deslocamentos locais dos geotêxteis e avaliar a distribuição das deformações, bem como a localização e magnitude das máximas tensões de tração nos reforços. Os extensômetros consistem em barras de metal grampeadas ao geotêxtil em distâncias crescentes com relação à face do talude, espaçadas 61 cm entre eles, e envoltos por tubos de PVC com o objetivo de protegê-los da cobertura de solo. A Figura 8.7 mostra a placa do extensômetro já instalado em uma camada de geotêxtil não tecido.

Os extensômetros foram concentrados ao longo da superfície potencial de ruptura prevista, de acordo com a análise em equilíbrio limite realizada durante o projeto da estrutura. Como indicado pela Figura 8.5, os extensômetros foram instalados no geotêxtil composto nas camadas 5 e 15 e no geotêxtil não tecido na camada 31, localizados nas elevações 1,22 m, 4,27 m e 9,14 m, respectivamente.

Figura 8.7 – Camada de geotêxtil instrumentada com extensômetros.

Os conjuntos de extensômetros foram instalados em duas seções transversais paralelas diferentes, com o objetivo de fornecer redundância suficiente para explicar possíveis anomalias dos dados, bem como possíveis danificações que esses equipamentos possam sofrer durante a construção.

Os extensômetros E1 (com 5 pontos de leitura), E2 e E4 (com 10 pontos de leitura cada), foram instalados em uma das seções transversais. Os extensômetros E3 e E5, análogos aos extensômetros E2 e E4, foram adicionalmente instalados em uma seção transversal paralela. Essa instrumentação adicional mostrou-se ser crucial para o sucesso do programa de instrumentação, uma vez que alguns pontos de extensômetros do conjunto E5 foram perdidos durante o processo de compactação.

Adicionalmente, quatro piezômetros elétricos foram instalados para se avaliar a geração e dissipação de pressões neutras no solo que poderiam desenvolver-se durante a construção e após eventos de chuva. Três piezômetros foram instalados nas elevações de 0,30 m, 1,80 m, e 4,27 m, na seção transversal que mostrou o maior fluxo vindo da rocha fraturada, durante o período de construção. Um quarto piezômetro foi instalado no interior do aterro reforçado para avaliar uma possível geração de pressão neutra nessa região.

8.3 RESULTADOS E ANÁLISES DO COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA

A análise do comportamento do talude reforçado foi realizada durante e após o período construtivo, com a instalação e medição da instrumentação feitas simultaneamente com o progresso de construção. A Figura 8.8 indica o progresso de construção do talude reforçado. O monitoramento continuou até aproximadamente 5 anos, sendo possível dessa forma avaliar o desempenho em longo prazo da estrutura.

Figura 8.8 – Processo da construção da estrutura.

8.3.1 Deformação dos reforços

Extensômetros mecânicos foram utilizados para medir os deslocamentos relativos entre a face do talude e pontos ancorados no geotêxtil dentro do maciço. Desde que nenhuma danificação foi constatada durante a construção, nos conjuntos dos extensômetros E1, E2 e E4, que foram instalados na mesma seção transversal, as medições realizadas dos extensômetros foram baseadas principalmente nos resultados

desses três conjuntos de instrumentação. Com isso, as informações dos extensômetros E3 e E5 foram utilizadas apenas para verificar a veracidade das medidas individuais de cada conjunto.

Uma vez que esses extensômetros estejam instalados em distâncias crescentes com relação à face do talude, os deslocamentos relativos entre os pontos ancorados e, conseqüentemente, as deformações nos reforços podem ser estimadas por um ajuste utilizando Curvas Sigmóides, conforme ilustrado no Capítulo 5 deste trabalho.

Com a utilização desse método, é possível obter os valores de deformação máxima em cada reforço e a sua respectiva localização, mesmo para deslocamentos muito pequenos, como é o caso da estrutura em questão. Nesse método, a face foi utilizada como referência e os dados de deslocamento utilizados na análise são justamente as distâncias relativas entre a face e cada ponto de extensômetro instalados nas camadas de geotêxtil.

As Figuras 8.9, 8.10 e 8.11 mostram os deslocamentos horizontais relativos aos geotêxteis obtidos a partir dos extensômetros E1, E2 e E4, respectivamente, junto com as curvas sobrepostas suavizadas definidas pelo ajuste dos dados.

Figura 8.9 – Curvas de deslocamento (E1) – Pontos medidos e Curvas sigmóides.

Figura 8.10 – Curvas de deslocamento (E2) – Pontos medidos e Curvas sigmóides.

Figura 8.11 – Curvas de deslocamento (E4) – Pontos medidos e Curvas sigmóides.

Com a análise dos resultados, verifica-se que o extensômetro E2 foi o que apresentou os maiores deslocamentos, porém com valores máximos não superiores a 2,0 cm, após cinco anos, o que de certa forma confirma o bom desempenho da estrutura. Os deslocamentos dos dois outros extensômetros não ultrapassaram 1,0 cm, sendo que o extensômetro E3, instalado na camada de geotêxtil não tecido, apresentou o maior deslocamento pós-construção, o que já era esperado devido ao processo de fabricação do geossintético, com relativa menor rigidez, e também pelo fato do geotêxtil ser produzido com fibras de polipropileno, o que aumenta a susceptibilidade à fluência do reforço.

As Figuras 8.12, 8.13 e 8.14 mostram a distribuição das deformações nas três camadas instrumentadas de geotêxtil, obtidas pelas leituras dos extensômetros feitas em diferentes estágios da construção e até cinco anos após o fim da construção.

Figura 8.12 – Curvas de deformação (E1) – Método sigmóide.

Figura 8.13 – Curvas de deformação (E2) – Método sigmóide.

Figura 8.14 – Curvas de deformação (E4) – Método sigmóide.

A Figura 8.15 apresenta os valores de pico das deformações para cada camada instrumentada, em diferentes estágios durante e após a construção. Os níveis de deformação em todas as camadas instrumentadas de geotêxtil foram muito baixos. Como podem ser visualizadas na figura, as deformações máximas calculadas no fim da construção foram 0,12% para a camada 5 (E1), 0,18% para a camada 15 (E2), e 0,16% para a camada 31 (E4). Aproximadamente 5 anos depois do fim da construção, essas deformações apresentaram um crescimento, registrando como valores máximos, 0,19% para a camada 5 (E1), 0,28% para a camada 15 (E2), e 0,24% para a camada 31 (E4).

Figura 8.15 – Deformações de pico para cada camada instrumentada.

Percebe-se pela figura que as deformações dos reforços, mesmo relativamente baixas após cinco anos, estão ainda crescendo. É difícil inferir a razão para esses deslocamentos pós-construção. Muitos fatores podem ser os responsáveis por isso e é difícil definir qual deles é o predominante. O talude foi construído com um solo não convencional como material de aterro (granito decomposto), em que as partículas desse solo podem apresentar fluência. A segunda causa possível é a fluência do geotêxtil, porém a carga no geotêxtil é muito baixa, reduzindo as chances de ocorrer esse fenômeno. Como

os movimentos são muito pequenos, fica difícil detectar o que esteja causando esse deslocamento pós-construção. Possivelmente um conjunto desses fatores esteja agindo na estrutura.

Se os picos de deformação para as diferentes leituras durante e após a construção forem plotadas em escala para todas as camadas, é possível ter um gráfico como mostrado pela Figura 8.16. Nesta figura pode ser visto que a localização da superfície de ruptura sofreu certa alteração após cinco anos.

Apesar de os níveis de deformação serem muito baixos para se esperar uma linha bem definida da carga máxima nos reforços, a localização dos pontos de máximo coincidiu com a superfície crítica definida pela análise convencional por equilíbrio limite. Nesse caso, a superfície formada aproxima-se uma espiral logarítmica.

Figura 8.16 – Distribuição das deformações em cada camada de geotêxtil instrumentada.

8.3.2 Deformações globais da estrutura

As deformações globais do talude reforçado foram determinadas a partir dos dois inclinômetros instalados dentro da zona reforçada. Os inclinômetros mediram as

deflexões horizontais dentro do maciço reforçado com a precisão de 0,025 mm, fornecendo uma precisa avaliação dos deslocamentos. A Figura 8.5 ilustra o posicionamento dos inclinômetros dentro do maciço reforçado.

A Figura 8.17 mostra o desenvolvimento dos deslocamentos laterais medidos pelo inclinômetro SI1 em diferentes elevações durante e após a construção do talude. Esses resultados mostram um aumento aproximadamente linear dos deslocamentos durante a construção, com os deslocamentos horizontais iniciando quando a construção alcançou a elevação do aterro com aproximadamente 3,3 m, correspondente à camada 11. A ausência inicial de deslocamentos explica-se porque durante os estágios iniciais da construção, o inclinômetro se encontrava atrás da superfície potencial de ruptura do talude definida pelo ângulo de atrito do solo do aterro.

Figura 8.17 – Deflexões horizontais do inclinômetro SI1.

Como indicado na Figura 8.18, o progresso dos deslocamentos laterais para o inclinômetro SI2 mostra uma tendência similar quando comparado com a do inclinômetro SI1. Nesse caso, os deslocamentos laterais do inclinômetro SI2 começaram quando o aterro atingiu aproximadamente 6,7 m, mesmo nível da camada 22.

Figura 8.18 – Deflexões horizontais do inclinômetro SI2.

Os inclinômetros medem o movimento horizontal total relativo à base do tubo inclinométrico, que é uma referência fixa. O deslocamento horizontal máximo no fim da construção para o inclinômetro SI1 foi menor que 25 mm e, após 5 anos, esse deslocamento alcançou quase 50 mm, apresentando uma taxa de deslocamento aproximadamente constante de 2,5 mm nos últimos 3 anos.

Esse deslocamento horizontal final é muito pequeno, representando um movimento horizontal da ordem de 0,16% da altura da estrutura para o fim da construção e 0,32% da altura após 5 anos. Entretanto, mesmo pequenos, esses deslocamentos foram suficientes para conduzir a estrutura a um estado ativo de tensões.

Para o inclinômetro SI2, o deslocamento lateral máximo obtido no fim da construção foi de aproximadamente 19 mm, localizado no topo do inclinômetro e, após 5 anos, esse deslocamento se estendeu até 37,5 mm. Essa deflexão representa um movimento da ordem de 0,12% da altura da estrutura para o fim da construção e 0,25% após 5 anos. O perfil do deslocamento lateral mostra um pico a uma altura de aproximadamente 4,0 m, provavelmente devido a restrições no tubo inclinométrico, causadas por agregados acima do tamanho permitido, ou por compactação exagerada no local. Entretanto, esse fenômeno foi localizado e aparentou não ter efeito na tendência geral de deslocamentos.

8.3.3 Comprovação das medidas de deslocamento

O par de inclinômetros instalado na zona reforçada permitiu a determinação do movimento diferencial do solo entre eles. Isso foi particularmente útil, quando se necessitou comparar os resultados dos deslocamentos dos inclinômetros com os extensômetros. Considerando a localização dos extensômetros e inclinômetros, essa checagem teve maior utilização, particularmente, para o nível de extensômetros E2 (4,27 m de altura), onde se encontra a camada de geotêxtil instrumentada que intercepta ambos os inclinômetros.

A Figura 8.19 mostra os deslocamentos horizontais relativos entre os inclinômetros SI1 e SI2, no nível do extensômetro E2. O progresso dos deslocamentos relativos com a elevação do aterro, obtidos pelas leituras do extensômetro E2, está também indicado na Figura 8.19.

Figura 8.19 – Cruzamento dos resultados dos extensômetros horizontais e dos inclinômetros.

A partir da análise dos resultados apresentados na figura, é possível observar certa concordância entre valores fornecidos pelos dois instrumentos não variando mais do que 1 mm durante quase todo o tempo em que a estrutura está construída. Essa verificação valida os resultados dos deslocamentos interpretados tanto para os inclinômetros quanto para os extensômetros.

8.4 CONCLUSÕES

O programa de instrumentação detalhado neste capítulo teve como objetivo avaliar o desempenho de um talude reforçado, com 15,3 m de altura e com a utilização de um granito decomposto como material de aterro. Dois tipos de geotêxtil não tecido, sendo que um deles foi reforçado com uma geogrelha de poliéster, foram selecionados como elementos de reforço. As conclusões mais importantes obtidas neste capítulo estão apresentadas a seguir.

- a) os resultados do programa de instrumentação indicaram um excelente desempenho do talude, com pequenas deformações globais (na ordem de 50 mm) e também baixos níveis de deformação nos geotêxteis (em torno de 0,3%);
- b) deformações muito baixas foram observadas nos geotêxteis do talude reforçado; somente pequenas deformações adicionais foram observadas nos resultados do monitoramento, especialmente para os últimos 3 anos;
- c) a localização das máximas forças de tração calculadas nos reforços, estimadas a partir dos resultados da instrumentação de campo, foi consistente com a localização definida pelos métodos da análise da estabilidade interna de taludes reforçados; a superfície potencial de ruptura formada aproximou-se uma espiral logarítmica;
- d) as máximas deformações obtidas a partir dessas medidas indicam que os fatores de redução dos métodos de cálculo atuais ainda são conservadores. Os níveis de deformação do geotêxtil foram muito menores do que aqueles assumidos nos projetos atuais para definir a resistência à tração requerida nos reforços;
- e) o baixo nível de tensão nos geotêxteis mostra que o solo do aterro, e não os reforços geossintéticos, controlam a deformação na massa de solo reforçado.

Capítulo 9

CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1 RESUMO

Foram apresentados, ao longo deste trabalho, os resultados de campo referentes à construção de oito protótipos de estrutura de contenção em solo reforçado com geotêxtil. Todas as estruturas foram instrumentadas, principalmente visando aos deslocamentos internos, para avaliar o comportamento de campo. Adicionalmente, foi realizada a análise de um talude com 15,3 m de altura no estado americano de Idaho, com ênfase para o comportamento em longo prazo dessa estrutura, onde foram realizadas leituras até cinco anos após o fim da construção.

As conclusões mais importantes das análises estão apresentadas no final de cada capítulo. Este Capítulo apresentará os pontos mais importantes fornecidos por este trabalho, juntamente com as conclusões mais importantes obtidas pela observação das trinta estruturas de campo apresentadas no Capítulo 3. A seguir, encontram-se as implicações em projeto de que esta pesquisa resultou e as sugestões para pesquisas futuras.

9.2 IMPLICAÇÕES EM PROJETO

9.2.1 Tipo de solo

De forma geral, todos os protótipos apresentaram um excelente desempenho durante o tempo de observação. Mesmo durante períodos com alta pluviosidade, as estruturas permaneceram íntegras.

Os protótipos construídos com o solo arenoso, de forma geral, foram os que apresentaram as maiores movimentações horizontais, tanto durante a fase construtiva, quanto no período pós-construção. Nesse caso, o melhor comportamento dos protótipos construídos com solos coesivos deve-se ao fato de que essas estruturas poderiam permanecer estáveis mesmo sem as inclusões, devido à alta coesão presente nesses solos.

Os protótipos construídos com os solos com alta coesão apresentaram um ótimo comportamento pós-construção. Os deslocamentos da face e as deformações dos reforços aumentaram muito pouco após a construção, principalmente quando comparados com os protótipos construídos com solo granular.

Os protótipos construídos com a argila siltosa apresentaram menores deslocamentos do que os protótipos construídos com a areia siltosa. Ensaio triaxiais realizados com esses solos revelaram que o solo argilo siltoso apresentou uma maior coesão, apesar de um ângulo de atrito um pouco inferior. Com isso, se a coesão for mantida durante a vida útil da estrutura, as deformações das estruturas construídas com o solo argilo siltoso tendem a ser menores do que as construídas com o solo areno siltoso, mesmo com este último possuindo um ângulo de atrito ligeiramente superior, mostrando a importância da coesão no comportamento desse tipo de estrutura.

Diferentemente da movimentação horizontal das estruturas, os protótipos construídos com solo granular foram os que apresentaram os menores recalques verticais. Por outro lado, os protótipos construídos com a argila siltosa foram as estruturas que registraram as maiores deformações verticais. Por meio de ensaios triaxiais, mostrou-se que quanto maior porcentagem de areia na composição granulométrica de cada solo, menores foram os recalques verticais de cada estrutura.

9.2.2 Tipo de geossintético

Os protótipos construídos com os solos coesivos apresentaram, de forma geral, um melhor comportamento para as estruturas reforçadas com geotêxtil tecido do que com o não tecido. Os protótipos reforçados com geotêxtil tecido, devido à sua maior rigidez à tração, resultaram em menores deformações nos reforços, menores deslocamentos da face e também menores recalques verticais. Além disso, no caso dos protótipos que utilizaram o silte argiloso como material de aterro, que tiveram uma

camada compressível devido à alta umidade de compactação, o geotêxtil tecido colaborou de melhor forma para a distribuição das tensões, resultando em menores deformações dos reforços nessa região.

Os protótipos construídos com o solo granular apresentaram um comportamento peculiar. O protótipo 8, reforçado com um geotêxtil tecido de polipropileno, resultou em menores deformações do que o protótipo 1, para o fim da construção, devido principalmente à maior rigidez que o geotêxtil tecido possui com relação ao não tecido (PET). Entretanto, os resultados observados após a construção dos protótipos apresentaram um comportamento contrário, com as maiores taxas de deformação no protótipo 8, construído com geotêxtil tecido.

Isso pode ser explicado por dois fatores distintos. O protótipo 1 foi fabricado com um geotêxtil de poliéster, com uma susceptibilidade à fluência bem menor do que o geotêxtil de polipropileno, utilizado no protótipo 8. A outra possível razão para este comportamento é que o geotêxtil não tecido utilizado no protótipo 1 apresenta uma transmissividade bem superior ao geotêxtil tecido, resultando com isso em uma melhor drenagem do maciço reforçado e conseqüentemente um melhor controle da sucção do solo.

Foi possível verificar que os protótipos reforçados com geotêxtil não tecido comportaram-se muito bem com a ação das chuvas, dissipando e controlando a sucção do solo durante esse período, resultando em um perfil constante de umidade com a profundidade. Além de impedir que a água das chuvas infiltrasse no solo, funcionando como um dreno, o geotêxtil não tecido também contribuiu para a dissipação da umidade na zona compressível do protótipo 3.

9.2.3 Geometria interna das estruturas

Com relação à geometria interna das estruturas, este trabalho comprovou que quanto maior a densidade dos reforços, menores foram os deslocamentos e as cargas nas inclusões. Porém, da forma com que a pesquisa foi conduzida, não foi possível quantificar qualitativamente esse fator, pois a estrutura com menor densidade de reforços apresentou deslocamentos muito superiores aos da estrutura com mais reforços.

Uma observação importante obtida pela investigação da geometria interna dos protótipos foi que a localização da superfície potencial de ruptura ficou muito parecida

para as duas estruturas reforçadas (protótipos 1 e 2), evidenciando que a localização da superfície de ruptura é dependente do ângulo de atrito interno do solo, e não da densidade dos reforços.

Foi observado também, pela construção dos protótipos 1 e 2, que o espaçamento igual a 40 cm foi o que apresentou uma melhor estabilidade local com solos granulares. Com 50 cm de espaçamento, a face do protótipo ainda apresentou um bom comportamento, porém começou a ter um alto embarrigamento da camada, afetando a estética da estrutura. Para espaçamentos entre as camadas maiores que 50 cm, a estrutura começou a apresentar deslocamentos excessivos, com risco de ruptura para falta de um envelopamento adequado.

9.2.4 Superfícies potenciais de ruptura

Grande parte dos deslocamentos nos protótipos reforçados com geotêxtil não tecido desenvolveu-se perto da face das estruturas. Pelo fato de possuírem uma relativa maior deformabilidade, os protótipos construídos com esses geotêxteis apresentaram movimentos maiores próximos à face, devido à acomodação das partículas de solo durante o processo de retirada das fôrmas. Esse fenômeno foi ainda mais pronunciado para solos puramente granulares. Os protótipos reforçados com geotêxtil tecido, de forma geral, apresentaram uma tendência de formação da superfície potencial de ruptura um pouco mais afastada da face.

Entretanto, ambos os protótipos se aproximaram de um ângulo de $45^\circ + \phi/2$ com a horizontal, e que devido à sua simplicidade de aplicação, viabiliza-se na utilização em estruturas de contenção com a utilização de solos granulares.

Com relação ao talude íngreme construído em Idaho, a localização das máximas forças de tração calculadas nos reforços, estimadas a partir dos resultados da instrumentação de campo, foi consistente com a localização definida pelos métodos da análise da estabilidade interna de taludes reforçados baseados em equilíbrio limite, formando uma superfície espiral logarítmica.

Pela observação dos protótipos e das trinta estruturas instrumentadas que utilizaram solos coesivos como material de aterro, com coesões elevadas, a probabilidade de ocorrência de uma superfície espiral logarítmica foi maior do que para as estruturas que utilizaram solos granulares, em que ficou nítida uma maior

probabilidade de ocorrência de uma superfície linear parecida com a proposta por Rankine.

Com isso, conclui-se que, as estruturas que utilizam solo granular tendem, a formação de uma superfície potencial de ruptura linear com um ângulo de $45^\circ + \phi/2$ com a horizontal, enquanto as estruturas que utilizam solos coesivos, tendem a uma superfície potencial de ruptura parecida com uma espiral logarítmica.

9.2.5 Deslocamentos da face

O deslocamento da face das estruturas foi o parâmetro que apresentou a maior variabilidade entre os protótipos construídos e as estruturas instrumentadas apresentadas no Capítulo 3 deste trabalho. Medições de deslocamentos da face variaram de 1 mm até 270 mm, não representando com fidelidade a deformação dos reforços, sendo que os deslocamentos da face sofreram grande influência do método construtivo utilizado.

Entretanto, de uma forma geral, a localização dos maiores deslocamentos foi compatível com os locais de maiores deformações para cada estrutura. Para os protótipos que utilizaram o solo arenoso, o local de máxima deformação dos reforços coincidiu com fidelidade com o local de máximo deslocamento da face. Com relação aos protótipos construídos com solos coesivos, esses apresentaram deslocamentos da face muito pequenos e com isso não apresentaram um comportamento bem definido, apresentando uma grande variabilidade de um para o outro.

Com relação aos deslocamentos da face e a altura da estrutura (δ/H), não foi possível observar uma tendência para esses resultados. Para as trinta estruturas instrumentadas, das 26 que forneceram esses resultados, 23 apresentaram deformações laterais iguais ou maiores que 0,1% que, segundo Lambe & Whitman (1979), é o valor mínimo para um maciço atingir a sua condição ativa. Em duas das três estruturas que apresentaram valores inferiores a 0,1%, a face da estrutura era composta por blocos ou placas de concreto, o que auxiliou a reduzir os deslocamentos.

Verificou-se a mesma tendência para os protótipos, com a relação entre o deslocamento da face e a altura da estrutura (δ/H) maior que 0,1%. Esses valores foram maiores para os protótipos com solos granulares e menores para os protótipos com solos coesivos, pois estes têm o auxílio da coesão no empuxo horizontal.

9.2.6 Deformação dos reforços

As deformações dos protótipos foram em geral muito pequenas, não ultrapassando 1,0% para quase todas as estruturas, exceção feita para os protótipos 2 e 7, que sofreram uma variação do espaçamento com a altura e uma redução dos reforços, respectivamente.

Com relação ao protótipo 7, as deformações registradas foram muito parecidas nas quatro últimas camadas instrumentadas, atingindo valores médios iguais a 25% após 527. O reforço instalado a 1,2 m foi o que apresentou deformações ligeiramente superiores, atingindo 20% para o fim da construção e 28% após 527 dias.

O talude instrumentado em Idaho registrou as maiores deformações nas três camadas instrumentadas de geotêxtil da ordem de 0,3%. Esses níveis de deformação foram muito baixos, especialmente se forem consideradas as deformações globais reportadas pelos extensômetros, quando comparadas com aquelas obtidas pelas leituras dos inclinômetros.

Para as trinta estruturas instrumentadas, apresentadas no Capítulo 3, as deformações máximas nos reforços, para as estruturas que não sofreram a ação de sobrecarga em seu topo, apresentaram valores baixos, variando entre 0,2% até 2,0%. Já as estruturas que tiveram a aplicação de uma sobrecarga apresentaram valores maiores, dependendo do tipo de reforço e da dimensão da carga aplicada no topo da estrutura.

As máximas deformações obtidas a partir dessas medidas e de outros taludes reforçados com geossintéticos indicam que os fatores de redução dos métodos de cálculo atuais são conservadores. Os níveis de deformação do geotêxtil foram muito menores do que aqueles assumidos nos projetos atuais para definir a resistência à tração requerida nos reforços.

9.2.7 Movimentação vertical das estruturas reforçadas

As deformações verticais resultantes não ultrapassaram 1,6% para os protótipos construídos, com exceção do protótipo 7. Pode-se observar que as maiores deformações verticais ocorreram próximas da base do maciço e também dentro da superfície hipotética de ruptura. Além disto, observou-se que as deformações decresceram

lentamente com o aumento da altura do maciço e anularam-se nas partes mais altas. Como esperado, as maiores deformações ficaram próximos da cunha de ruptura.

Como já comentado anteriormente, por meio dos resultados obtidos pelos protótipos reforçados, ficou claro que quanto maior a porcentagem de areia na composição granulométrica do solo de aterro, menores foram as deformações verticais dos maciços reforçados.

9.2.8 Fluência dos reforços

Todos os protótipos, com exceção do protótipo 7, apresentaram baixíssimas deformações pós-construção. Mesmo durante períodos com alta pluviosidade, as estruturas permaneceram íntegras. Com relação ao talude em Idaho, deformações muito baixas foram observadas nos geotêxteis do talude reforçado, monitorado continuamente durante os 5 anos que se seguiram após o final da construção. Somente pequenas deformações adicionais foram observadas, especialmente para os últimos 3 anos.

Pelas observações realizadas no protótipo 7, foi mostrado pelos resultados que as curvas de fluência não confinada obtidas em laboratório podem fornecer uma boa aproximação sobre o comportamento obtido no campo; o confinamento de solo reduziu apenas a deformação inicial do reforço, e não a fluência polimérica.

Porém, muitas incertezas ainda permanecem na hora de realizar previsões, pois o teor de umidade do solo varia para diferentes condições climáticas e, uma vez alteradas essas condições, as curvas de deformação com o tempo dos reforços mudam significativamente. Esse fenômeno foi mais pronunciado nos protótipos reforçados que utilizaram solos granulares, uma vez que não existe uma resistência para a entrada da água para dentro do solo, tornando quase que imediatas as variações das propriedades do solo, logo no início das chuvas.

9.2.9 Recalque da fundação

Os deslocamentos da fundação registrados para o protótipo 1, na seção central da estrutura, foram superiores aos encontrados nos seus extremos. Os maiores deslocamentos aconteceram durante a construção, atingindo 21 mm. Os deslocamentos

pós-construção permaneceram constantes, não aumentando mais do que 2 mm após 84 dias. Ao contrário dos resultados dos deslocamentos horizontais e verticais do maciço reforçado, os deslocamentos da fundação não sofrem interferência da cunha potencial de ruptura.

9.2.10 Métodos de Projeto

O Método de Mitchell & Villet (1987), baseado em equilíbrio limite, funcionou muito bem para o dimensionamento das estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos. Isso pode ser comprovado por meio de uma comparação entre os protótipos 1 e 7. O protótipo 1 foi dimensionado com os fatores de redução iguais a 1,0, com um coeficiente de segurança global da estrutura ligeiramente superior a 1,0. O protótipo 7 foi dimensionado com fatores de redução menores que 1,0, resultando em um coeficiente de segurança global menor do que 1,0. Os resultados obtidos registraram um comportamento muito bom para o protótipo 1, com deformações máximas próximas de 1,0%. Entretanto, o protótipo 7, apesar de não apresentar ruptura dos reforços durante o período de observação, apresentou deformações dos reforços superiores a 25%, atingindo o seu estado limite de utilização.

Os resultados da deformação global obtidos para o talude reforçado em Idaho indicaram que as medidas de segurança adotadas em projeto resultaram em uma estrutura que se encontra dentro das exigências de deformação em serviço. Entretanto, da mesma forma que ocorreu com os protótipos construídos, as deformações nos reforços foram muito baixas.

Com isso, conclui-se que a teoria baseada em equilíbrio limite está compatível com os resultados obtidos, e provavelmente a grande discrepância é devido ao fato de que os fatores de redução propostos pelos métodos de cálculo atuais estão extremamente conservadores, uma vez que os níveis de deformação dos reforços são muito menores do que aqueles assumidos nos métodos de projetos atuais para definir a resistência à tração requerida nos reforços.

A coesão aparente dos protótipos é outro ponto de discrepância que eleva as variações do comportamento dos protótipos. No caso dos protótipos construídos com solos granulares, a coesão aparente manteve-se durante os períodos de estiagem, mantendo as deformações pós-construção dos protótipos muito baixas. Entretanto, a

coesão reduziu-se praticamente a zero durante os períodos de chuva, elevando consideravelmente as cargas e as deformações dos reforços.

Entretanto, os solos coesivos, com baixíssimas permeabilidades, mantiveram constantes os seus parâmetros de resistência durante o tempo de observação dos protótipos (aproximadamente 3 anos). Foi observado por meio de furos de trado, que a variação da umidade ocorreu até uma profundidade de 1,5m de profundidade, com processos de umedecimento e secagem. Porém, essa variação não foi significativa, encontrando-se dentro de valores aceitáveis, mantendo íntegras as estruturas, com praticamente nula a taxa de deformação pós-construção.

Para estimar as cargas dos reforços, utilizou-se a metodologia desenvolvida por Allen & Bathurst (2003), denominada *K_o-Stiffness Method*. Os resultados obtidos por este método, utilizado para estimar as cargas dos reforços de estruturas de contenção em solo reforçado, mostraram-se compatíveis com os resultados obtidos para as deformações nos reforços, uma vez que a comparação dos dados de campo com os de laboratório apresentou resultados parecidos.

Os resultados obtidos pela suavização com as Curvas Sigmóides foram bem coerentes para o ajuste dos deslocamentos dos protótipos, tanto para encontrar o valor do pico de deformação quanto à sua localização, sendo que em cada nível de reforço as tensões de tração cresceram progressivamente da face da estrutura para um valor máximo e depois diminuíram até zero na extremidade do reforço mais afastada da face.

9.3 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para as pesquisas futuras que visarem dar continuação aos estudos desenvolvidos neste trabalho, com relação às estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxteis, são sugeridos os seguintes aspectos:

- a) investigar com mais detalhes o efeito da geometria interna no comportamento das estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos;
- b) estudar individualmente os fatores de redução com o objetivo de diminuir o alto conservadorismo presente nos métodos de cálculo;
- c) investigar as tensões internas dos maciços reforçados para averiguar a distribuição das tensões e calibrar os coeficientes de empuxo;
- d) investigar a umidade do solo das estruturas para analisar como as estruturas se comportam sob diferentes condições climáticas;
- e) realizar simulações numéricas com MEF para adequar os materiais envolvidos nesta pesquisa e, conseqüentemente, poder realizar análises paramétricas e simulações de obras em escala real;
- f) estudar a fluência confinada dos geotêxteis utilizados na construção dos protótipos.

Capítulo 10

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridges, Seventeenth Ed., 2002. American Association of State Highway & Transportation Officials, Washington, DC.
- ABRAMENTO, M. (1994). *Análise de tensões em solos reforçados com inclusões planas*. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu, v.1, p.43-50.
- ABRAMENTO, M. (1998). *Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes - I*. Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente. Instituto de Engenharia, São Paulo, 32p.
- ABU-HEJLEH, N.; ZORNBERG, J.G.; WANG, T.; WATCHARAMONTHEIN, J. (2002). *Monitored Displacements of Unique Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments*. Geosynthetics International, v.9, n.1, p.71-95.
- ADIB, M.; MITCHELL, J.K.; CHRISTOPHER, B. (1990). *Finite element modeling of reinforced soil walls and embankments*. Design and Performance of Earth Retaining Structures. Geotechnical Special Publication, ASCE, n.25, p.409-423.
- ALI, F.H. (1993). *Field Behaviour of a Geogrid-Reinforced Slope*. Geotextiles and Geomembranes, Barking Essex, v.12, n.1, p.53-72.
- ALLEN, T.M.; BATHURST, R.J. (2003). *Prediction of reinforcement loads in reinforced soil walls*. Report WA-RD 522.2, Washington State Department of Transportation, Olympia, Washington.

- ANDRADE, P.I.; EHRLICH, M.; ITURRI, E, Á, Z. (1999). *Estudo numérico da influência de carregamentos externos nas tensões atuantes em muros de solo reforçado*. Geossintéticos 99, 3º Congresso Brasileiro de Geossintéticos. Rio de Janeiro, Brasil, p.131-138.
- ANDRAWES, K.Z.; MCGOWN, A.; AHMAD, F. (1990). *Influence of lateral boundary movements on earth pressure*. International Conference of the Performance of Reinforced Soil Structures. British Geotechnical Society, Glasgow, Escócia, p.359-364.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2000). D 2487 – 00: *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. New York.
- _____. (2001). D 4439 – 01: *Standard Terminology for Geosynthetics*. New York.
- ARTHUR, J.R.F.; ROSCOE, K.H. (1965). *An examination of the edge effects in plane-strain model earth pressure tests*. Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montreal, Canadá, v.II, div.3-6, p.363-367.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). *NBR 9180 - Solo: determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.
- _____. (1984a). *NBR 7181 - Solo: análise granulométrica*. Rio de Janeiro.
- _____. (1984b). *NBR 6459 - Solo: determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.
- _____. (1984c). *NBR 7182 - Solo: ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.
- _____. (1986). *NBR 6457 - Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro.
- _____. (1986). *NBR 9286 - Terra armada: especificação*. Rio de Janeiro.
- _____. (1990). *MB 3324 - Solo: determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.

- _____. (1991). *MB 3388 - Solo: determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos*. Rio de Janeiro.
- _____. (1992). *NBR 12568 - Solo: determinação da gramatura*. Rio de Janeiro.
- _____. (1992). *NBR 12569 - Geotêxteis – Determinação da Gramatura*. Rio de Janeiro.
- _____. (1993). *NBR 12824 - Geotêxteis: determinação de resistência à tração não confinada: ensaio de tração faixa larga*. Rio de Janeiro.
- _____. (1995). *NBR 6502 – Rochas e Solos*. Rio de Janeiro.
- AZAMBUJA, E. (1994). *Investigação do dano mecânico em geotêxteis não tecidos*. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- AZAMBUJA, E. (1999). *A influência do dano mecânico na tensão admissível dos geossintéticos em estruturas de solo reforçado*. Geossintéticos 99, 3º Congresso Brasileiro de Geossintéticos. Rio de Janeiro, Brasil, p.157-165.
- BATHURST, R.J.; BENJAMIM, D.J.; JARRET, P.M. (1988). *Laboratory study of geogrid reinforced soil walls*. Geotechnical Special Publication, ASCE, n.18, p.178-192.
- BATHURST, R.J.; BENJAMIM, D.J.; JARRETT, P.M. (1989). *An instrumented geogrid reinforced soil wall*. Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, v.2, p.1223-1226.
- BATHURST, R.J.; WALTERS, D; VLACHOPOULOS, N; BURGESS, P; ALLEN, T.M. (2000). *Full Scale Testing of Geosynthetic Reinforced Walls*. ASCE Special Publication, GeoDenver 2000, Denver, Colorado, EUA.
- BATHURST, R.J., BLATZ, J.A. AND BURGER, M.H. (2003). *Performance of Instrumented Large-Scale Unreinforced and Reinforced Embankments Loaded by a Strip Footing to Failure*. Canadian Geotechnical Journal, v.40, p.1067-1083.

- BATHURST, R.J.; SIMAC, M.R. (1991). *Review of Three Instrumented Geogrid Reinforced Soil Retaining Walls*. Geosynthetics: Design and Performance. Vancouver Geotechnical Society - 6th Annual One Day Symposium, 15p., Vancouver, Canadá.
- BENJAMIM, C.V.S., BUENO, B.S., ZORNBERG, J. (2005). *Field and Modeling Results of a Woven Geotextile Reinforced Soil Retaining Wall*. 16th ICSMGE - Osaka, Japão, v.3, p.1323-1326.
- BENJAMIM, C.V.S., BUENO, B.S., ZORNBERG, J., MCCARTNEY, J. (2004). *Field and Modeling Results of a Non-Woven Geotextile Reinforced Soil Retaining Wall*. International Conference on the Use of Geosynthetics in Soil Reinforcement and Dynamics - Schloss Pillnitz, Dresden, Germany.
- BENJAMIM, C.V.S., BUENO, B.S., PALMA, S.L. (2003). *Análise Experimental e Numérica de um Protótipo de Estrutura de CONTENÇÃO em Solo Reforçado com Geotêxtil*. IV Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Porto Alegre.
- BERGADO, D.T.; CHAI, J.C.; BALASUBRAMANIAM, A.S. (1992). *Interaction between grid reinforcement and cohesive-frictional soil*. International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka. Balkema, v.1, p.29-34.
- BOLTON, M.D. (1986). *The Strength and dilatancy of sands*. Geotechnique, v.36, p.65-78.
- BOLTON, M.D.; PANG, P.L.R. (1982). *Collapse limit state of reinforced earth retaining walls*. Geotechnique, v.32, n.4, p.349-367.
- BONAPARTE, R.; SCHMERTMANN, G.R.; CHU, D.; CURTIS, V.E.C. (1989). *Reinforced soil buttress to stabilize a high natural slope*. Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, v.2, p.1227-1230.
- BROMS, B.B. (1971). *Lateral pressures due to compaction of cohesionless soils*. 4th Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, p.373-384.

- BRUNO, A.C. (1997). *Instrumentação de um Muro de Solo Reforçado com Geotêxteis*. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- BRITISH STANDARD (1995). *BS 8006: Code of practice for strengthened /reinforced soils and other fills*. London, UK.
- BUENO, B.S.; ARAMAKI, R.T. (1998). *Estrutura de contenção em solo reforçado com tiras de geotêxtil*. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Brasília, v.2, p.1079-1083.
- BUENO, B.S, BENJAMIM, C.V.S., ZORNBERG, J. (2005). *Field Performance of a Full-Scale Retaining Wall Reinforced With Non-Woven Geotextiles*. ASCE Geofrontiers 2005 - Austin, Texas, USA.
- BURWASH, W.J.; FROST, J.D. (1991). *Case History of a 9 m High Geogrid Reinforced Retaining Wall Backfilled with Cohesive Soil*. Geosynthetics '91 Conference, Atlanta, EUA, v.2, p.485-493.
- CANCELLI, A.; RIMOLD, P.; TOGNI, S. (1992). *Frictional characteristics of geogrids by means of direct shear and pull-out tests*. International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka. Balkema, v.1, p.51-56.
- CARRUBBA P., MORACI N., MONTANELLI F. (2000). *Long-Term Behaviour Of an Instrumented Wall Reinforced with Geogrids*. Second European Geosynthetics Conference, "EUROGEO 2000". Bologna, Italia, p.125
- CARVALHO, P.A.S.; WOLLE, C.M.; PEDROSA, J.A.B.A. (1986). *Aterro reforçado com geotêxteis – uma opção alternativa para a engenharia geotécnica*. 8º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, v.4, p.169-178.
- CHRISTOPHER, B. R., HOLTZ, R. D., ALLEN, T. M. (1990). *Instrumentation for a 12.6 m High Geotextile-Reinforced Wall*. Performance of Reinforced Soil Structures. International Reinforced Soil Conference, British Geotechnical Society, Glasgow, Scotland, p.73-78.

- CHRISTOPHER, B.R. (1993). *Deformation Response and Wall Stiffness Reinforced Soil Design*. Tese (doutorado) - Universidade de Perdue, Waltham, EUA.
- CHRISTOPHER (2005). *Reinforced Soil Structures: Design methods, Issues and Innovations*. Notes for Short Course at Geo-Frontiers in Austin, Texas, EUA.
- DANTAS, B.T.; EHRLICH, M. (1999). *Ábacos para dimensionamento de taludes reforçados sob condições de trabalho*. Geossintéticos 99, 3º Congresso Brasileiro de Geossintéticos, Rio de Janeiro, Brasil, p.115-122.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (1986). *Boletim Técnico BT-1: Aterros Reforçados com Geotêxteis*.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994). ME 258: *Solos compactados em equipamento miniatura – mini-MCV*. São Paulo.
- _____. (1994a). ME 256: *Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão*. São Paulo.
- DUNCAN, J.M.; SEED, R.B. (1986). *Compaction-induced earth pressures under K_0 -conditions*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v.112, n.1, p.1-22.
- EHRLICH, M.; MITCHELL, J.K. (1994). *Working stress design method for reinforced soil walls*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v.120, n.4, p.625-645.
- EHRLICH, M.; VIANNA, A.J.D.; FUSARO, F. (1994). *Comportamento de um muro de solo reforçado*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu. ABMS. p.819-824.
- EHRLICH, M. (1995). *Deformação em muros de solos reforçados*. Geossintéticos-95. Segundo Simpósio Brasileiro sobre aplicações de Geossintéticos. São Paulo, p.31-40.
- EHRLICH, M.; VIDAL, D.; CARVALHO, P.A. (1997). *Performance of two geotextile reinforced soil slopes*. International Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro, p.415-420.

- EHRlich, M. (1998). *Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes. II Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente*. Instituto de Engenharia. São Paulo, p.18.
- ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B.R.; BERG, R.R. (2001). *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-NHI-00-043, 394p.
- FANNIN, R.J.; HERMANN, S. (1991). *Creep measurements of polymeric reinforcement*. Sixth International Conference on Geosynthetics. Atlanta, Georgia, EUA, v.1, p.561-573.
- FANNIN, R.J., 2001, *Long-Term Variations of Force and Strain in a Steep Geogrid-Reinforced Soil Slope*. Geosynthetics International, v.8, n.1, p.81-96.
- FAHEL, A.R.; PALMEIRA, E.M.; CAMPOS, L.E.P. (1999). *Danos em estruturas reforçadas com geossintéticos sobre fundação em solo mole*. Geossintéticos 99, 3º Congresso Brasileiro de Geossintéticos, Rio de Janeiro, Brasil, p.67-74.
- FARRAG, K; MORVANT, M. (2004). *Evaluation of Interaction Properties of Geosynthetics in Cohesive Soils: LTRC Reinforced-Soil Test Wall*. Louisiana Department of Transportation and Development, Baton Rouge, LA, EUA, 136p.
- FLOSS R., STIEGELER R. (2000). *Design and Measurements of a Reinforced Steep Slope under Motorway*. Nuernberg Berlin. Second European Geosynthetics Conference, "EUROGEO 2000". Bologna, Italia, p.131.
- FUKUDA, N.; KANAYAMA, T.; SUTOH, Y. (1992). *Construction of multi-anchored wall on soft ground preloaded by steep slope reinforced embankment*. International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka. Balkema, v.1, p.331-336.
- GEO-SLOPE INTERNATIONAL (1995). *Slope/W for Slope Stability Analysis*, versão 4.22, Calgary, Alberta, Canadá.

- GHIONNA, V.N.; FIORAVANTE, V.; VICARI, M. (2002). *Full scale test on a retaining wall with non-uniform reinforcements*. Seventh International Conference on Geosynthetics. Nice, França, v.1, p.279-282.
- GOMES, R.S. (1992). *Interação solo-reforço e mecanismos de ruptura em solos reforçados com geotêxteis*. 271p. Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Carlos.
- GOMES, R.C.; MARTINS, C.C. (2002). *Design and analysis of geotextile-reinforced soil structures in highway applications in Brazil*. Internacional Conference on Geosynthetics, 7, Nice, França. p.293-286.
- HERMANN, S.; BURD, H.J. (1989). *An instrumented steep reinforced soil embankment at Andalsnes, Norway*. Geotextiles and Geomembranes, Barking Essex, v.7, p.293-307.
- HIRAI T.; OTANI J (2000). *Behavior of geogrid reinforced soil wall using box-type wall*. Second European Geosynthetics Conference, "EUROGEO 2000". Bologna, Italia, p.143.
- HO, S.K.; ROWE, R.K. (1996). *Effect of wall geometry on the behaviour of reinforced soil walls*. Geotextiles and Geomembranes, Barking Essex, v.14, p.521-541.
- HUANG, C.C. (1992). *Report on Three Unsuccessful Reinforced Walls*. Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls. Tokyo, Japão, p.219-222.
- INGLOD, T.S. (1993). *Partial materials factors for polymer wall reinforcement*. Geosynthetics '93 Conference, Vancouver, Canadá, p.217-227.
- INGOLD, T.S. (1979). *The effects of compaction of retaining walls*. Geotechnique, v.29, n.3, p.265-285.
- JABER, M.B. (1989). *Behavior of Reinforced Soil Walls in Centrifuge Model Tests*. 239p. Tese (doutorado) - University of California at Berkeley, Berkeley, EUA.

- JEWELL, R.A.; JONES, C.J. (1981). *Reinforcement of clay and waste materials using grids*. X International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, v.3, p.701-706.
- JEWELL, R.A.; PAINE, N.; WOODS, R.I. (1984). *Design Methods for Steep Reinforced Embankments*. Symposium of Polymer Geogrid Reinforcement in Civil Engineering. London, paper 3.1, p.70-81.
- JEWELL, R.A.; WROTH, C.P. (1987) *Direct shear tests on reinforced sand*. Geotechnique, v.37, n.1, p.53-68.
- JEWELL, R.A.; MILLIGAN, G.W.E. (1989). *Deformation calculations for reinforced soil walls*. Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, v.2, p.1257-1262.
- JEWELL, R.A. (1991). *Application of revised design charts for steep reinforced slopes*. Geotextiles and Geomembranes, Barking Essex, v.10, p.203-233.
- JEWELL, R.A. (1996). *Soil Reinforcement with Geotextiles*. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), Special Publication 123.
- JONES, C.J.F.P. (1985). *Earth Reinforcement and Soil Structures*. Butterworths, London, UK.
- JONES, C.J.F.P. (1990). *Construction Influences on the Performance of Reinforced Soil Structures*. Performance of Reinforced Soil Structures. International Reinforced Soil Conference, British Geotechnical Society, p.97-116.
- JONES, C.J.F.P.; ASAN, C.A. (1992). *Discussions on Geosynthetic-Reinforced Retaining Walls*. Ed. by WU, J.T.H, Balkema, Rotterdam, 1992, p.366-368.
- JONES, C.J.F.P. (2000). *Geosynthetics in reinforced structures*. EuroGeo 2000, Second European geosynthetics conference – Bologna, Italia.
- JURAN, I; IDER, H.M.; FARRAG, K. (1990). *Strain Compatibility Analysis for Geosynthetics Reinforced Soil Walls*. Journal of Geotechnical Engineering, v.116, n.2, p.312-329.

- KAMIJI, T.S.M.M. (2006). *Fluência de geotêxteis não tecidos através de ensaios confinados*. 134p. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Carlos.
- KARPURAPU, R.; BATHURST, R.J. (1992). *Numerical investigation of controlled yielding of soil-retaining wall structures*. Geotextiles and Geomembranes, Barking Essex, v.11, p.115-131.
- KOERNER, R. (1994). *Designing with geosynthetics*. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall, 4^a edição., p.760.
- KOERNER, R.M.; SOONG, T. (2001). *Geosynthetic reinforced segmental retaining walls*. Geotextiles and Geomembranes, Barking Essex, v.19, p.359-386.
- KOERNER, R.M., KOERNER, J., SOONG, T. (2001). *Earth retaining wall costs in the USA*. Geosynthetics 2001 Conference. IFAI, Roseville, MN.
- KUTARA, K.; MIKI, H.; KUDOH, K.; NAKAMURA, K.; MINAMI, T.; IWASAKI, K.; NISHIMURA, J.; FUKUDA, N.; TAKI, M. (1990). *Experimental study on prototype polymer grid reinforced retaining wall*. Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. The Hague, Netherlands, v.1, p.73-78.
- LADE, P.V.; LEE, K.L. (1976). *Engineering Properties of Soils*. Report UCLA-ENG-7652, 145p.
- LAMBE, T.; WHITMAN, R. (1979). *Soil mechanics*. New York: John Wiley.
- LANZ, D (1992). *Estudo da deformabilidade e tensões em estruturas de arrimo reforçadas com geotêxteis*. 170p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília, Brasília.
- LANZ, D.; PALMEIRA, E.M. (1994). *Distribuição de tensões e deformações em estruturas de arrimo reforçadas com geossintéticos*. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v.3, p.833-840, Foz do Iguaçu.

- LEE, W.F.; HOLTZ, R.D.; ALLEN, T.M. (1999) *Full Scale Geosynthetic Reinforced Retaining Walls: A Numerical Parametric Study*. Geosynthetics '99, Boston, Massachusetts, Industrial Fabrics Association International, v.2, p.935-948.
- LESHCHINSKY, D. (1993) *Geosynthetic reinforced steep slopes and walls: Effects of facing blocks*. 1st Tokushima International Seminar on Slope Stability Engineering, Tokushima, Japão, p.95-133.
- LESHCHINSKY, D.; BOEDEKER, R.H. (1989). *Geosynthetic reinforced soil structures*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, v.115, n.10, p.1459-1478.
- LESHCHINSKY, D.; PERRY, E.B. (1989). *On the design of geosynthetic-reinforced walls*. Geotextiles and Geomembranes, Barking Essex, v.8, n.4, p.311-323.
- LESHCHINSKY, D.; VOLK, J.C. (1986). *Predictive equation for the stability of geotextile reinforced earth structure*. 3rd International Conference of Geotextiles, Vienna, p.383-388.
- LESHCHINSKY, D. (1995). *RESLOPE - Design Manual*. Department of Civil Engineering, University of Delaware, EUA.
- LIU, Y.; SCOTT, D.J.; SEGO, D.C. (1994). *Geogrid Reinforced Clay Slopes in a Test Embankment*. Geosynthetics International, v.1, n.1, p.67-91.
- MACHADO, S.L.; CARVALHO, M.F.; CAVALCANTE, R.F. (2001). *Desenvolvimento de material didático multimídia relativo à disciplina de mecânica dos solos, constando de vídeos, fotos, textos interativos e transparências*. Universidade Federal da Bahia. 1 CD-ROM.
- MARQUES, G.L.O.; BUENO, B.S.; MINETTE, E.; ROCHA, E.M. (1994). *Uso de geotêxteis em muros de contenção de pequeno porte*. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v.3, p.921-928, Foz do Iguaçu.
- McGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z.; AL-HAZANI, M.M. (1978). *Effect of inclusion properties on the behaviour of sand*. Geotechnique, v.28, n.3, p.327-347.

- McGOWN, A., ANDRAWES, K.Z. AND KABIR, M.H. (1982). *Load-extension testing of geotextile confined soil*. Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas, NV, p.793-797.
- McGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z.; PRADHAN, S.; KHAN, A.J. (1998). *Limit state design of geosynthetic reinforced soil structures*. Sixth International Conference on Geosynthetics. Atlanta, Georgia, EUA, v.1, p.143-179.
- MITCHELL, J.K.; VILLET, W.C.B. (1987). *Reinforcement of earth slopes and embankments*. National Cooperative Highway Research Program Report. n.290.
- MURATA, O.; TATEYAMA, M.; TATSUOKA, F. (1990). *Steep reinforced with a planar geotextile having a rigid facing*. Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Netherlands, v.1, p.122.
- MURRAY, R.T. (1980). *Fabric reinforced earth walls: development of design equations*. Ground Engineering, v.13, n.7, p.29-36.
- NAEMURA, S.; & MIKI, H. (1996). *Design and Construction of Geotextile Reinforced Soil for Road Earthworks in Japan*. Geosynthetics International, v.3, n.1, p.49-62.
- NATIONAL CONCRETE MASONRY ASSOCIATION (NCMA) (1997). *Design Manual for Segmental Retaining Walls*. Collin, J.G. (Ed.), Herndon, VA, 289p.
- NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1981). *Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias*. Simpósio Brasileira de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, p.30-40.
- PALMEIRA, E.M. (1999). *Aspectos relacionados à interação solos-geossintéticos*. Geossintéticos 99. 3º Congresso Brasileiro de Geossintéticos. Rio de Janeiro, p.83-90.
- PANG, P.L.R. (1990). *Design of reinforced fill structures in Hong Kong*. In: *Performance of reinforced Soil Structures*. International Reinforced Soil Conference. British Geotechnical Society, p.25-30.

- PATIAS, J. (2005). *Avaliação do uso de solos não convencionais em estruturas de solo reforçado*. 129p. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Carlos.
- PECK, R.B. (1988). Foreword to *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. J., J. Wiley & Sons, 577p.
- PEDROSO, E.O. (2000). *Estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos*. 79p. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- PETRICK, P.M.; BASLÍK, R. (1988). *Design of Geotextiles reinforcing embankments with reference to long-term loading*. Geotextiles and Geomembranes, Barking Essex, v.7, p.71-79.
- PINTO, M.I.M.; PEREIRA, R.V.C.; LOPES, M.L.; MENDONÇA, A. (1998). *Brick-faced retaining walls reinforced with geosynthetics – A numerical analysis*. Sixth International Conference on Geosynthetics. Atlanta, Georgia, EUA, v.2, p.593-596.
- PORBAHA, A. (1998). *Traces of slip surfaces in reinforced retaining structures*. Soils and Foundations, v.38, n.1, p.89-95.
- RECCIUS, G. (1999). *Muros de contenção se solo reforçado com geogrelhas e paramento de blocos pré-fabricados*. Geossintéticos 99. 3º Congresso Brasileiro de Geossintéticos. Rio de Janeiro, Brasil, p.421-428.
- RIBEIRO, T.S.M.T.; JUNIOR, M.C.V.; PIRES, J.V. (1999). *Comportamento do aterro de solo reforçado da encosta do Belvedere*. IX Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, São Pedro, 16p.
- ROWE, R.K.; HO, S.K. (1998). *Horizontal deformation in reinforced soil walls*. Canadian Geotechnical Journal, v.35, p.312-327.
- SANDRI, D.; SILVER, G.; TRAZO, R. (2000). *Design, Construction, and Monitoring of a 14.9m High Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Wall in a Seismically Active Region*. ASCE Geotechnical Special Publication (GSP)

"Advances in Transportation and Geoenvironmental Systems using Geosynthetics".

SARAMAGO, R.P. (2002). *Estudo da Influência da Compactação em Muros de Solo Reforçado com a Utilização de Modelos Físicos*. 294p. Tese (doutorado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SARAMAGO, R. P.; EHRLICH, M. (2002). *Estudo do comportamento de muros de solo reforçado com a utilização de modelos físicos*. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, v.2. p.1071-1082.

SCHLOSSER, F.; BUHAN, P. (1990). *Theory and design related products to the performance of reinforced soil structures*. Performance of reinforced Soil Structures. International Reinforced Soil Conference. British Geotechnical Society, p.1-14.

SILVA, L.C.R., ABRAMENTO, M. (1995). "Métodos de Análise da Estabilidade de Taludes Reforçados por Equilíbrio Limite". Geossintéticos 95 – 2º Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos, p.11-18, São Paulo.

SIMAC, M.R.; CHRISTOPHER, B.R.; BONCZKIEWICZ, C. (1990). *Instrumented field performance of a 6m geogrid soil wall*. Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Balkema, p.53-59, Rotterdam, Holanda.

TATSUOKA, F.; TATEYAMA, M.; MURATA, O. (1989). *Earth retaining wall with a short geotextile and a rigid facing*. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, v.2, p.1311-1312.

TATSUOKA, F.; MURATA, O.; TATEYAMA, M.; NAKAMURA, K.; TAMURA, Y.; LING, H.I.; IWASAKI, K.; YAMAUCHI, H. (1990). *Reinforcing steep clay slopes with a non-woven geotextile*. Performance of reinforced Soil Structures, International Reinforced Soil Conference. British Geotechnical Society, p.141-146.

TATSUOKA, F. (1992). *Keynote lecture: Roles of facing rigidity in soil reinforcing*. International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka. Balkema, v.2, p.831-870.

- TATSUOKA, F; KOSEKI, J; TATEYAMA, M; MANF, Y.; HORII, K. (1998). *Keynote Lecture: Seismic stability against high seismic loads of geosynthetic-reinforced soil retaining structures*. Sixth International Conference on Geosynthetics. Atlanta, Georgia, EUA, v.1, p.103-142.
- THAMM, B.R., KRIEGER, B. KRIEGER, J. (1990). *Full-scale test on a geotextile reinforced retaining structure*. Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Balkema, p.3-8, Rotterdam, Holanda.
- TSUKADA, Y.; OCHIAI, Y; MIYATAKE, H.; TAJIRI, N. (1998). *Field performance test of a geosynthetic-reinforced soil wall with rigid facing*. Sixth International Conference on Geosynthetics. Atlanta, Georgia, EUA, v.1, p.577-580.
- TUPA, N. (1994). *Estudo da aderência e interação solo-geossintético*. Dissertação (mestrado) - Universidade de Brasília, Brasília.
- TUPA, N.; PALMEIRA, E.M. (1995). *Estudo da interação entre geossintéticos e solos finos e entre diferentes tipos de geossintéticos*. Revista Solos e Rochas, ABMS, v.18, p.31-41.
- VAN ZANTEN, R. V. (1986). *Geotextiles and geomembranes in civil engineering*. Rotterdam, Balkema.
- VANICEK, I., SKOPEK, P. (1989). *Stability calculation of reinforced soil slope*. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, 17/28, p.1321-1324.
- VIDAL, H. (1966). *La terre armée*. Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 19, n.223-4, França.
- VIDAL, D.; GUIMARÃES, D.G. (1994). *Dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geotêxtil: comparação com modelos reduzidos*. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu, PR, v.3, p.673-680.
- VIDAL, D. (1998). *Propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas dos geossintéticos*. Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente. Instituto de Engenharia. São Paulo. 42p.

- WEI, J.; CHUA, K.C.; LIM, S.K.; CHEW, S.H.; KARUNARATNE, G.P.; TAN, S.A.; SEAH, Y.T. (2002). *Performance of a geosynthetics reinforced steep slope in residual soil*. Seventh International Conference on Geosynthetics. Nice, França, v.1, p.325-328.
- WOOLEY, L. (1939). Ur Excavations, v.5. The Ziggurat and its Surroundings. In: Publications of the Joint Expedition of the British Museum and of the University Museum, University of Pennsylvania, Philadelphia, to Mesopotamia. Disponível em: <www.hope.edu/bandstra/rtot/ch1/ch1_bab.htm>. Acesso em: 27/12/2005.
- WU, J.T.H. (1992). *Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*. International Symposium on Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls. Denver, Colorado.
- YAMANOUCI, T; FUKUDA, N.; IKEGAMI, M. (1993). *Geogrid Reinforcement for a steep road embankment slope Kyushu Island, Japan*. In: Geosynthetics Case Histories – Thirty five years of experience, v.1, p.242-245.
- YAPA, K.A.S., MITCHELL, J.K. AND SITAR, N. (1993). *Decomposed granite as an embankment fill material: Mechanical properties and the influence of particle breakage*, Geotechnical Engineering Report No. UCB/GT/93-06. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, EUA.
- YOO, C.; & JUNG, H. (2004). *Measured behavior of a geosynthetic-reinforced segmental retaining wall in a tiered configuration*. Geotextiles and Geomembranes, Barking Essex, v.22, p.359-376.
- YOSHIDA, T.; TATSUOKA, F. (1997). *Deformation property of shear band in sand subjected to plane strain compression and its relation to particle characteristics*. 14th ICSMFE, Hamburgo, v.1, p.237-240.
- ZORNBERG, J. G. (1994). *Performance of Geotextile-Reinforced Soil Structures*. PhD dissertation, p.504, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California, EUA.
- ZORNBERG, J.G.; MITCHELL, J.K. (1994). *Reinforced soil structures with poorly draining backfills*. Part I: Reinforcement interaction and functions. Geosynthetics International, v.1, n.2, p.103-147.

- ZORNBERG, J.G.; CHRISTOPHER, B.; MITCHELL, J.K. (1995). *Performance of a geotextile-reinforced slope using decomposed granite as backfill material*. Geossintéticos-95. Segundo Simpósio Brasileiro sobre aplicações de Geossintéticos, São Paulo, p.19-29.
- ZORNBERG, J.G.; SITAR, N.; MITCHELL, J.K. (1998). *Performance of geosynthetic reinforced slopes at failure*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.124, n.8, p.670-683.
- ZORNBERG, J.G.; ARRIAGA, F. (2003). *Strain distribution within geosynthetic-reinforced slopes*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.129, n.1, p.32-45.